



UNIVERSITE  
Abdelhamid Ibn Badis  
MOSTAGANEM

**UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM**  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° D'ORDRE : D.../2010

**THESE**

Présentée pour obtenir

LE DIPLOME DE DOCTORAT EN-SCIENCES  
SPECIALITE : GENIE CIVIL

Par

**BELKHATIR Mostefa**

**ÉTUDE EN LABORATOIRE DE LA LIQUEFACTION DU SOL DE CHLEF  
(INFLUENCE DE L'INDICE DES VIDES INTERGRANULAIRE)**

Soutenue le **04/11/2010** devant le jury composé de :

**Présidente :**

Mme BELAS Nadia

Professeur (Université de Mostaganem)

**Examineurs :**

Mr BENDANI Karim

Maître de conférences (Université de Mostaganem)

Mr MEKERTA Belkacem

Maître de conférences (ENSET Oran)

Mr MEKHLOUF Ali

Maître de conférences (Université de Chlef)

**Rapporteur :**

Mr MISSOUM Hanifi

Maître de conférences (Université de Mostaganem)

**Co-rapporteur :**

Mr ARAB Ahmed

Maître de conférences (Université de Chlef)

## **Avant Propos**

Ce travail a été effectué au Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. Qu'il me soit agréable de sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier:

A mon directeur de thèse le docteur Hanifi MISSOUM qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses. Je suis très heureux de pouvoir lui exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements pour m'avoir guidé par ses précieux conseils et pour l'estime qu'il m'a accordée.

Au docteur Ahmed ARAB qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-diriger cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements au cours de la réalisation de ce travail.

A Mme Nadia BELAS, Professeur à l'Université de Mostaganem, qui a bien voulu présider cette soutenance et donner ses appréciations, de même messieurs Karim BENDANI, Maître de conférences à l'Université de Mostaganem, Belkacem MEKERTA, Maître de conférences à l'ENSET d'Oran et Ali MEKHLOUF, Maître de conférences à l'Université de Chlef, qui ont eu l'amabilité d'examiner cette thèse et dont leur présence au jury a donné une dimension supplémentaire à cette thèse par leurs interventions et leurs remarques.

Aux Professeurs Issam SHAHROUR, et M.P. LUONG qui ont contribué à l'enrichissement de ce travail par leur aide et conseils qu'ils n'ont cessé de prodiguer. Qu'ils reçoivent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Au Professeur Tom Schanz du Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil à l'Université de Bochum en Allemagne, qui m'a bien accueilli dans son Laboratoire au cours de mes différents séjours, en m'apportant assistance et encouragement.

A tous mes collègues du département de Génie Civil et particulièrement de l'unité de géotechnique: N. DELLA, M. MEKKAKIA, A. H. DJAAFAR, et K. HARICHANE, pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

## **DEDICACES**

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père, qui n'a pas eu la chance de vivre aussi longtemps et de m'encourager dans mes études.

A ma chère mère qui m'a toujours entouré de son affection et aidé avec tous les moyens disponibles, mes frères et sœurs.

A ma femme qui a toujours été à mes côtés dans les moments difficiles, ainsi que mes enfants : Mohamed, Abdelhamid, Oussama et Abderrazak.

## Sommaire

<b>Résumé</b>	7
<b>Abstract</b>	9
<b>Résumé en Arabe</b>	11
<b>Notations</b>	12
<b>Introduction générale</b>	13

### CHAPITRE 1

#### ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

<b>1.1 Introduction</b>	15
<b>1.2 Phénomène de liquéfaction</b>	16
<b>1.3 Liquéfaction statique</b>	19
<b>1.4 Etat caractéristique</b>	20
<b>1.4.1 Notion de contractance et dilatance</b>	20
<b>1.4.2 Etat caractéristique</b>	20
<b>1.5 Comportement des sables sous chargement cyclique</b>	23
<b>1.5.1 Comportement cyclique en condition drainé</b>	24
<b>1.5.2. Comportement cyclique en condition non drainé</b>	26
<b>1.6 Potentiel de liquéfaction</b>	26
<b>1.6.1 Courbe de potentiel de liquéfaction</b>	26
<b>1.6.2 Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction</b>	27
<b>(i) Densité relative</b>	27
<b>(ii) Confinement</b>	28
<b>(iii) Granulométrie</b>	31
<b>(iv) Présence des fines</b>	32
<b>(v) Influence des fines et graves</b>	34
<b>(vi) Mode de préparation des échantillons</b>	34
<b>(vii) Surconsolidation</b>	38
<b>(viii) Coefficient des terres au repos <math>K_0</math></b>	41
<b>(ix) Pré-cisaillement</b>	41
<b>(x) Pré cisaillement cyclique</b>	42
<b>(xi) Influence de la saturation</b>	43
<b>1.7 Influence des fines sur le comportement d'un sol</b>	45
<b>1.7.1 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (<math>e_{min}</math> et <math>e_{max}</math>)</b>	45
<b>1.7.2 Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire</b>	47
<b>1.7.3 Effet des fines sur la phase initiale de cisaillement non drainé</b>	47
<b>1.7.4 Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction</b>	48
<b>1.7.5. Effet de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction</b>	50
<b>1.8 Conclusion</b>	52

## CHAPITRE 2

### DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE

<b>2.1 Introduction</b>	54
<b>2.2 Dispositif expérimental</b>	54
<b>2.2.1 Présentation générale</b>	54
<b>2.2.2 Le moule de fabrication des échantillons</b>	56
<b>2.2.3 Système de mesure</b>	56
<b>2.2.4 Système d'antifretage</b>	57
<b>2.2.5 Système d'accrochage</b>	58
<b>2.3 Mode opératoire</b>	59
<b>2.3.1. Préparation de l'échantillon</b>	59
Déversement à sec (DS)	60
Sédimentation (WS)	60
Placement humide (MP)	61
Préparation par sous compaction	61
<b>2.3.2 Saturation de l'échantillon</b>	62
<b>2.3.3 Consolidation</b>	63
<b>2.4 Matériaux Utilisés</b>	63
<b>2.5 Répétabilité des essais</b>	67
<b>2.6 Conclusion</b>	68

## CHAPITRE 3

### ETUDE DU COMPORTEMENT DU SOL SOUS CHARGEMENT MONOTONE INFLUENCE DE L'INDICE DES VIDES INTERGRANULAIRE

<b>3. Etude du comportement des sols sous chargement monotone : Influence des fines</b>	70
<b>3.1. Introduction</b>	70
<b>3.2 Résultats des essais réalisés</b>	70
<b>3.2.1 Essais de compression drainée</b>	70
<b>3.2.2 Essais de compression non drainée</b>	72
<b>3.3. Influence des fines sur les caractéristiques mécaniques</b>	75
<b>3.4. Résistance au cisaillement non drainée en phase de transition</b>	78
<b>3.5. Conclusion</b>	82

## CHAPITRE 4

### ETUDE DU COMPORTEMENT DU SOL SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE:

- Influence de l'indice des vides intergranulaire
- Influence de la fraction des fines peu plastiques

<b>4.1 Introduction</b>	85
<b>4.2 Influence de la densité relative (<math>D_r</math>) et de l'indice des vides globale (<math>e_0</math>)</b>	85
<b>4.3 Influence de la compacité initiale (<math>D_r</math>)</b>	89
<b>4.4 Mélange sable de Chlef – Limon de Chlef (LC)</b>	90
<b>4.4.1 Essais sur sable propre (<math>F_c=0\%</math>)</b>	90
<b>4.4.2 Essais cycliques sur le mélange sable de Chlef–Limon de Chlef (LC)</b>	92
- Mélange à Teneur en fines $F_c = 10\%$	92
- Mélange à Teneur en fines $F_c = 40\%$	93
<b>4-4-3 Effet des fines sur le potentiel de liquéfaction</b>	94
<b>4.5. Conclusion</b>	96
<b>Conclusion générale</b>	97
<b>Références bibliographiques</b>	99

## RESUME

Le présent travail expérimental concerne une étude paramétrique sur le comportement des mélanges de sable-limon sous chargement monotone et cyclique. Il comprend quatre parties :

La première partie présente une analyse bibliographique des travaux antérieurs réalisés sur l'influence de quelques paramètres sur la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux. On discute l'influence des principaux paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme la granulométrie, l'indices des vides global, l'indice des vides intergranulaire, la densité relative, la présence des fines, la saturation, la surconsolidation et les méthodes de déposition.

La seconde partie montre l'appareillage utilisé, le mode opératoire suivi et les matériaux utilisés. Des essais de répétabilité ont été réalisés en vue de vérifier la fiabilité du dispositif expérimental et la bonne maîtrise du mode opératoire.

La troisième partie présente les résultats des essais triaxiaux drainés et non drainés sous chargement monotone et discute l'influence de quelques paramètres sur le comportement des mélanges sable-limon étudiés. Les résultats de différents essais triaxiaux monotones non drainés sur les échantillons des mélanges sable-limon à l'état lâche, moyennement dense et dense montrent clairement qu'il existe une corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée mesurée en changement de phase ( $S_{us}$ ) et l'indice des vides intergranulaire ( $e_s$ ), qui est l'indice des vides des grains de la matrice de sable. Il est clair que pour la gamme 0-50% de teneur en fines, la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition diminue linéairement avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. En fait, quand on augmente la teneur en fines dans la gamme de 0-50%, tous les grains de la fraction des fines remplissent les plupart vides de la matrice de sable et le contact entre les grains de sable diminue, ainsi l'indice des vides intergranulaire augmente. En augmentant la teneur en fines, la résistance au cisaillement non drainée mesurée en changement de phase diminue jusqu'à ce qu'une teneur en fines de 40% soit atteinte. Au delà de cette teneur en fines une chute brutale de la résistance au cisaillement non drainée a été observée.

Le quatrième chapitre comporte une étude de l'influence des fines peu plastiques, l'indice des vides intergranulaire et la densité relative sur la résistance à la liquéfaction des mélanges de sable limon. Les résultats des essais triaxiaux cycliques non drainés montrent que la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon diminue avec l'augmentation de l'indice des vides



intergranulaire (teneur en fines) et les échantillons cisailés avec un niveau de chargement élevé (CSR= 0.25) sont beaucoup plus vulnérable à la liquéfaction que ceux cisailés avec un niveau de chargement réduit (CSR = 0.15). Ils montrent aussi que la résistance à la liquéfaction augmente avec la densité relative et diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire et l'amplitude de chargement. La diminution de la résistance à la liquéfaction du mélange du sable de Chlef avec le limon devient très prononcée pour les petits rapports de contraintes cycliques CSR = 0.15 et 0.25

**Mots clés:** liquéfaction, chargement cyclique, résistance au cisaillement, indice des vides intergranulaire, teneur en fines.

## ABSTRACT

This experimental work was performed to study the effect of some parameters on the behaviour of a soil under monotonic and cyclic loading. It includes four parts:

The first part includes a bibliographical analysis of the previous works dealing with the influence of certain parameters on the liquefaction resistance of soils such as the grain size distribution, the global void ratio, the inter-granular void ratio, the relative density, the presence of fines, saturation, the overconsolidation and the sample preparation methods.

The second part presents the apparatus, the experimental procedure and the materials used in the testing program. The repeatability tests were carried out to check the reliability of the testing devices and the experimental procedure.

The third part presents the results of the monotonic tests and discusses the influence of some parameters on the behaviour of the studied soil. The results of different triaxial tests on loose, medium dense and dense silty sands show clearly that there is a correlation between the undrained shear strength measured at the phase transition point ( $S_{us}$ ) and the inter-granular void ratio ( $e_s$ ), which is the void ratio of the sand-grain matrix. It is shown that for the range 0-50% of the fines content, the undrained shear strength at the phase transition state decreases linearly with an increase of the inter-granular void ratio. In fact, when we increase the fines content in the range of 0-40%, all the fine-grained soil fills most of the voids in the sand-grain matrix and the contact between sand grains decreases and thus the inter-granular void ratio increases. As the fines content increases the undrained shear strength at the phase transition state decreases until a fines content of 40% is reached. After that a strong decline in the undrained shear strength at the phase transition point was observed.

The fourth chapter discusses the undrained cyclic triaxial tests and discusses influence of the fines content, the global void ratio, the inter-granular void ratio and the relative density on the liquefaction resistance of the Chlef sand-silt mixtures. Cyclic tests results show that the liquefaction potential of the sand-silt mixture decreases with the increase in the inter-granular void ratio (fines content) and the samples sheared with higher level loading (CSR= 0.25) are more vulnerable to liquefaction than those sheared with a lower loading level (CSR = 0.15). They also show that the liquefaction resistance increases with the relative density but it decreases with the increase in the

inter-granular void ratio and the loading amplitude. The reduction in the liquefaction resistance of the Chlef sand-silt mixture becomes very marked for the smaller cyclic stress ratios  $CSR = 0.15$  and  $0.25$ .

**Keywords:** liquefaction, cyclic loading, shear strength, intergranular void ratio, fines content.

## الخلاصة

هذه الأطروحة عبارة عن عمل مختبري لدراسة سلوك الترب تحت تأثير الأحمال المستقرة والدورية وتشتمل على أربعة أجزاء:

الجزء الأول يختص بمراجعة وتحليل البحوث السابقة حول تميع التربة. حيث تم توضيح تأثير العوامل الرئيسية على مقاومة التميع مثل التحليل الحبيبي، الكثافة النسبية، وجود دقائق التربة الصغيرة، درجة التشبع، الأحمال، الأحمال المسبقة، نسبة الصلادة، تأثير نسبة الفراغات ومؤشر المرونة.

الجزء الثاني يحتوي على شرح طريقة العمل والأجهزة المستعملة في التجارب بالإضافة إلى طريقة قياس دقة النتائج المستحصلة من هذه التجارب.

الجزء الثالث يشمل عرض لنتائج التجارب بواسطة أحمال ستاتيكية ومناقشة مدى تأثير وجود الدقائق على سلوك الترب المستعملة وكذلك مؤشر الفراغات. أظهرت النتائج أن ارتفاع نسبة الدقائق يؤثر بشكل كبير على التشوه الحجمي الذي يظهر في البداية، وبوجود حد معين من الدقائق الصغيرة، من خلال توسع طور الانكماش متبوعاً بحالة الاستقرار.

الجزء الرابع من هذه الأطروحة يوضح تأثير الدقائق غير اللدنة على جهد التميع لخليط التربة (رمل شلف-غرين شلف). إن وجود العناصر الدقيقة وبنسبة كبيرة يؤدي إلى انخفاض مقاومة التميع مع ارتفاع نسبة العناصر الدقيقة لخليط رمل شلف غرين شلف.

**الكلمات الدالة:** رمل، خليط، نسبة الحبيبات، الكثافة، التميع، نسبة الدقائق، التشبع الجزئي، الأحمال المسبقة، نسبة الصلادة، مؤشر الفراغات.

## Notations

$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Poids volumique sec
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Poids du constituant solide
$e$	Indice des vides global
$e_s$	Indice des vides intergranulaire
$e_{max}$	Indice des vides maximal
$e_{min}$	Indice des vides minimal
$\epsilon_1$	Déformation axiale
$\epsilon_2$ et $\epsilon_3$	Déformations horizontales
$\epsilon_v$	Déformation volumique
$\sigma_{ij}$	Composantes du tenseur de contraintes
$\sigma'_{ij}$	Composantes du tenseur de contraintes effectives
$\sigma'_3$ (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 de contraintes : $q = \sigma_1 - \sigma_3$
$S_{us}$	Résistance au cisaillement en changement de phase
$q_{am}$ (kPa)	Amplitude du déviateur
$q_m$ (kPa)	Valeur moyenne du déviateur
$q_{max}$ et $q_{min}$	Valeur maximale et minimale du déviateur
$\Delta \epsilon_v$	Variation de la déformation volumique
$\Delta \epsilon_1$	Variation de la déformation axiale
$B$	Coefficient de saturation de Skempton
$H_0$ et $V_0$	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon
$D_r$	Densité relative
$W_L$	Limite de liquidité
$W_p$	Limite de plasticité
$I_p$	Indice de plasticité
$\Psi$	Angle de dilatance
$L_C$	Ligne caractéristique
$L_R$	Ligne de rupture
$E$	Module sécant de déformation
$\Phi$	Angle de frottement
$\phi_s$	Angle de frottement résiduel
$K_0$	Coefficient des terres au repos
$N_c$	Nombre de cycles
$RCC = q_{am}/2\sigma'_3$	Rapport de contrainte cyclique
RLC	Résistance à la liquéfaction cyclique ( $N_c=15$ cycles)

## INTRODUCTION

Au cours de ce dernier siècle, les exemples de liquéfactions occasionnées par les tremblements de terre sont très nombreux, et leurs conséquences sont responsables de dégâts importants. Ainsi plusieurs pays se trouvent actuellement confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages vis-à-vis des séismes. De nombreux chercheurs ont mené des investigations dans ce sens, mettant en évidence les conditions dans lesquelles se produit la liquéfaction des sols.

La prévention des risques sismiques 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. La liquéfaction correspond à la perte de résistance d'un matériau sableux saturé suite à un développement d'un excès de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa résistance et commence à se comporter comme un liquide. Ce phénomène a fait l'objet de nombreux dégâts à travers le monde: séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Chlef 1980, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995, Izmir 1999 et récemment Boumerdes 2003.

L'approche de la pression interstitielle a été étudiée par Seed et Lee (1966) sur un sable saturé 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.

On trouve des résultats controversés sur l'effet de la fraction des fines sur la résistance à la liquéfaction. Certaines études ont montré que l'augmentation de la fraction des fines améliore la résistance à la liquéfaction, d'autres montrent que cette augmentation réduit la résistance à la liquéfaction d'un sol ; d'autres études montrent que l'augmentation des fines réduit d'abord la résistance à la liquéfaction, puis elle améliore cette résistance. Face à cette controverse, on propose d'étudier l'influence des fines sur la résistance à la liquéfaction en considérant différents mélanges de sable-limon. On va également analyser l'influence de certains paramètres sur la liquéfaction (densité relative, teneur en fines, indice des vides global et indice des vides intergranulaire).

*Chapitre 1 :*

**ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE**

- *Le phénomène de liquéfaction*
- *Paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction:*
- *Influence des fines sur le comportement d'un sol*
- *Influence de la densité relative*
- *Influence de la pression de confinement*
- *Influence de l'indice des vides global*
- *Influence de l'indice des vides intergranulaire*

## 1.1 Introduction.

Le mot liquéfaction a été utilisé la première fois par Casagrande (1936) comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposé menant à une perte de résistance. Hazen (1920) a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, phénomène qui a provoqué la rupture du barrage de Calaveras en Californie.

Dans le cas d'un chargement monotone (statique), le phénomène est très connu sous le nom de liquéfaction statique. Les premiers cas de liquéfaction statique ont été enregistrés à côté des mines de charbon au siècle dernier. Phénomène récent a été observé lors de la construction de l'aéroport de Nice (1977) en provoquant un glissement de terrain de la piste en mer (Schlosser, 1985). D'autres cas ont été enregistrés à travers le monde, entre autres notamment le glissement du massif de sable destiné à recevoir les plateformes pétrolières dans la mer canadienne de Beaufort en 1982 et 1983. Ce glissement a été déclenché par le chargement statique lors de la mise en place du sable lui-même.

Le plus souvent la liquéfaction est induite par un chargement cyclique résultant essentiellement des séismes ou de la houle. On cite le tremblement de terre au Japon (Niigata 1964), la rupture du barrage de San Fernando en 1971, tremblement de terre de Kobe 1995 et récemment celui d'Izmir 1999. Lors du séisme de Niigata au Japon de 1964, plusieurs bâtiments ont été enfoncés dans le sol sans que la structure ne soit endommagée avec de grands déplacements dans le massif du sol produisant des interactions fortes sur les fondations ; rupture des berges en Alaska (1964). La liquéfaction du barrage de San Fernando (1971) a eu lieu juste après le séisme d'une magnitude de 6,6 à l'échelle de Richter. A Kobe au Japon 1995, la liquéfaction a fait de nombreux dégâts notamment le déplacement latéral de quais du port de Kobe, plusieurs ponts et autoroutes se sont enfoncés dans le sol.

On trouve des résultats controversés de la liquéfaction des sables contenant des fines et l'effet de la fraction des fines sur le potentiel de liquéfaction. Dans la conception et l'amélioration des propriétés d'un site, plusieurs résultats sur le comportement des sols contenant des fines ont été trouvés. Il est connu que la plasticité de la fraction des fines, l'indice des vides que ce soit global ou intergranulaire et la compacité contrôle le comportement d'un site. Tous ces facteurs peuvent être contrôlés durant la phase de construction. En vue de réaliser une bonne construction résistant aux chargements sismiques, l'effet de la fraction des fines doit être pris sérieusement en compte.



De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées sur le comportement des sols en général, des sables et des sables argileux en particulier. Cette partie passe en revue les principaux traits de comportements des sables, sables limoneux et des sables argileux saturés.

## 1.2 Phénomène de liquéfaction

La littérature Grecque rapporte que le phénomène de liquéfaction a été observé 300 ans avant Jésus, mais ne donne aucune information sur les dégâts engendrés par ce phénomène.

Ce n'est que récemment que Hazen (1920) a été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 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 à une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte totale. 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 travaux de recherches réalisées en 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 vers un état liquide sous l'effet d'une légère perturbation.

Casagrande (1936), Castro (1975) et Poulos (1981) 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 (1985), 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.

La contrainte effective d'un sol est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante (Postulat de Terzaghi):

$$\sigma' = \sigma_t - u \quad (1)$$

avec:

$\sigma'$ : Contrainte effective,

$u$ : Pression interstitielle de l'eau se trouvant entre les particules de sol.

$\sigma_t$ : Contrainte totale

La mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle  $u$  conduisant à une diminution de la résistance du sol jusqu'à l'annulation totale des contraintes effectives: ( $\sigma' = \sigma_t - u = 0$ )

Un matériau ne présentant pas de 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 causant des basculements et enfoncements de bâtiments (Fig.1.1) cas du séisme de Niigata (1964), glissements de terrain (Fig1.2), destruction de pont suite à l'enfoncement des culés lors du séisme de Kobé (1995).



Figure 1.1 : Enfoncement, basculement et renversement des bâtiments lors du séisme de Niigata Japon (1964)

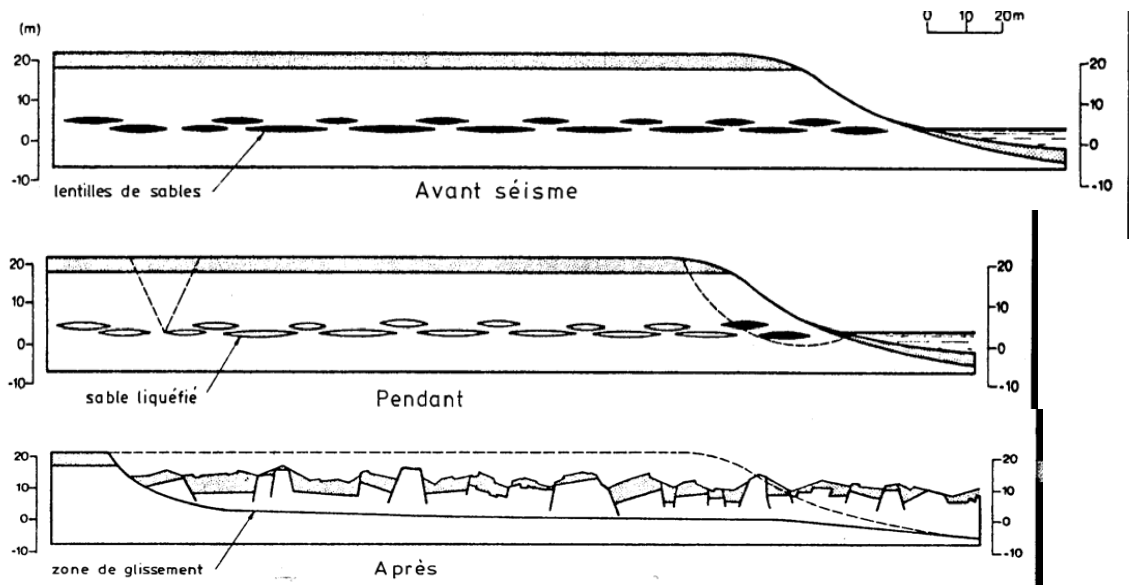


Figure 1.2 : Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de sable.

### 1.3 Liquéfaction statique

La liquéfaction statique est un phénomène observé notamment dans les sables lâches. Il correspond à une perte importante et instantanée de la résistance au cisaillement non drainée d'un matériau granulaire saturé et lâche due à l'application d'un chargement rapide. Il se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle provoquant une diminution des contraintes effectives. On dit que le matériau s'effondre, dans le cas limite, l'excès de pression interstitielle atteint la valeur de la pression de consolidation initiale. Le matériau se comporte alors comme un liquide, on dit qu'il se liquéfie, c'est le phénomène de liquéfaction totale. La liquéfaction n'est pas nécessairement associée à l'annulation de la pression moyenne effective. Castro (1975), Castro et Poulos (1977) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique.

Ce phénomène a provoqué plusieurs glissements de terrain comme:

- le glissement de l'aéroport de Nice (Octobre 1977) (Seed et al., 1988).
- le glissement d'un massif de sable destiné à recevoir des plates formes dans la mer canadienne de Beaufort (1982/1983) (Sladen et al., 1985b et 1987; Been et al., 1987; Konrad, 1991; et Lade, 1993).

La Figure 1.3 montre les résultats typiques d'un essai monotone non drainée illustrant le phénomène de liquéfaction statique, obtenus par Canou et al. (1994) sur le sable d'Hostun Rf. Le plus souvent, la liquéfaction est induite par le chargement cyclique résultant des séismes ou de la houle (Niigata 1964, San Fernando 1971, Kobé 1995)

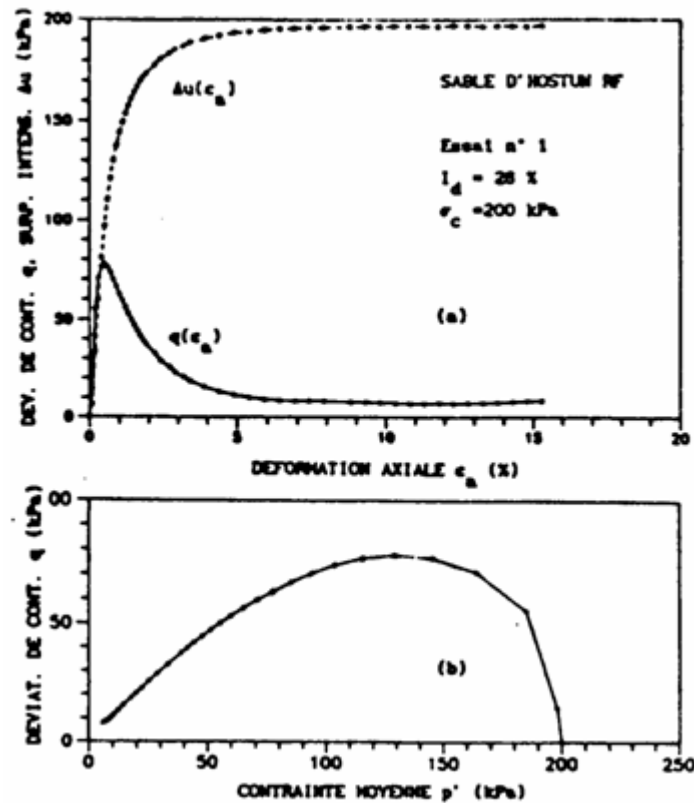


Figure 1.3 : Réponse monotone non drainée illustrant la liquéfaction statique (Canou et al. 1994).

## 1.4 Etat caractéristique

### 1.4.1 Notions de contractance et dilatance

La notion de contractance-dilatance est liée directement à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. Par contre, la dilatance correspond au phénomène inverse, observée dans les sables denses. Par analogie au comportement drainé, la contractance (respectivement la dilatance), dans un essai de cisaillement non drainé, est caractérisée par une génération positive (respectivement négative) de la pression interstitielle ( $u$ ).

### 1.4.2 Etat caractéristique

Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), il correspond à l'état du matériau à son passage du comportement contractant vers le comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement monotone en condition drainée ou non drainée. Dans le plan ( $q$ ,  $p'$ ), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente  $\eta_c = (q/p_c')$ . Elle sépare le domaine

subcaractéristique contractant du domaine surcaractéristique dilatant (Figure 1.4); étant qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al.(1975).

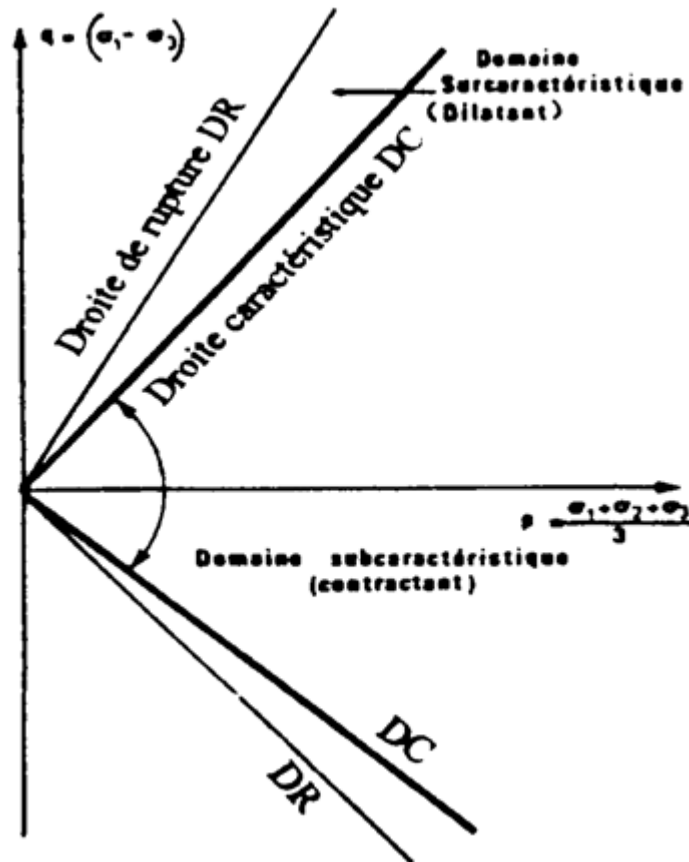


Figure 1.4 : Etat caractéristique (Luong 1978).

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (Touati, 1982) (Figure 1.5); en condition non drainée, celui-ci se traduit par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle ( $u$ ). Le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique (Figure 1.6) d'après Mohkam (1983).

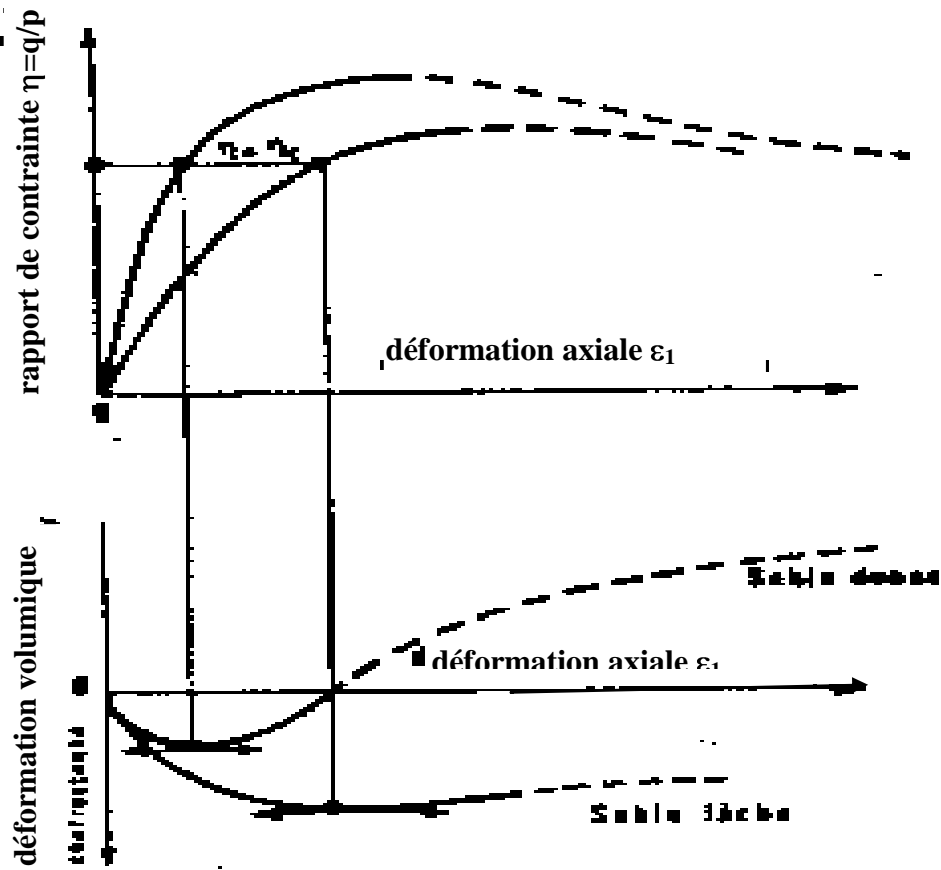


Figure 1.5 : Etat caractéristique d'un essai drainé (Touati,1982).

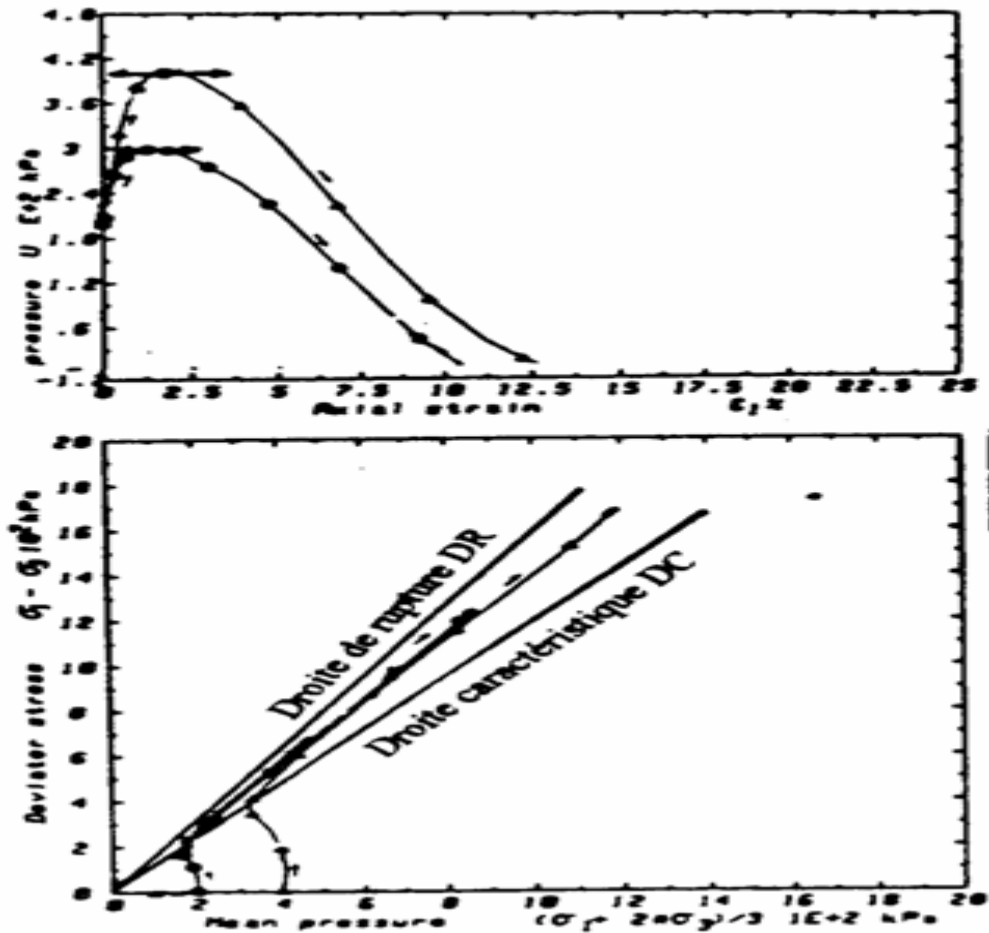


Figure 1-6: Etat caractéristique d'un essai non drainé (Mohkam 1983)

### 1.5 Comportement des sables sous chargement cyclique

Sous une sollicitation cyclique à amplitude contrôlée, on distingue trois types de phénomènes (Figure 1.7) à savoir:

- Le rocher : La déformation d'une manière continue, conduisant ainsi à des phénomènes de rupture comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique.
- L'accommodation : c'est une stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle hystérésis.
- L'adaptation : après un certain nombre de cycles, la courbe contrainte-déformation présente un chemin réversible, donc on a un matériau parfaitement élastique.



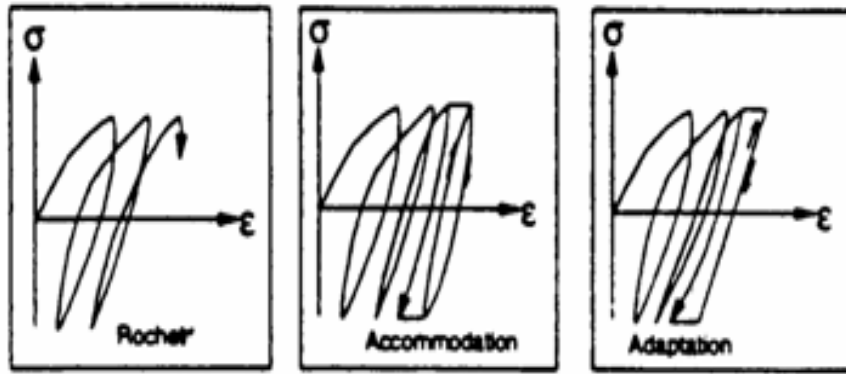


Figure 1.7: Différents phénomènes cycliques observés

### 1.5.1 Comportement cyclique en condition drainée

L'état caractéristique constitue un phénomène important dans le comportement des sables sous chargement cycliques. Luong (1980) a montré que l'on avait accommodation ou rochet selon que le comportement du sable était contractant ou dilatant (Figure 1.8). Le comportement d'accommodation est obtenu pour des chargements situés dans le domaine subcaractéristique. Ce comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles. Si l'amplitude des cycles est faible, le matériau se densifie progressivement jusqu'à l'adaptation. La densification est d'autant plus importante que le sable est lâche. Si le matériau est soumis à des chargements de forte amplitude (au-delà de l'état caractéristique), on observe le phénomène de rochet. Le chargement cyclique induit des déformations volumiques caractérisées par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau. Deux exemples types de résultats d'un essai triaxial cyclique drainé, à amplitude de rapport de contraintes  $\eta$  constant, l'un à amplitude faible conduisant à une stabilisation (a), l'autre à plus forte amplitude conduisant à la rupture (b), sont illustrés à la Figure 1.9, (Tatsuoka et Ishihara, 1974).

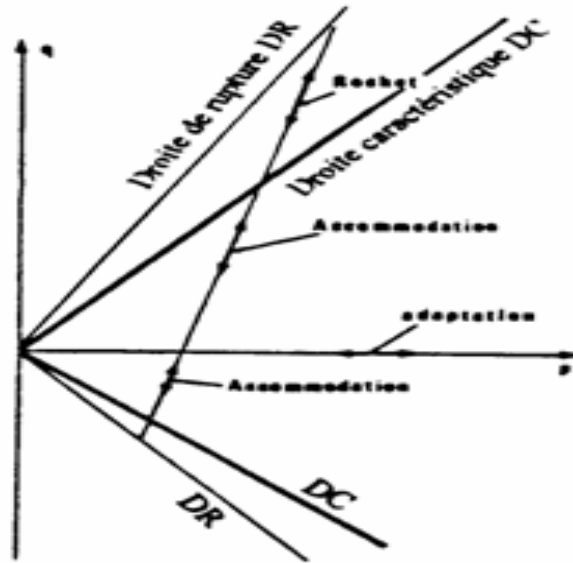


Figure 1.8 : Différents comportements cycliques drainés du sable (Luong 1980).

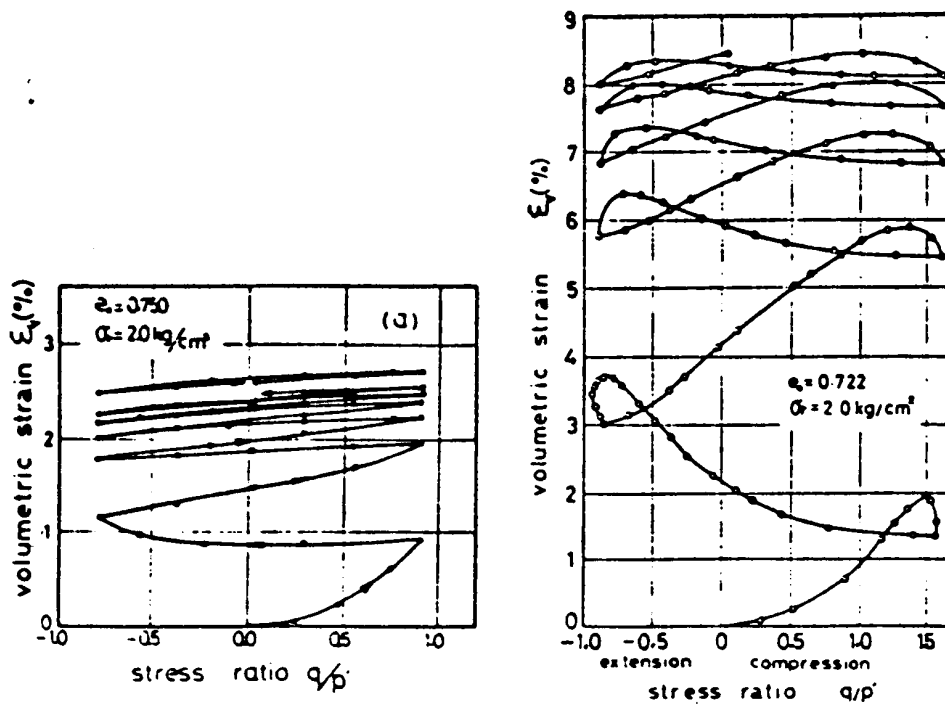


Figure 1-9 : Déformation volumique dans deux essais triaxiaux cycliques à amplitude de rapport de contraintes contrôlées (Tatsuoka et Ishihara 1974).

### 1.5.2 Comportement cyclique en condition non drainée

Le comportement des sables sous un chargement cyclique non drainé présente des phases de contractance et dilatance. Ce phénomène a été étudié par de nombreux auteurs (Tatsuoka et Ishihara, 1974; Ishihara et al., 1975; Luong, 1980). Luong (1980) a montré que le comportement cyclique des sables en condition non drainée dépend principalement de la position des cycles de chargement par rapport à la droite caractéristique (Figure 1.10). Dans le domaine subcaractéristique, des cycles de faible amplitude conduisent à une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle, et par conséquent à une diminution de la contrainte effective. Cette diminution s'arrête au niveau de la ligne caractéristique, la tendance à la dilatation fait diminuer la pression interstitielle et fait augmenter la pression moyenne effective  $p'$ . Il s'établit donc un état d'équilibre sur la ligne caractéristique; le comportement est alors appelé "mobilité cyclique". Dans le domaine surcaractéristique, on observe un autre phénomène. Le comportement dilatant fait réduire la pression interstitielle, ce qui fait déplacer le chemin de contrainte effective dans le plan  $(q, p')$  vers la ligne caractéristique et conduit à la stabilisation.

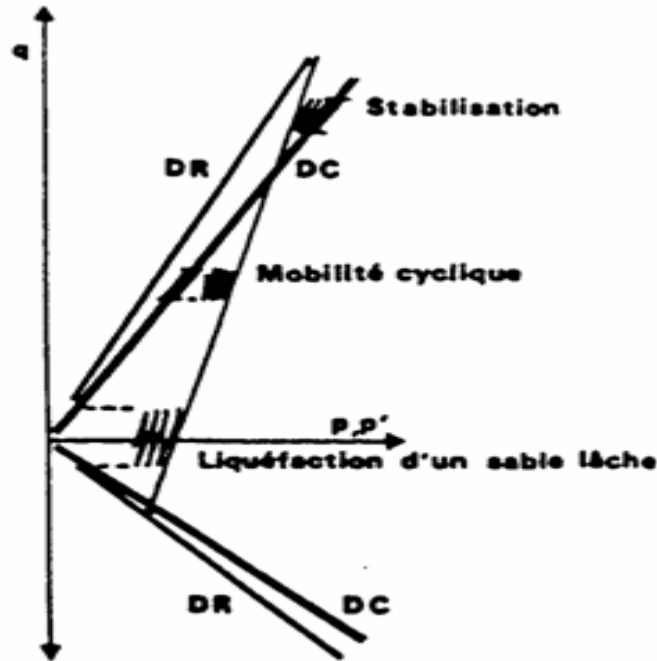


Figure 1.10 : Comportements non drainés du sable sous chargement cyclique  
(Luong 1980)

## 1.6 Potentiel de liquéfaction

### 1.6.1 Courbe de potentiel de liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction est défini par l'amplitude de la contrainte cyclique de cisaillement  $\tau_{cyc}$  conduisant pour un nombre de cycles donné à la liquéfaction totale pour un sable lâche où à une déformation donnée pour un sable dense. Pour caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol, on reporte dans le plan  $(\tau_{cyc}/\sigma_c, \text{nombre de cycles})$  les points correspondants à différentes amplitudes de déformations (5%, 10%, 20%).

Le lieu de ces points pour une déformation donnée est appelé "courbe de résistance à la liquéfaction". Pour une amplitude de chargement, cette courbe donne le nombre de cycles nécessaire à la génération des grandes déformations. La Figure 1.11 donne l'allure de ces courbes pour différentes valeurs de la densité relative (Seed 1979). On constate que le nombre de cycle augmente sensiblement lorsque l'amplitude des cycles diminue. On observe également que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière significative avec la densité relative du sable.

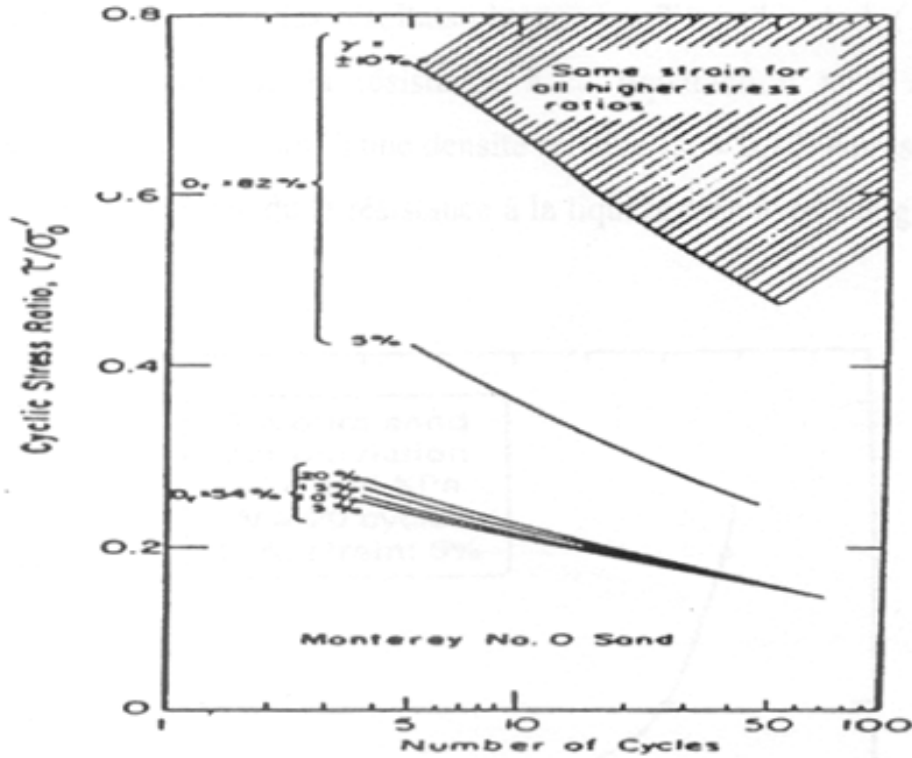


Figure 1.11 : Allures des courbes de résistance à la liquéfaction pour différentes densités (Seed 1979)

### 1.6.2 Influence des paramètres sur la résistance à la liquéfaction

Deux nombreux auteurs ont mis en évidence plusieurs paramètres qui ont une influence sur la résistance au cisaillement cyclique des sables saturés. Parmi les principaux paramètres, on peut citer entre autre, la densité relative, le confinement, la granulométrie, la présence des fines, la présence d'éléments fins et graves, l'histoire de chargement et des déformations et le degré de saturation.

#### (i) Densité relative

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. La Figure 1.12 donne les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986b) sur le sable de Toyoura. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de  $D_r = 70\%$ . Au delà de cette valeur, on note une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la densité relative.

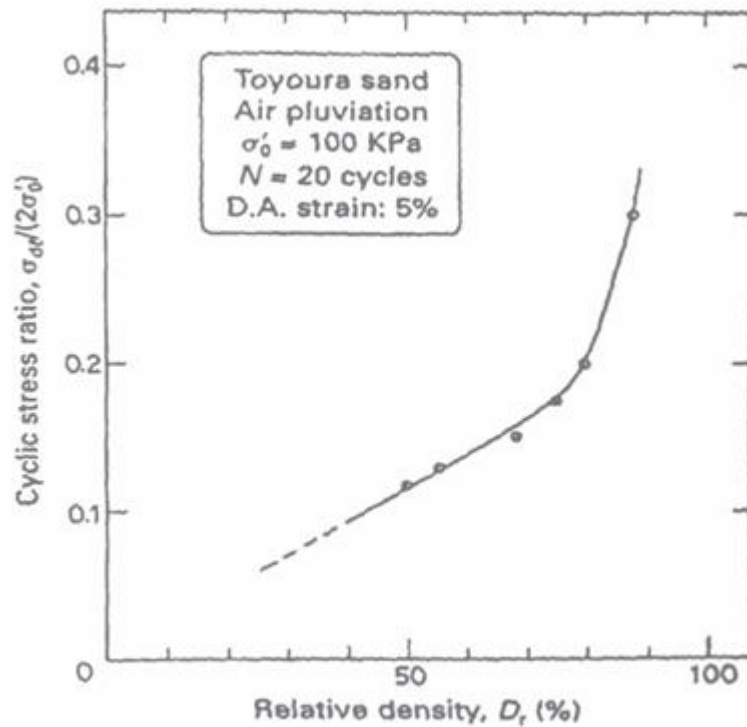


Figure 1.12 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986b)

### (ii) Pression de confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la pression de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la pression de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ( $D_r = 31\%$ ); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la pression de confinement (Figure 1-13). Ceci est dû au fait que la dilatance des sols denses diminue avec l'augmentation de la pression de confinement.

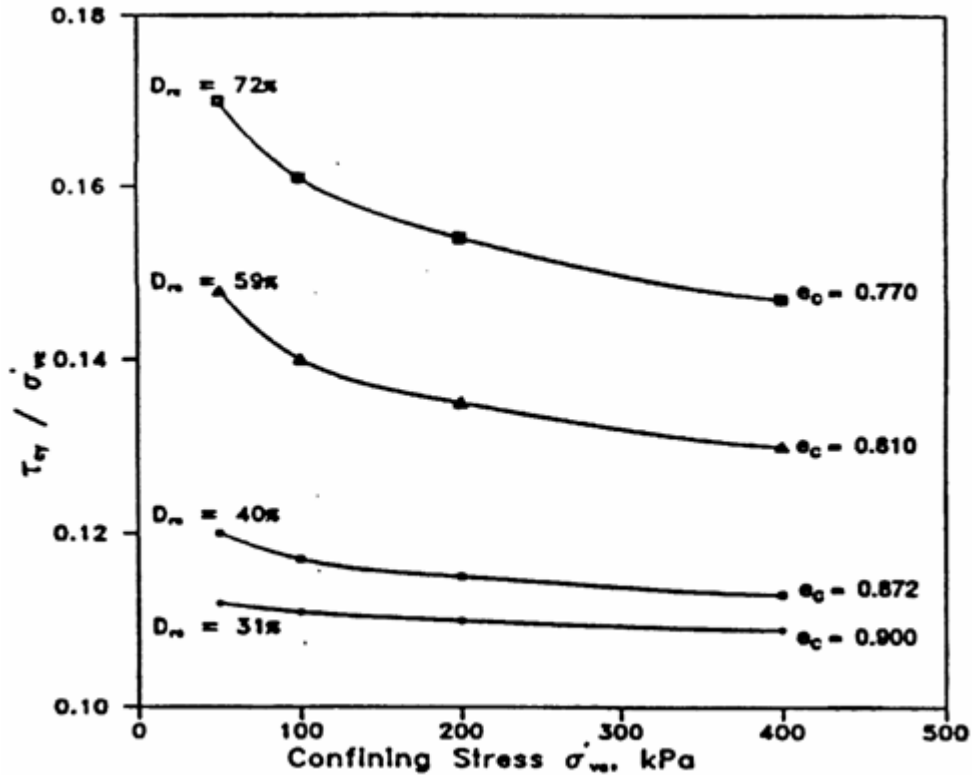


Figure 1.13 : Influence de la pression de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autre part, et afin de prendre en compte l'influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction, Seed et Harder (1990) ont introduit la notion de facteur de correction  $K_\sigma$  qui désigne le rapport entre la résistance à la liquéfaction pour un confinement donné ( $\sigma'_{vc}$ ) et la résistance à la liquéfaction pour  $\sigma'_{vc} = 100$  kPa. La résistance à la liquéfaction est définie par le niveau de contrainte causant la liquéfaction après dix cycles de chargement. La Figure 1.14 montre la variation  $K_\sigma$  avec la contrainte de confinement pour différentes valeurs de la densité relative. On remarque que pour les sables lâches, le facteur  $K_\sigma$  est proche de l'unité ; par contre, pour les sables denses, le facteur  $K_\sigma$  diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La diminution s'amplifie avec la densité relative.

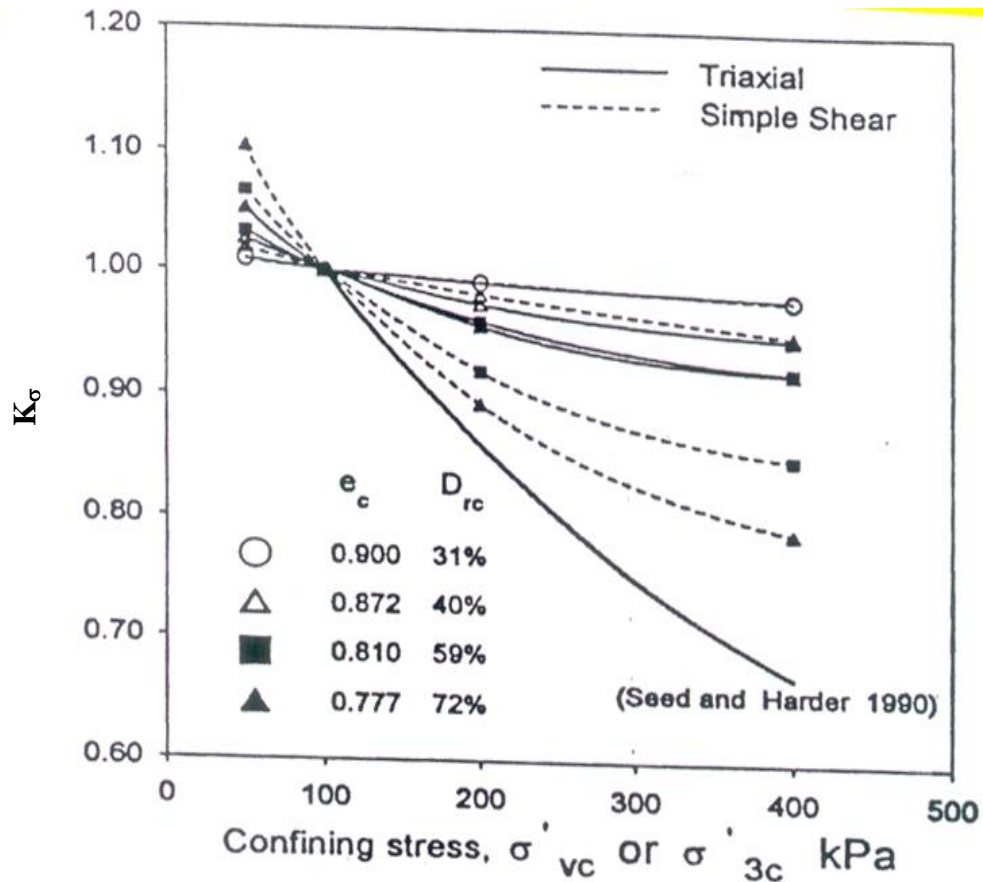


Figure 1.14 : Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).

Bouckovalas et al, (2002) rapportent que la pression de confinement a une influence significative sur la résistance à la liquéfaction. La Figure 1.15 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (pression de confinement de 49 kPa). On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de teneur en fines. Par contre pour un confinement de 196 kPa, on observe la tendance inverse, la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines.

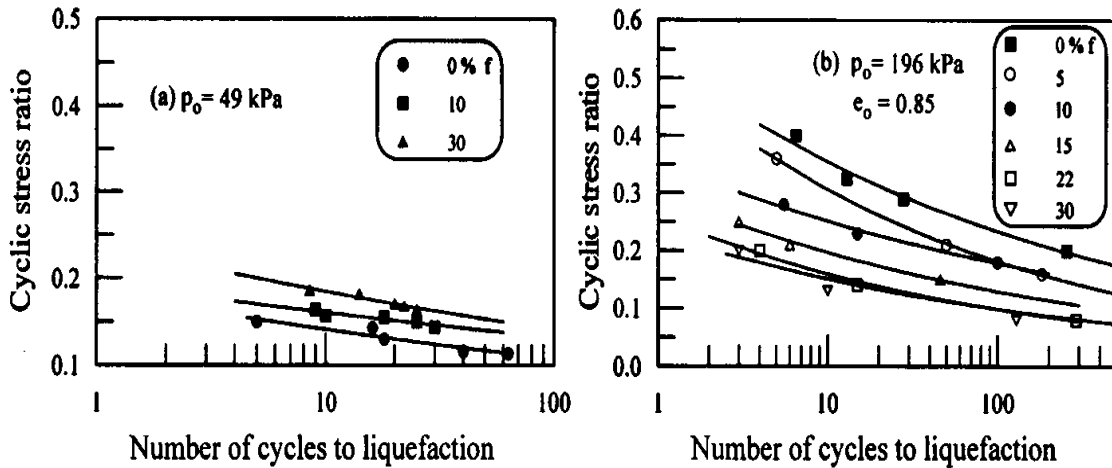


Figure 1.15 : Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002)

### (iii) Granulométrie

La littérature rapporte que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in situ (Tsuchida 1970; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La Figure 1.16 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols ayant de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.



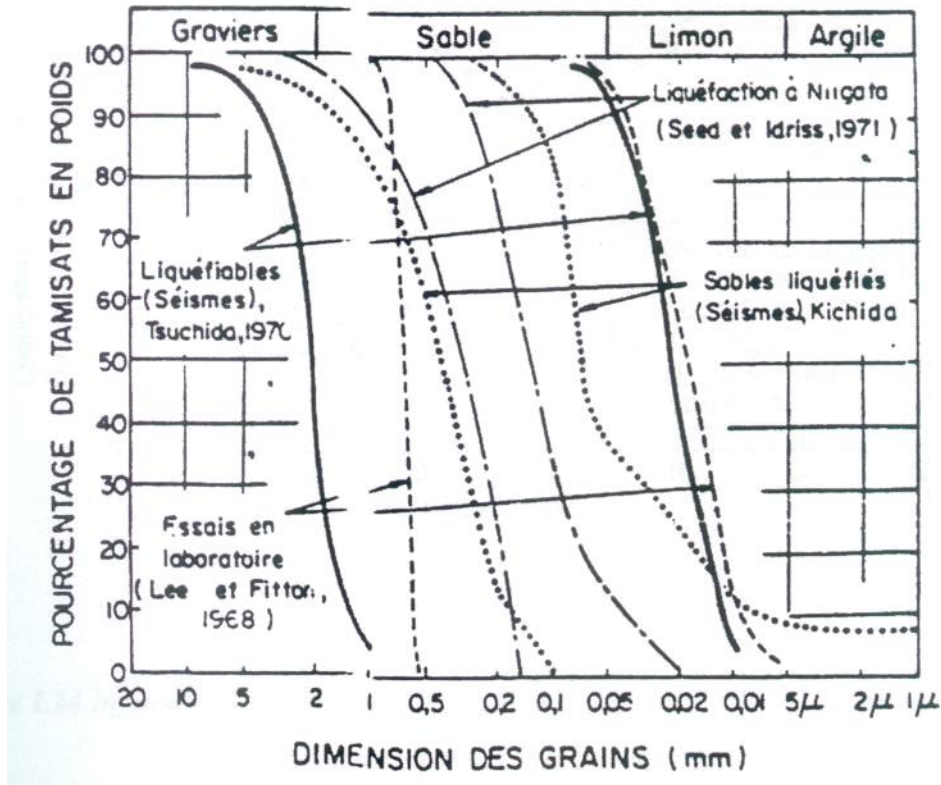


Figure 1.16 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables selon différents auteurs (Pecker, 1984)

#### (iv) Présence d'éléments fins

La résistance à la liquéfaction des sables dépend aussi de la présence de la fraction des fines. Ishihara (1980) a montré que pour des teneurs en fines élevées, l'indice de plasticité influe d'une manière significative sur la liquéfaction des mélanges sable-limon. Ces résultats sont illustrés dans la Figure 1.17. On note que la résistance à la liquéfaction est constante pour l'indice de plasticité  $I_p < 10\%$ . Au delà de cette valeur, la résistance à la liquéfaction augmente linéairement avec l'indice de plasticité. Lade et Yamamuro (1997) ont mené une étude à l'appareil triaxiale sur un mélange de sable-limon. La Figure 1.18 illustre les résultats de cette expérience. On note que les deux échantillons à différentes densités relatives ( $D_r = 40$  et  $44\%$ ) présentent une instabilité initiale au début du chargement et que la liquéfaction statique a été observée uniquement pour l'échantillon avec une densité relative  $D_r = 40\%$ . A partir de ces résultats, Yamamuro et Covert (2001) concluent que la présence de petites quantités de fines semble induire un comportement contractant pendant le cisaillement initial. L'échantillon ayant une densité  $D_r = 44\%$  n'a pas subi de liquéfaction statique, en effet le sol mobilise le caractère dilatant dû à la présence des gros grains de sables ; ce qui a conduit à une augmentation de la résistance à la liquéfaction.

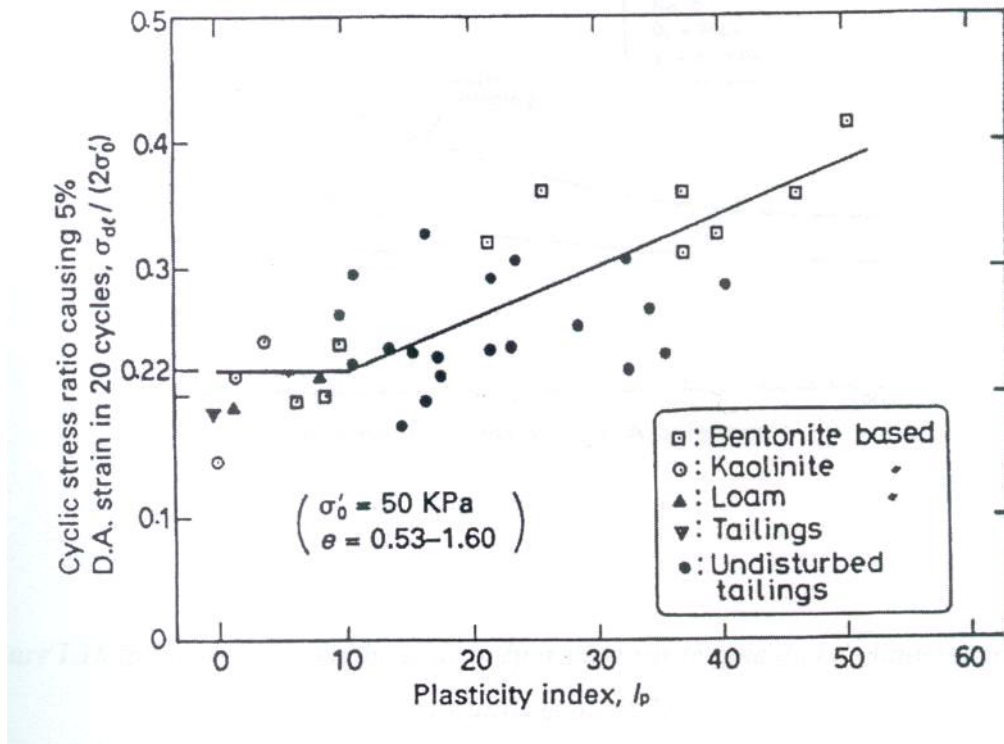


Figure 1.17 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Ishihara, 1980)

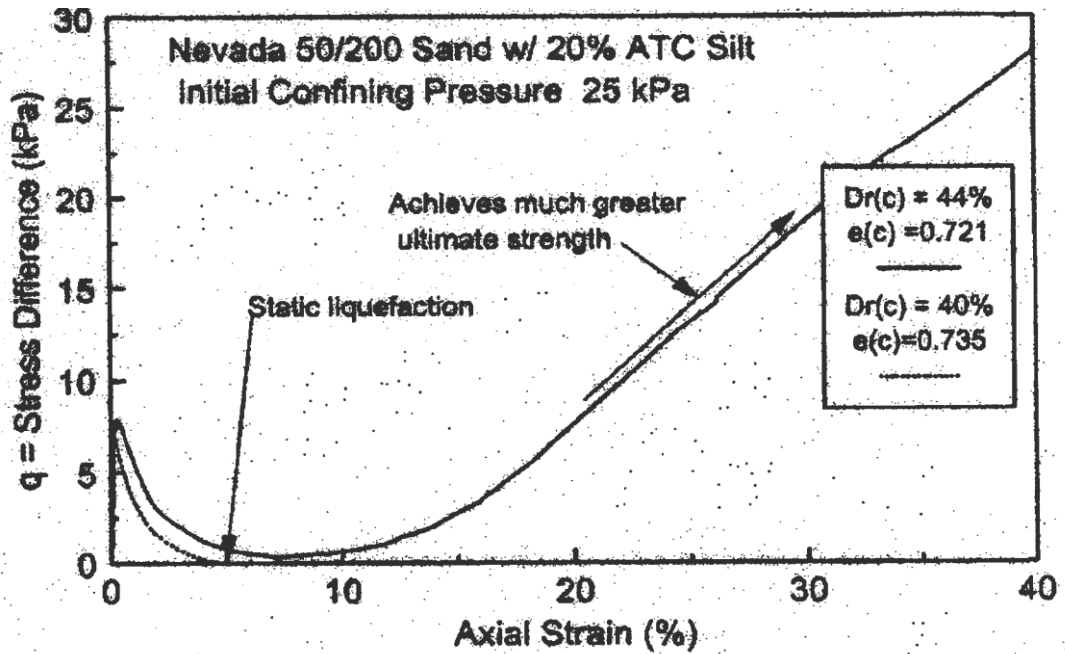


Figure 1.18 : Instabilité initiale des mélanges de sable-limon,  $F_c = 20\%$  (Yamamuro et Covert 2001)

**(v) Influence des fines et graves**

Plusieurs travaux de recherches ont été menés sur le comportement des sables et sables argileux. Cependant, nombreux cas de liquéfaction de sables graveleux (mélange de sable avec du gravier) ont été enregistrés (Harder et Seed, 1986; Wang, 1984; Tamura et Ling, 1983; Youd et al., 1985; Andrus et Youd, 1986; Evans et Harder, 1993). Récemment, plusieurs chercheurs ont étudié au laboratoire le comportement des sables avec graves (Nicholson et al., 1993; Evans, 1992; Evans et al., 1992; Seed et al., 1989; Hynes, 1988; Benerjee et al., 1979) et aussi par Evans et Zhou (1995), Seddiqui (1984), Wang (1984) et Haga (1989). Evans et Zhou (1995) ont conclu que la résistance à la liquéfaction des sables graveleux augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en gravier. Amini et Sama (1999) ont étudié le comportement stratifié d'un mélange de sable, argile et gravier. Le but de cette recherche était de comparer le comportement stratifié et homogène argile-sable-gravier durant un séisme. Les teneurs considérées sont dans la gamme de 0-50% (1B et 2B= 25%, 1C et 2C = 50%) pour les fines (limon) et 10-30% (1A = 30%, 2A = 10%) pour les graves. Ces résultats sont reportés dans la Figure 1.19. On note que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la teneur en fines. On remarque aussi sur la 1<sup>ère</sup> série que le changement de la teneur de 25 à 50% a causé une augmentation de 23% dans le rapport de contrainte causant la liquéfaction au bout de 10 cycles; pour la 2<sup>ème</sup> série, il a causé une augmentation de 16%.

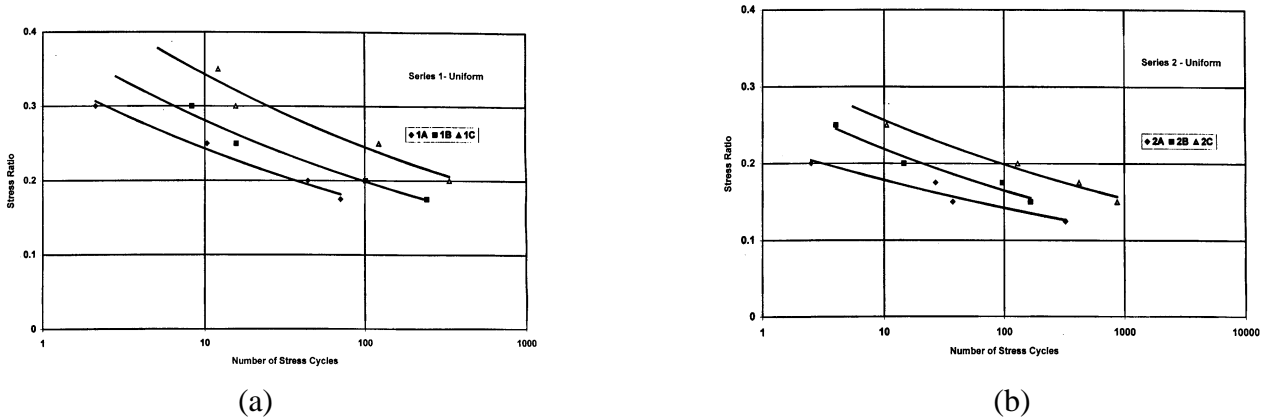


Figure 1.19 Influence de la teneur en fines sur la résistance à la liquéfaction,  $D_r = 50\%$  (Amini et Sama 1999).

(a) Echantillons 1A, 1B et 1C

(b) Echantillons 2A, 2B, et 2C

**(vi) Méthode de préparation des échantillons**

L'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction a fait l'objet de nombreux travaux de recherches (Lade 1974; Mulilis et al. 1977; Tatsuoka et al. 1986a; Amini et Sama 1999). La Figure 1.20 montre bien que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide (moist tamping) que par pluviation à sec (air pluviation). Amini et Sama (1999) ont utilisé deux différentes méthodes pour la préparation des échantillons : le damage humide et la sédimentation, lors de leur étude sur le comportement d'un

mélange d'argile-sable-grave. La préparation par damage humide est généralement utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la méthode de sédimentation entraîne une stratification du sol. Les résultats montrent que pour la 1<sup>ère</sup> série (30% gravier), la résistance à la liquéfaction au début du chargement est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage (compactage) humide que par sédimentation puis elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles (Figure 1.21). La 2<sup>ème</sup> série (10% de gravier) montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage humide que par sédimentation; et elles ne sont significativement différentes malgré le fait que le mode de préparation des échantillons est totalement différent ; cela peut être expliqué par le fait que la perméabilité horizontale est plus élevée que la perméabilité verticale dans le cas des échantillons stratifiés. On remarque qu'il n'y a pas de différence notable pour les courbes de résistance à la liquéfaction (Figure 1.22).

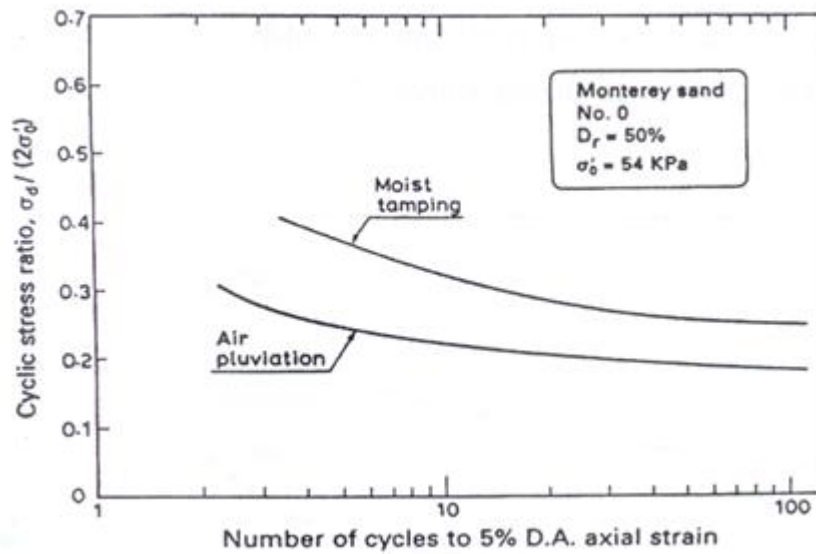


Figure 1.20 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al.1977)

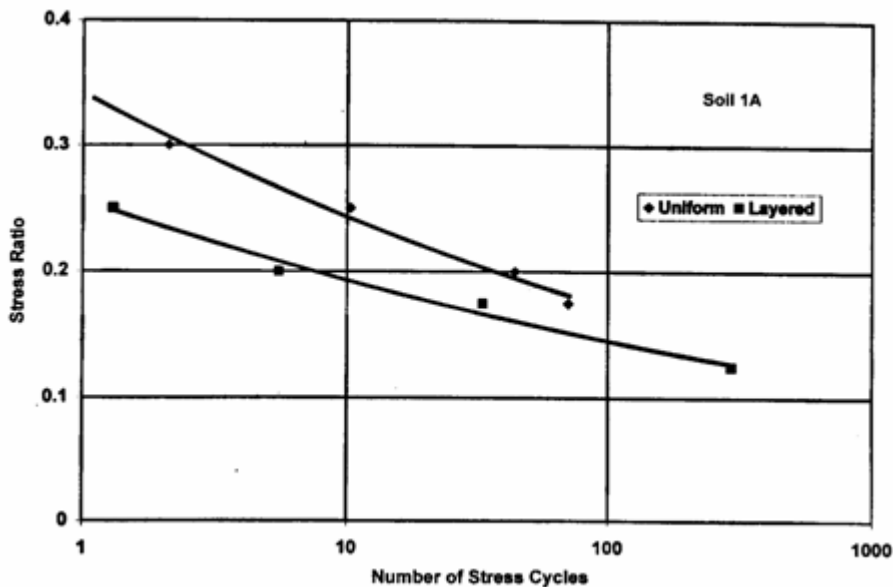


Figure 1.21 : Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1<sup>ère</sup> série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).

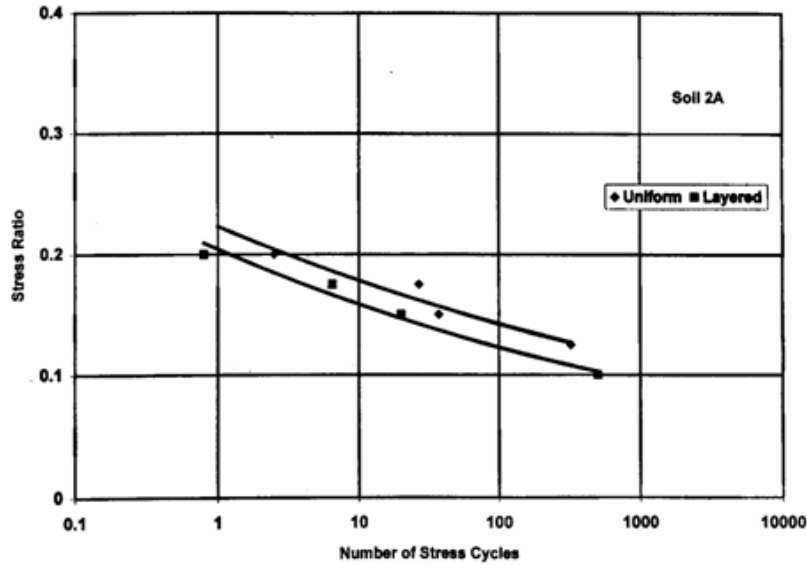


Figure 1.22 : Influence du méthode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2<sup>ème</sup> série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).

Une autre étude a été réalisée sur un sable limoneux par Zlatovic et Ishihara (1995) et a montré que la méthode de préparation a un effet sur le comportement du sol. En préparant l'échantillon par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines ; en optant pour une autre méthode à savoir la déposition par sédimentation, l'échantillon montre un autre comportement: la résistance diminue jusqu'à une teneur en fines  $F_c = 30\%$  puis elle ré-augmente (Figure 1.23).

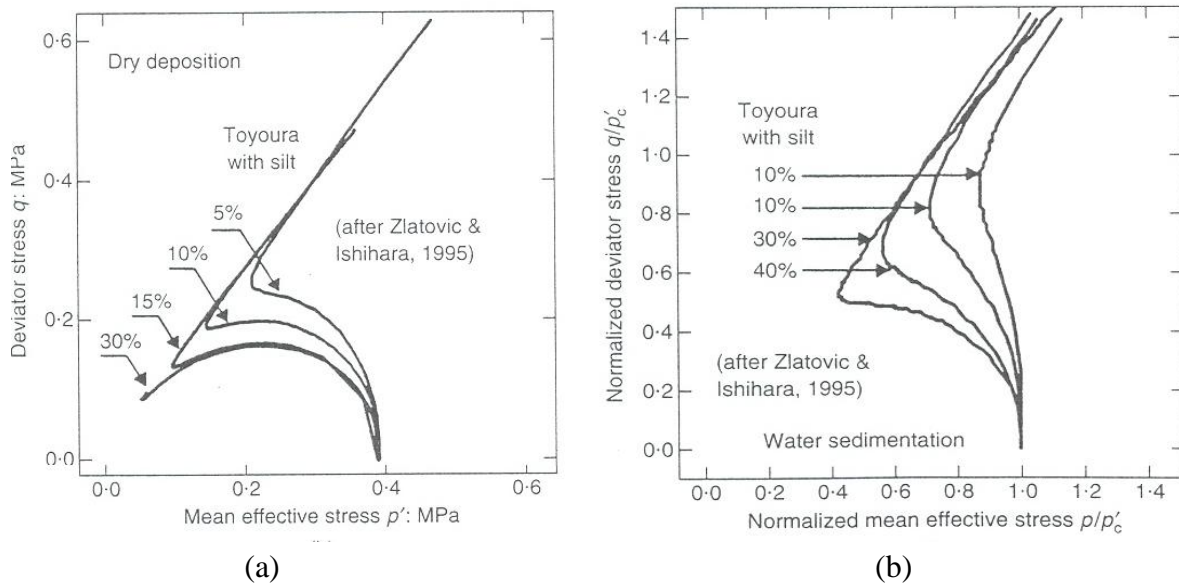


Figure 1.23 : Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (Zlatovic et Ishihara, 1995).

(a) Diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines (Déversement à sec)

(b) Diminution de la résistance puis ré-augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines (Sédimentation).

Nadia Benahmed et al., (2004) ont mis en évidence, sur le sable Hostun Rf, des différences de comportement significatives vis-à-vis du phénomène de liquéfaction statique. Le damage humide favorise l'initiation de l'instabilité par liquéfaction alors que la pluviation à sec favorise un comportement plus stable (Figure 1.24).

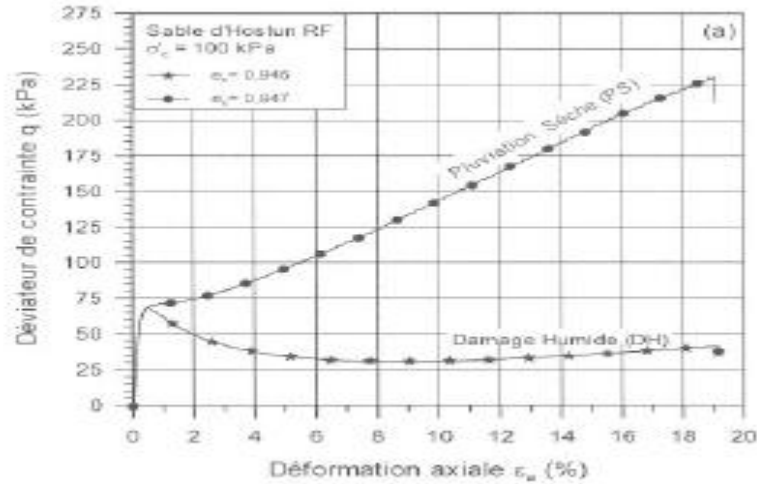
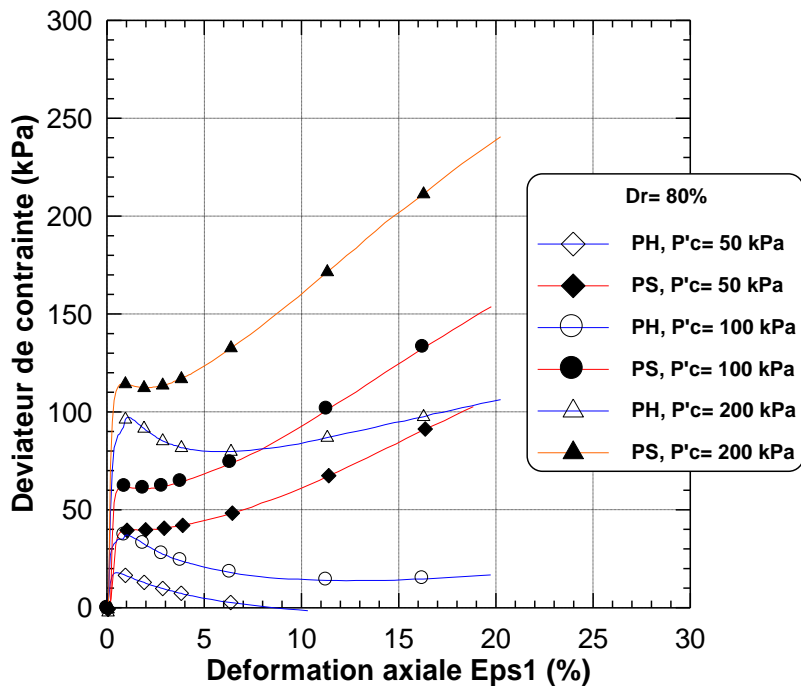


Figure 1.24 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al., 2004)

Della et al.(2009) trouvent que la méthode de pluviation à sec donne des échantillons plus dilatants que la méthode de déposition humide qui donne des échantillons plus contractants; et qui sont très vulnérable à la liquéfaction. (Figure1.25)



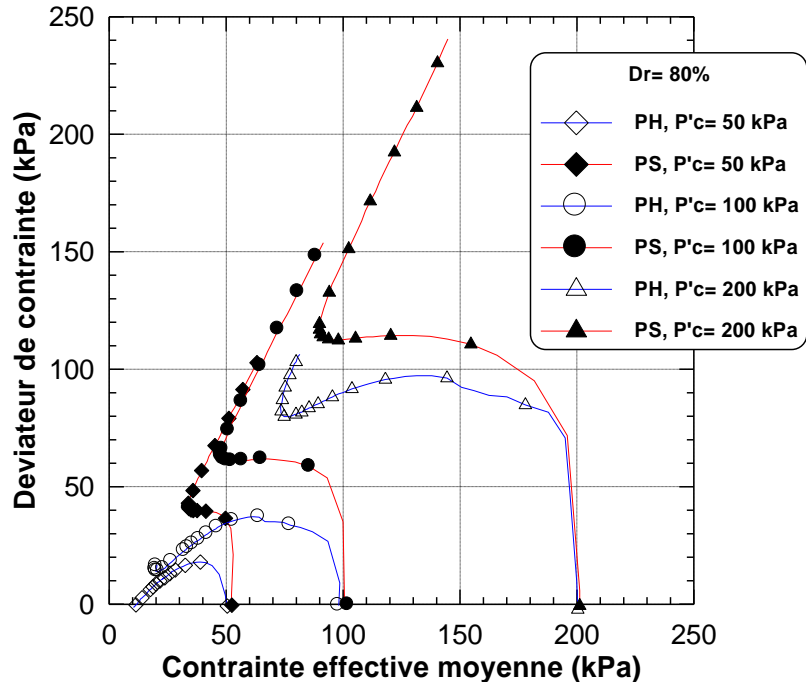


Figure 1.25: Influence de la méthode de déposition sur la réponse non drainée du sol de Chlef (Della et al. 2009)

**(vii) Surconsolidation**

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et Takatsu, 1979, Seed et al. 1975; Seed et Peacock, 1971. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra (2000), a trouvé qu'avec un rapport 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 1.26).

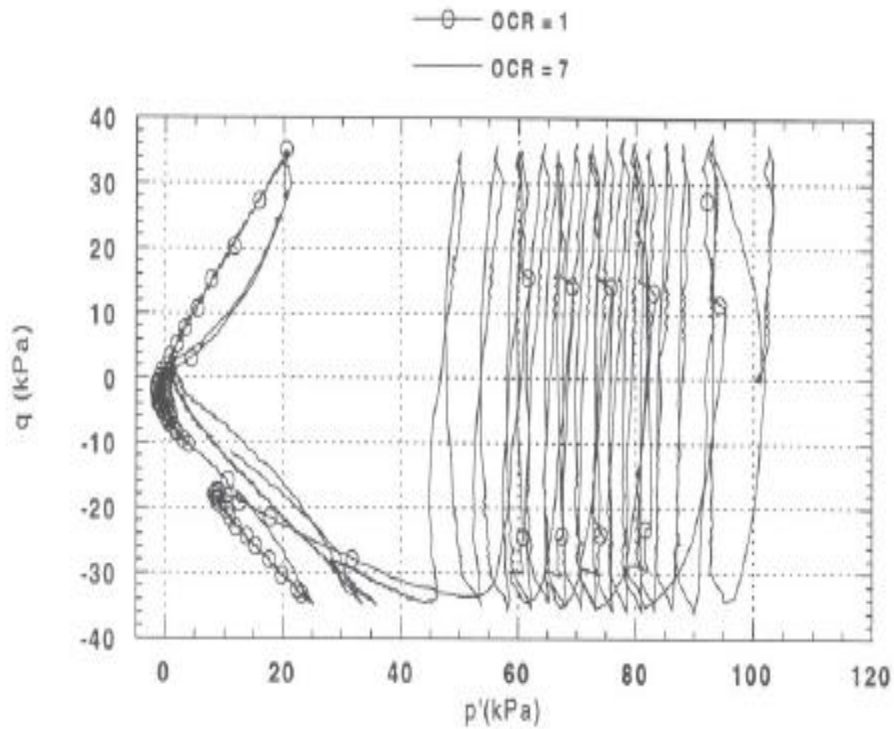


Figure 1.26 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2001)

Ahmed Arab (2008) a réalisé une série d'essais cycliques non drainés sur le mélange sable de O/Rass–limon SM surconsolidé avec un rapport de surconsolidation  $OCR = 5$ . Les essais ont été réalisés à une densité relative  $Dr = 65\%$  pour trois amplitudes de chargement ( $q_m = 30, 40$  et  $60$  kPa) afin de déterminer l'influence de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction (Figure 1.27).



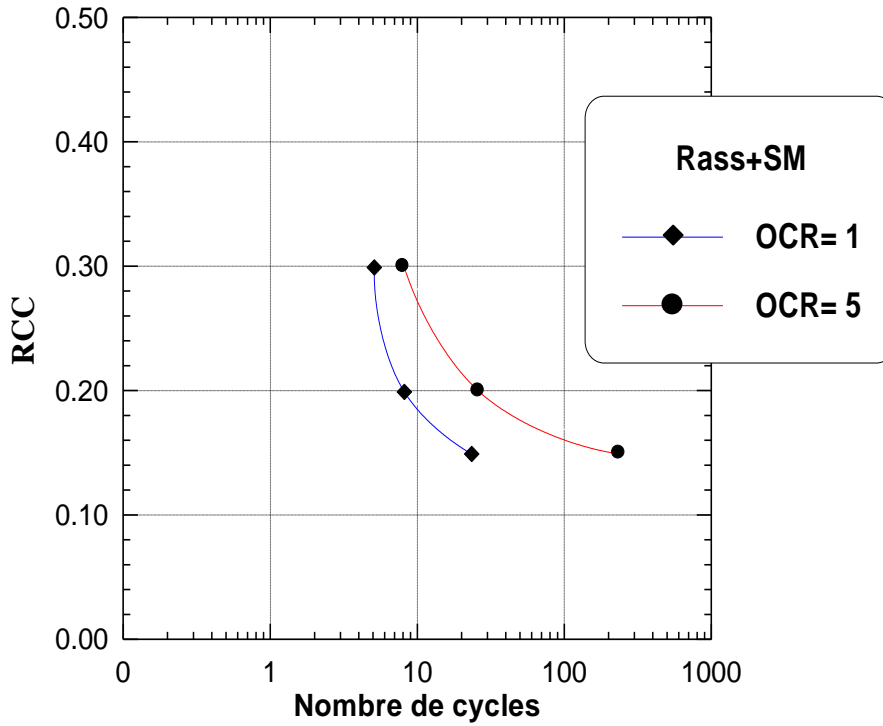


Figure 1.27 : Effet de la surconsolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de O/Rass-limon SM,  $F_c = 10\%$  (Arab, 2008)

La Figure 1.28 montre clairement que la surconsolidation du sol atténue le taux de développement de la déformation axiale et par conséquent la pression d'eau, ce qui a pour effet de retarder la liquéfaction.

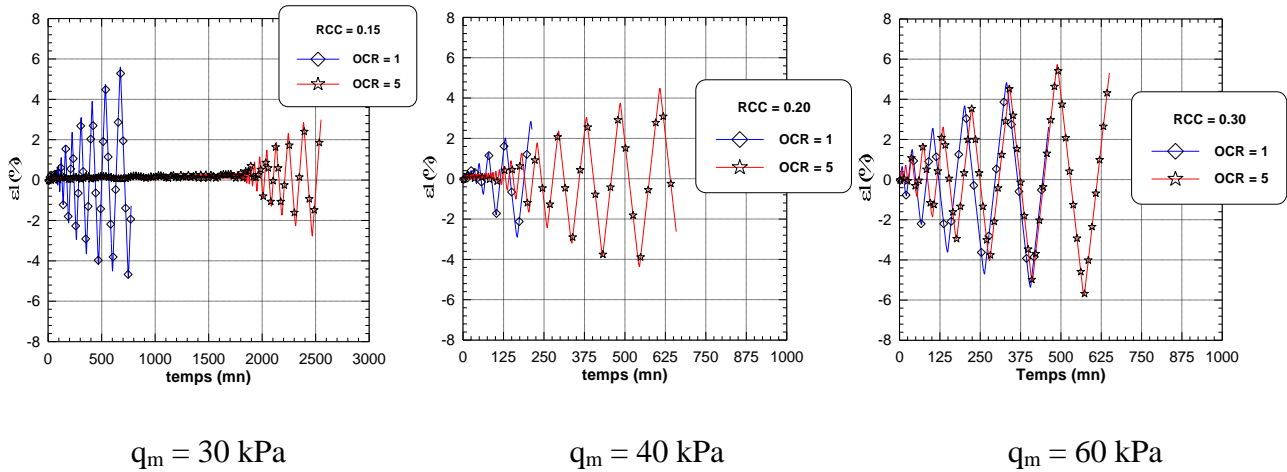


Figure 1.28: Effet de la surconsolidation sur la réponse non drainée du mélange sable O/Rass-limon SM

**(viii) Coefficient des terres au repos  $K_0$**

Ishihara (1985) a effectué des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos  $K_0$ . Les résultats obtenus sont représentés dans la Figure 1.29a, il ressort de cette analyse que la résistance à la liquéfaction croît avec le coefficient des terres au repos  $K_0$ . La Figure 1.29b montre les résultats obtenus par Ishihara dans un diagramme qui donne l'évolution de la résistance cyclique rapportée à la contrainte effective moyenne  $\sigma'_0 = ((1+2K_0) \sigma'_v/3)$  en fonction du nombre de cycle menant à la liquéfaction. Cette Figure montre que les résultats obtenus avec les différentes valeurs de  $K_0$  se situent bien sur une seule courbe. Cela signifie que l'effet de  $K_0$  sur le potentiel de liquéfaction peut être pris en compte à travers la contrainte effective moyenne initiale  $\sigma'_0$ .

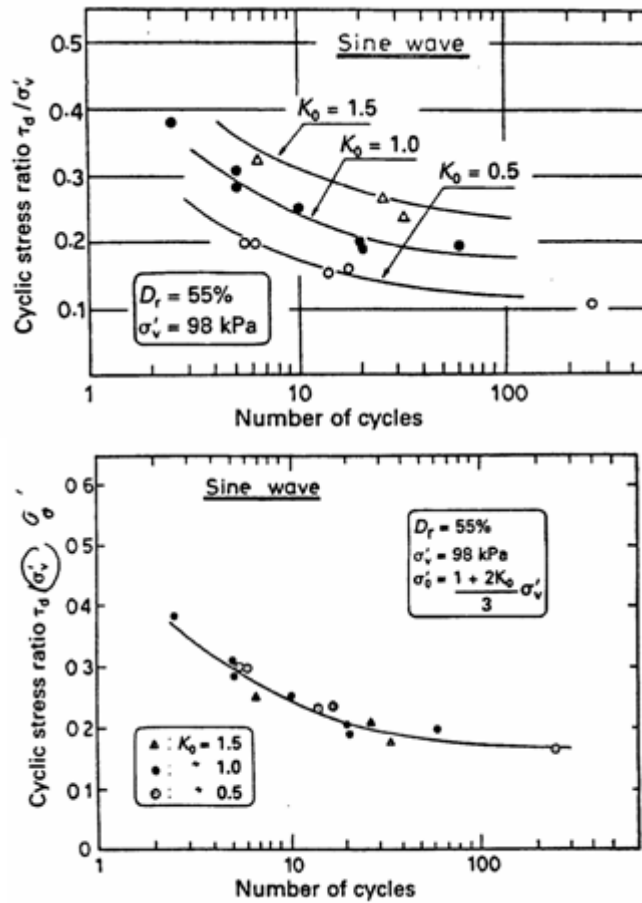


Figure 1.29 : Influence du coefficient des terres au repos  $K_0$  sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

**(ix) Pré-cisaillement**

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, 1967, Yoshimi et Oh-Oka, 1975, Vaid et Finn 1979, Mohkam 1983), on s'attend à ce que toute contrainte de cisaillement initiale

améliore la résistance à la liquéfaction. La Figure 1.30 montre les résultats des essais réalisés par Hyodo et al. (1991) pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ( $D_r = 70\%$  et  $50\%$ ). On remarque que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.

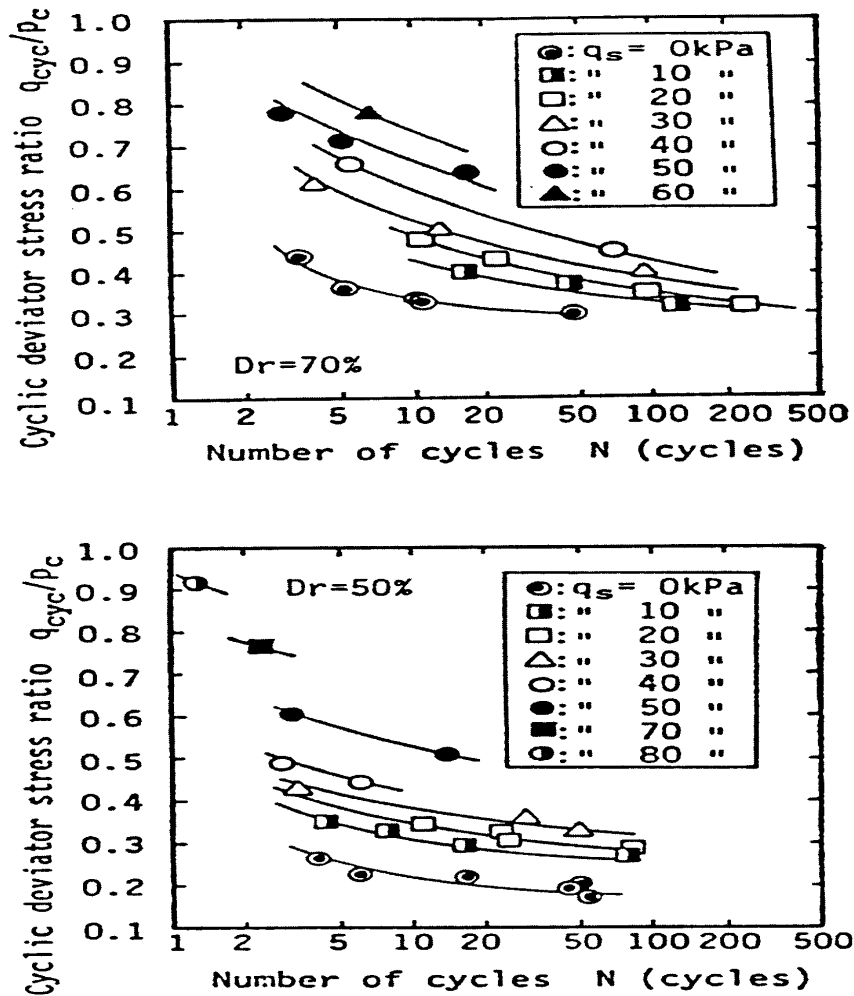


Figure 1.30: Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction  $q_s$  : déviateur, sable dense ( $D_r = 70\%$ ); sable moy. dense ( $D_r = 50\%$ ); (Hyodo et al., 1991).

### (x) Pré cisaillement cyclique

Finn et al. (1970) ont étudié l'influence de l'histoire de chargement sur la résistance à la liquéfaction des sables, ils ont montré que cette résistance augmente lorsque l'échantillon est soumis préalablement à des petits cycles de chargement suivi d'un drainage; d'autres auteurs ont montré par contre qu'un pré-cisaillement avec de grandes amplitudes peuvent conduire à une diminution de la résistance cyclique. Ishihara et Okada (1978) et Luong (1980) ont interprété ce comportement à l'aide du concept de 'ligne de transformation de phase / état caractéristique', tout en précisant que

tout chargement cyclique, suivi d'un drainage dans la zone contractante conduit à une densification du matériau sans que la structure soit fortement modifiée; ceci donne une augmentation de la résistance au cisaillement cyclique. A l'inverse, si le chargement préalable comporte un trajet dans le domaine dilatat, il y a un désenchevêtrement qui conduit à une nouvelle structure avec une résistance est plus faible.

Wichtmann et al. (2005) trouvent qu'un échantillon sans pré-cisaillement initial atteint la liquéfaction au bout de 5 cycles, alors qu'il l'atteint après 8 cycles pour un échantillon pré-cisailé avec un déviateur d' amplitude  $q_{am} = 30$  kPa et un nombre de cycles  $N_{précis.} = 8$ . Le pré-cisaillement avec un  $q_{am} = 50$  kPa et  $N_{précis.} = 10$  cycles retarde la liquéfaction et l'atteint après 43 et 205 cycles pour le  $q_{am} = 50$  kPa et  $N_{précis.} = 100$  cycles (Figure 1.31).

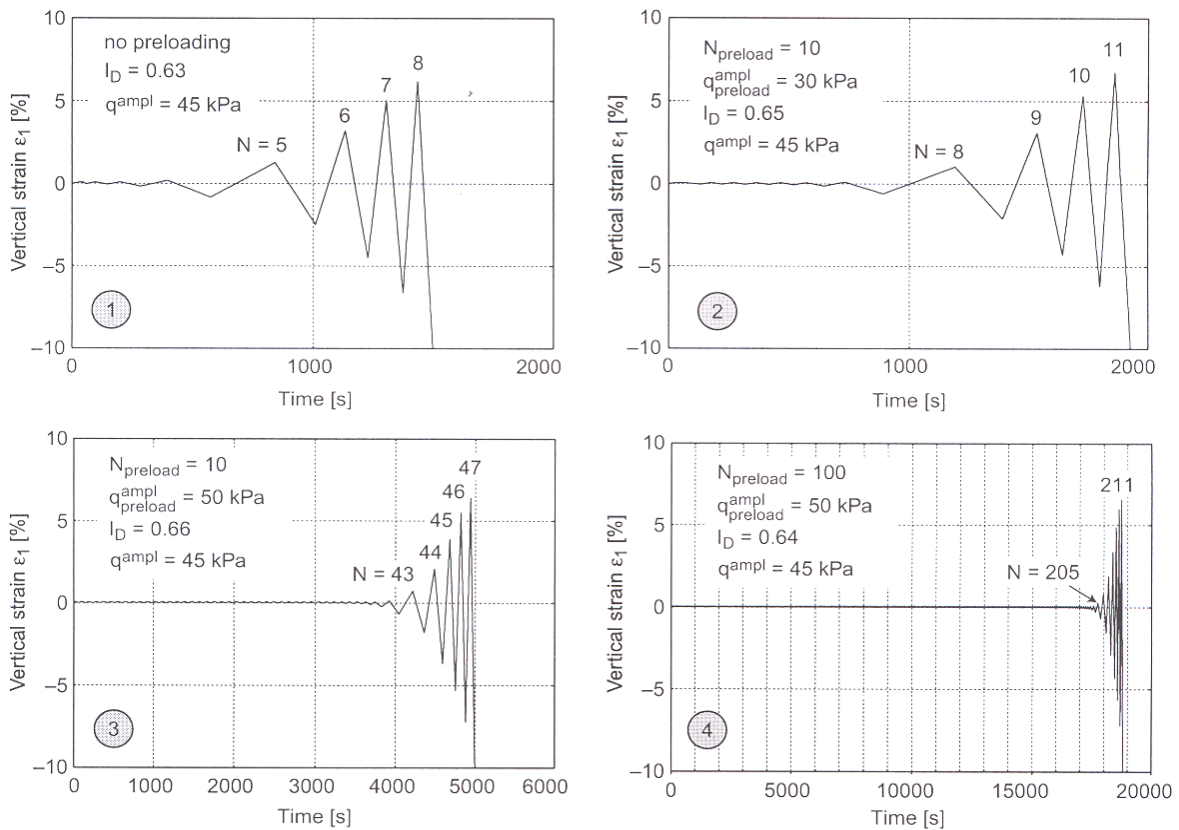


Figure 1.31: Effet du pré-cisaillement initial sur la résistance à la liquéfaction (Wichtmann et al., 2005)

**(xi) Influence de la saturation**

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient de Skempton qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante (Lade et Hermandy 1977):

$$B = \frac{1}{1 + nK_s \left[ \frac{S_r}{K_w} + \frac{-S_r}{u_a} \right]} \quad (1.1)$$

$K_s$  et  $K_w$  désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau;  $n$  est la porosité;  $u_a$  est la pression interstitielle.

Mulilis et al. (1978) et Tatsuoka et al. (1986) ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient  $B$ . Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré saturé si la valeur de  $B$  dépasse 0,8., Chaney (1978) précise que le coefficient  $B$  doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, Sladen (1985) note que si la valeur de  $B$  dépasse 0,85 le sol est considéré comme parfaitement saturé.

La Figure 1.32 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence a été étudiée par Martin et al. (1978). On constate que la résistance à la liquéfaction augmente d'une manière sensible avec la diminution du degré de saturation. A Arab (2008) trouve que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton  $B$  (Figure 1.33)

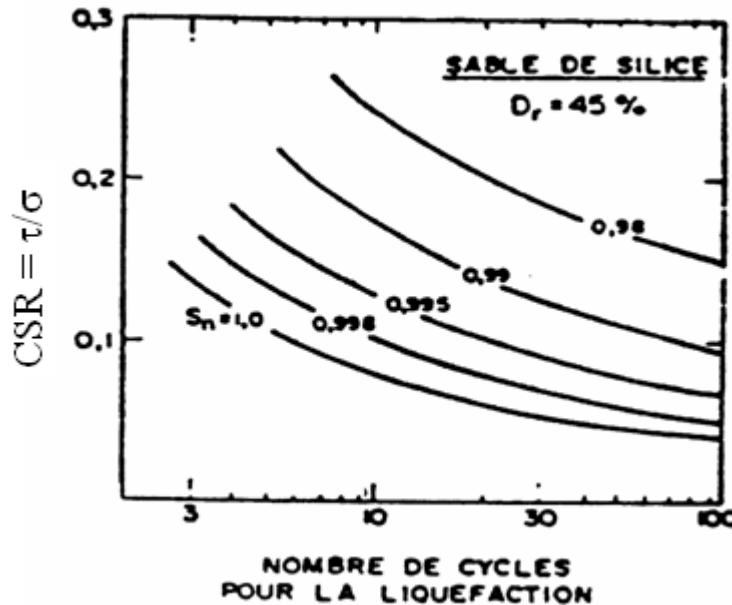


Figure 1.32: Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al., 1978)

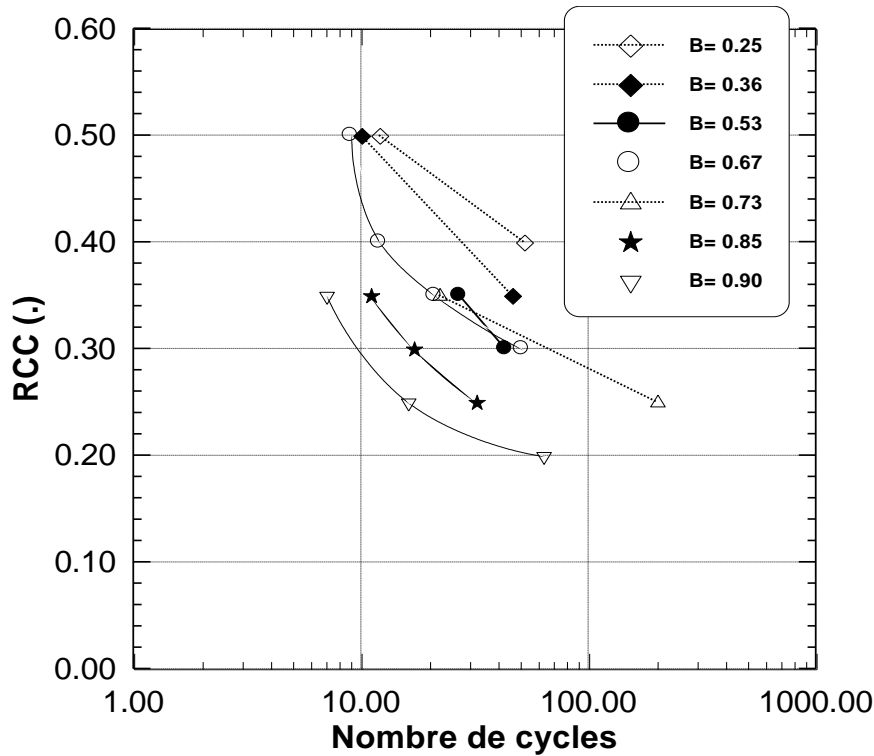


Figure 1.33 : Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse cyclique non drainée du sable d'Hostun Rf (A Arab, 2008)

## 1.7 Influence des fines sur le comportement d'un sol

### 1.7.1 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal ( $e_{\min}$ et $e_{\max}$ )

Kuerbis et al. (1988) ont étudié les propriétés du sable de Brenda et trouvent que les indices des vides  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  d'un sable limoneux diminue avec l'augmentation de la teneur en fines de 0~20%. Le taux d'augmentation de ces indices diminue à l'approche de 20% de fines, Kuerbis et al. (1988) et Lade et Yamamuro (1997) avaient observé que  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$  augmentent même quand la teneur en fines excède 25%.

Lade et Yamamuro en réalisant des essais triaxiaux sur le sable de Nevada et Cambria mélangés avec des fines non plastiques avec une teneur en fines variant de 0 à 100%. L'indice des vides  $e_{\max}$  augmente considérablement à faibles pourcentages de fines (Figure 1.34). Ceci indique que les grosses particules sont poussées à part par les petites particules coincées entre elles; d'où création d'une structure de particule instable qui se liquéfie facilement sous chargement monotone, ce comportement a été largement discuté par Yamamuro et Lade (1997) et Lade et Yamamuro (1997).

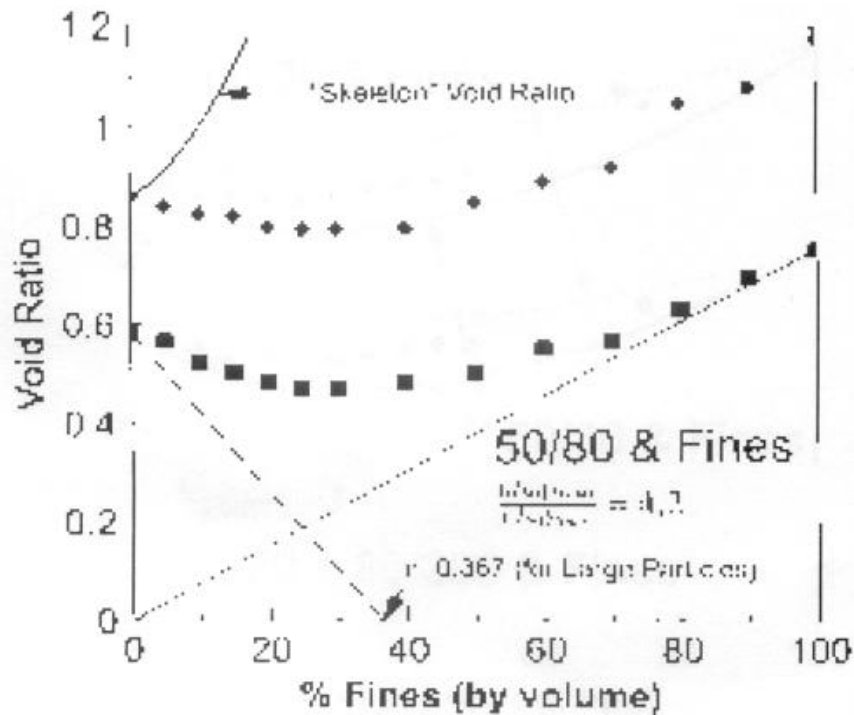


Figure 1.34 : Variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1997)

La Figure 1.35 montre la variation des indices des vides des mélanges des sables de Nevada 50/80 et 80/200 en fonction de la teneur en fines (Lade et Yamamuro, 1997). On note que le rapport de diamètre est relativement faible, la chute de deux indices des vides n'est pas prononcée. On remarque que la forme des courbes est semblable. La seule différence entre ces deux courbes est les valeurs de l'indice des vides extrêmes qui sont différentes pour les petites particules.

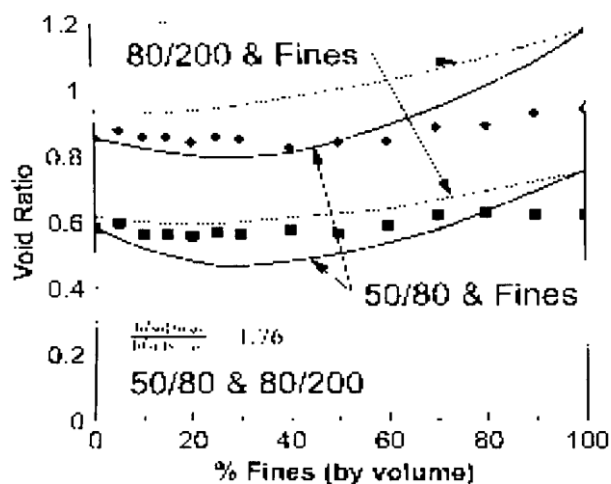


Figure 1.35: Variation de l'indice des vides min. et max. pour les sables de Nevada 50/80 et 80/200 en fonction de la teneur en fines. (Lade et Yamamuro, 1997)

### 1.7.2 Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire

Selon différents auteurs (Kenny1977; Mitchell, 1993), le comportement d'un mélange sable-limon dépend de l'indice des vides intergranulaire ( $e_s$ ):

$$e_s = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (1.2)$$

- $V_v$ = volume des vides
- $V_f$ = volume des fines
- $V_s$ = volume des grains solides

Quand les poids volumiques du constituant solide du limon et du sable sont très proches, cet indice ( $e_s$ ) peut être exprimé en fonction de l'indice des vides global ( $e$ ) et de la teneur en fines ( $F_c$ ) par l'expression (Thevanayagam 1998):

$$e_s = \frac{e + (F_c / 100)}{1 - (F_c / 100)} \quad (1.3)$$

### 1.7.3 Effet des fines sur la phase initiale de cisaillement non drainé

La Figure 1.36 montre le comportement contrainte-déformation du sable de Nevada avec une teneur en fines de 20% (Yamamuro et Covert, 2001). On note qu'un incrément de densité relatif de 4%, induit un changement important dans le comportement, et en particulier à l'état stable. La présence de petites quantités de fines semble induire le comportement contractant uniquement durant la phase initiale de cisaillement non drainé. C'est la raison pour laquelle la liquéfaction statique se produit à faibles déformations. Cependant, le cisaillement du sable avec une teneur en fines (limon) à de grandes déformations mobilise le caractère dilatant (résistance du squelette) se traduisant par la résistance au cisaillement résiduelle non drainée.



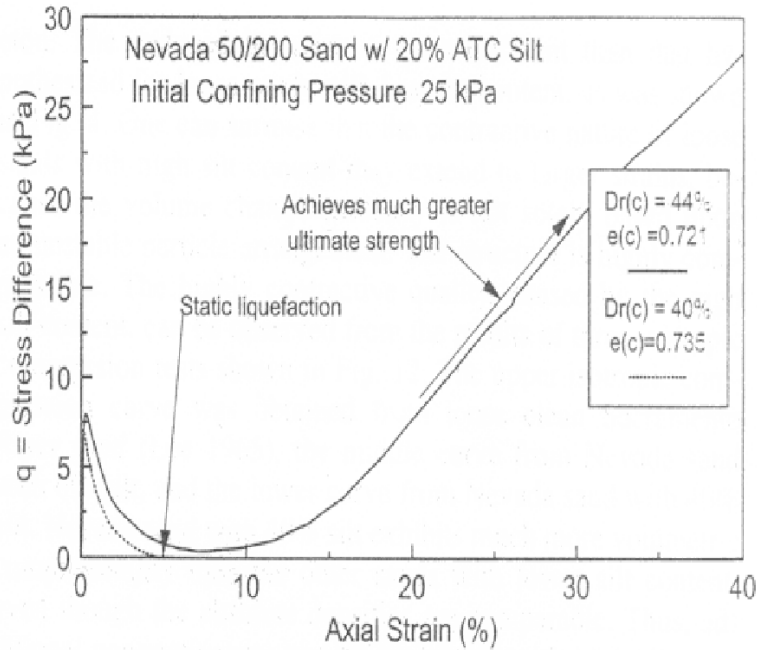


Figure 1.36: Réponse non drainée du sable de Nevada 50/200 avec 20% de teneur en fines montrant le revirement extrême de liquéfaction statique à la liquéfaction temporaire (Yamamuro et Covert, 2001).

#### 1.7.4 Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction

La résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 10% ensuite, elle ré-augmente avec l'augmentation de cette teneur en fines (Chang et al., 1982) (Figure 1.37). Si des fines sont mélangées avec un sable, sa résistance à la liquéfaction diminue si le mélange est testé au même indice des vides global (Troncoso 1990). Cependant, à la même valeur de SPT ( $N_{160}$ ), l'addition de fines augmente la résistance à la liquéfaction du mélange sable-fines (Seed et al., 1985).

Troncoso (1990) a comparé la résistance au cisaillement cyclique d'un sable mélangé à différentes teneurs en fines (limon) variant de 0 à 30 % avec un indice de vides initial constant (0.85), il a trouvé que la résistance au cisaillement cyclique diminue avec l'augmentation de la fraction des fines (Figure 1.38), ceci est en contradiction avec les résultats trouvés par Seed et al. (1985). Cependant, on note que la différence entre ces résultats réside dans les critères utilisés : la résistance au cisaillement cyclique a été déterminée par Troncoso à indice des vides constants et Seed à même valeur de SPT.

L'influence de la taille, indice de plasticité de la fraction des fines sur la résistance à la liquéfaction et la pression des pores ont été analysés par Koester (1993) en utilisant les données de Chang (1990) sur un échantillon reconstitué d'un mélange de sable-limon (Figure 1.39). La Figure 1.40 montre les résultats obtenus par Koester (1994) sur des échantillons de densité moyenne, avec

une variation de la fraction des fines (0 à 60%) et indice des vides initial de 0,48. Les résultats sont semblables à ceux obtenus par Troncoso (1990) jusqu'à 20% de fines ; si la teneur en fines dépasse 20%, la résistance au cisaillement cyclique augmente.

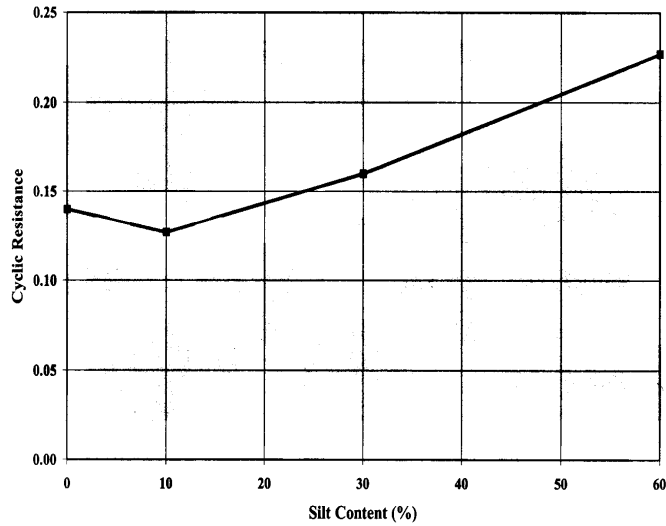


Figure 1.37 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang et al., 1982).

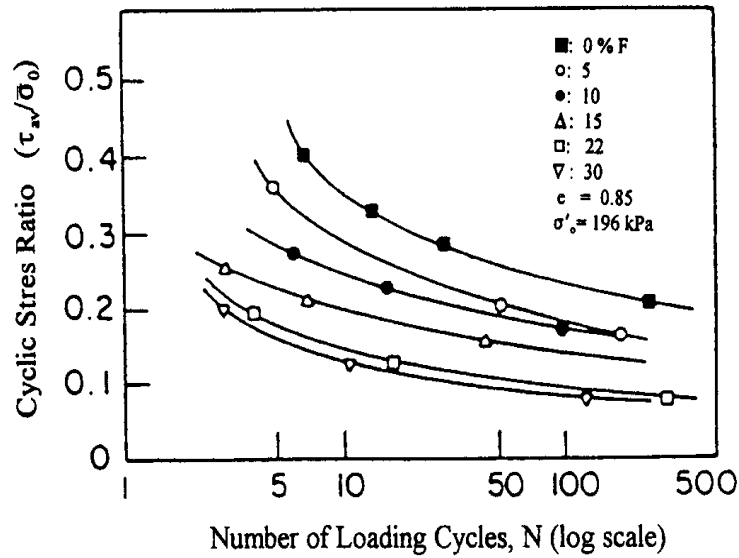


Figure 1.38 : Effet de fines sur la résistance à la liquéfaction (Troncoso, 1990)

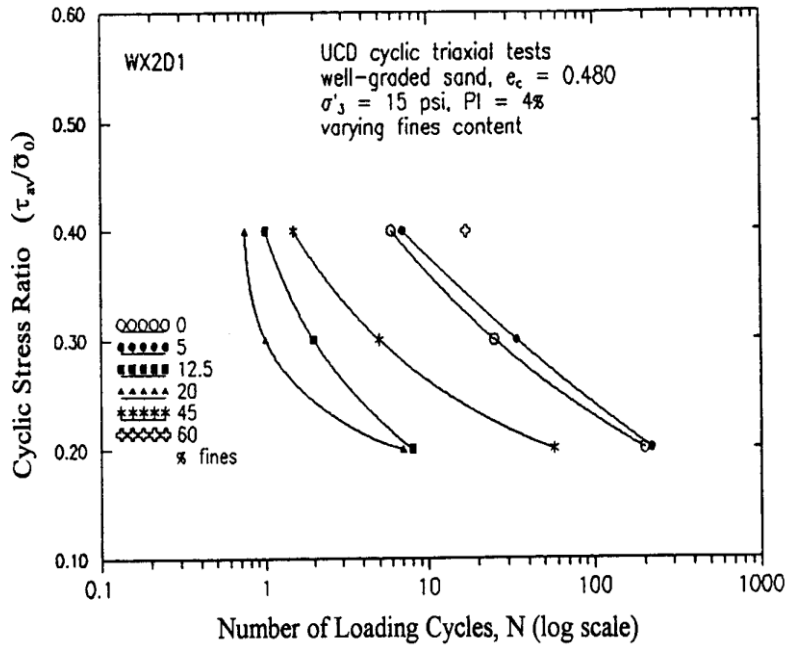


Figure 1.39 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chang, 1990)

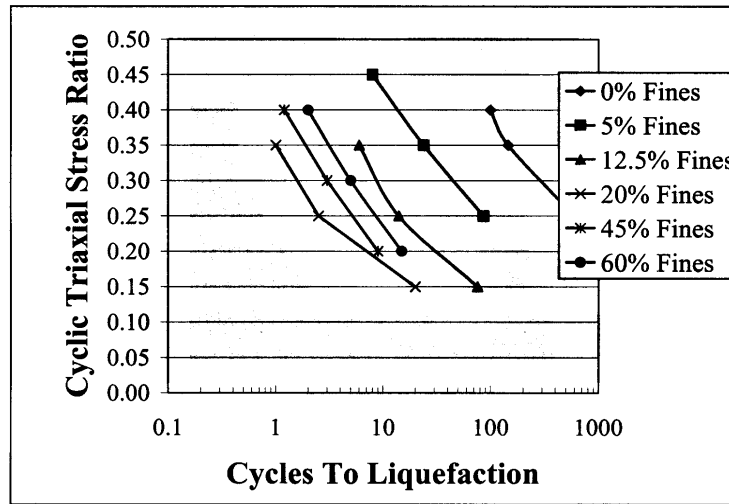


Figure 1.40 : Effet des fines sur la résistance à la liquéfaction (Koester, 1994).

### 1.7.5. Effet de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction

Sandoval (1989) et Prakash et Sandoval (1992) ont réalisé des expériences sur des échantillons remaniés de limon (avec une teneur en fines de 96%,  $IP=1.7\%$ ). Le mélange de kaolin avec du limon a permis d'augmenter l'indice de plasticité ( $PI$ ) de 2.6 à 3.4% (Figure 1.41). On note que le CSR causant la liquéfaction pour un nombre particulier de cycles diminue quand l'indice de

plasticité augmente. Pour un nombre de 10, la résistance au cisaillement cyclique de liquéfaction initiale est de 0,21, 0,17, et 0,128 pour un indice de plasticité de 1,7, 2,6, 34 respectivement. Ces résultats indiquent que pour des faibles gammes de plasticité (faibles valeurs), l'augmentation de l'indice de plasticité a pour effet de réduire la résistance à la liquéfaction.

Puri (1984, 1990) a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons remaniés de limon et mélange argile-limon avec un indice de plasticité variant de 10 à 20 % (Figure 1.42). La principale conclusion de cette étude est que la résistance du mélange dans le domaine 10~20% augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité.

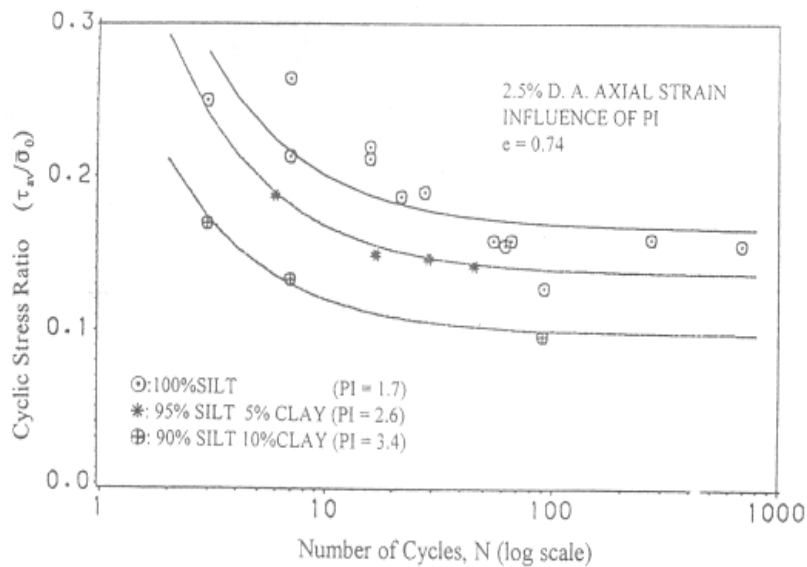


Figure 1.41 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Sandoval 1989; Prakash et Sandoval 1992).

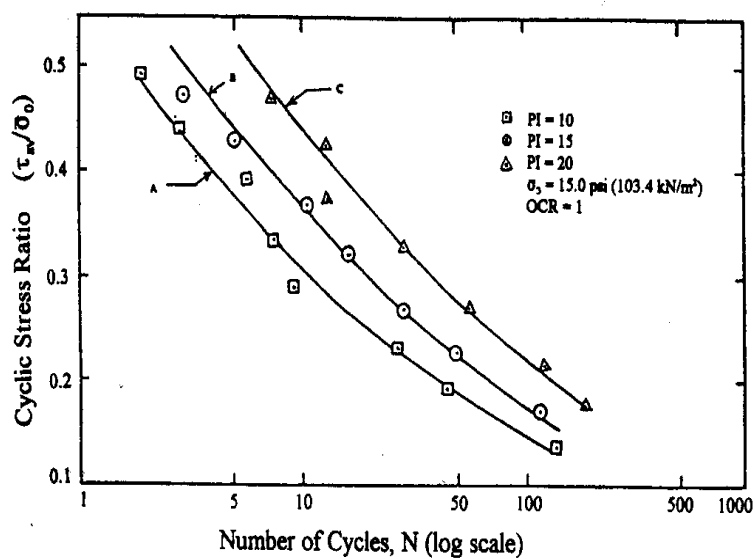


Figure 1.42 : Influence de l'indice de plasticité sur la résistance à la liquéfaction (Puri 1984).

## **1.8 Conclusion**

Le phénomène de liquéfaction représente l'un des phénomènes les plus importants dans l'étude des sols soumis à des chargements monotones ou cycliques. Ce phénomène est très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Il dépend de nombreux paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'éléments fins, la densité relative, le confinement, le pré-cisaillement, la saturation et la surconsolidation. Pour évaluer la résistance à la 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 de 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 étudier d'une manière détaillée à l'aide de l'appareil triaxial certains aspects de la liquéfaction, notamment l'influence de l'indice des vides intergranulaire, de la présence des fines non plastiques sur le potentiel de liquéfaction du sol.

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 2 :***

***DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE***

## 2.1.Introduction

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

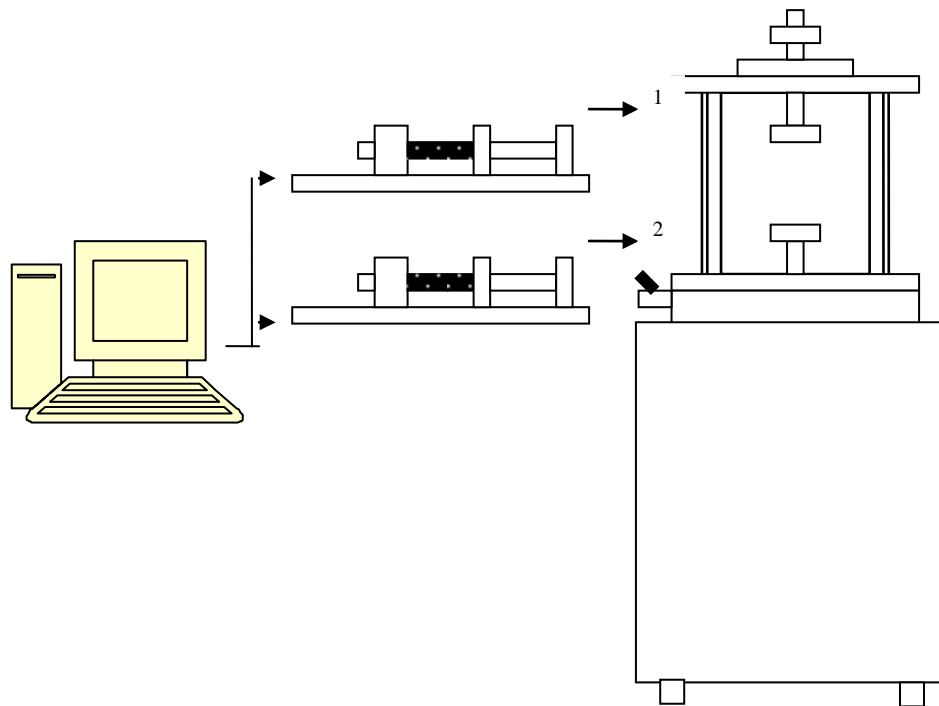
Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif utilisé, il s'agit de la cellule de triaxial qui permet de réaliser des essais de qualité sur divers types de chemins de chargement. On donne les améliorations apportées à cette cellule, notamment pour le système d'accrochage pour la réalisation des essais cycliques et le système d'antifrettage. Le chapitre décrit également le mode opératoire suivi et donne les caractéristiques des matériaux étudiés.

## 2.2 Dispositif expérimental

### 2.2.1 Présentation générale

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la Figure 2.1. Il comprend:

- Une cellule triaxiale autonome type Bishop et Wesley (Bishop et Wesley, 1975),
- Deux contrôleurs de pression /volume type GDS (200 cm<sup>3</sup>),
- Une pompe à vide relié à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des données.



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

Figure 2-1: Dispositif expérimental utilisé

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la Figure 2.2. 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 hydraulique. 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 sont déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre. Ces dernières sont contrôlées par un GDS qui permet d'appliquer le chargement axial en contrainte ou en déformation contrôlée.

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.

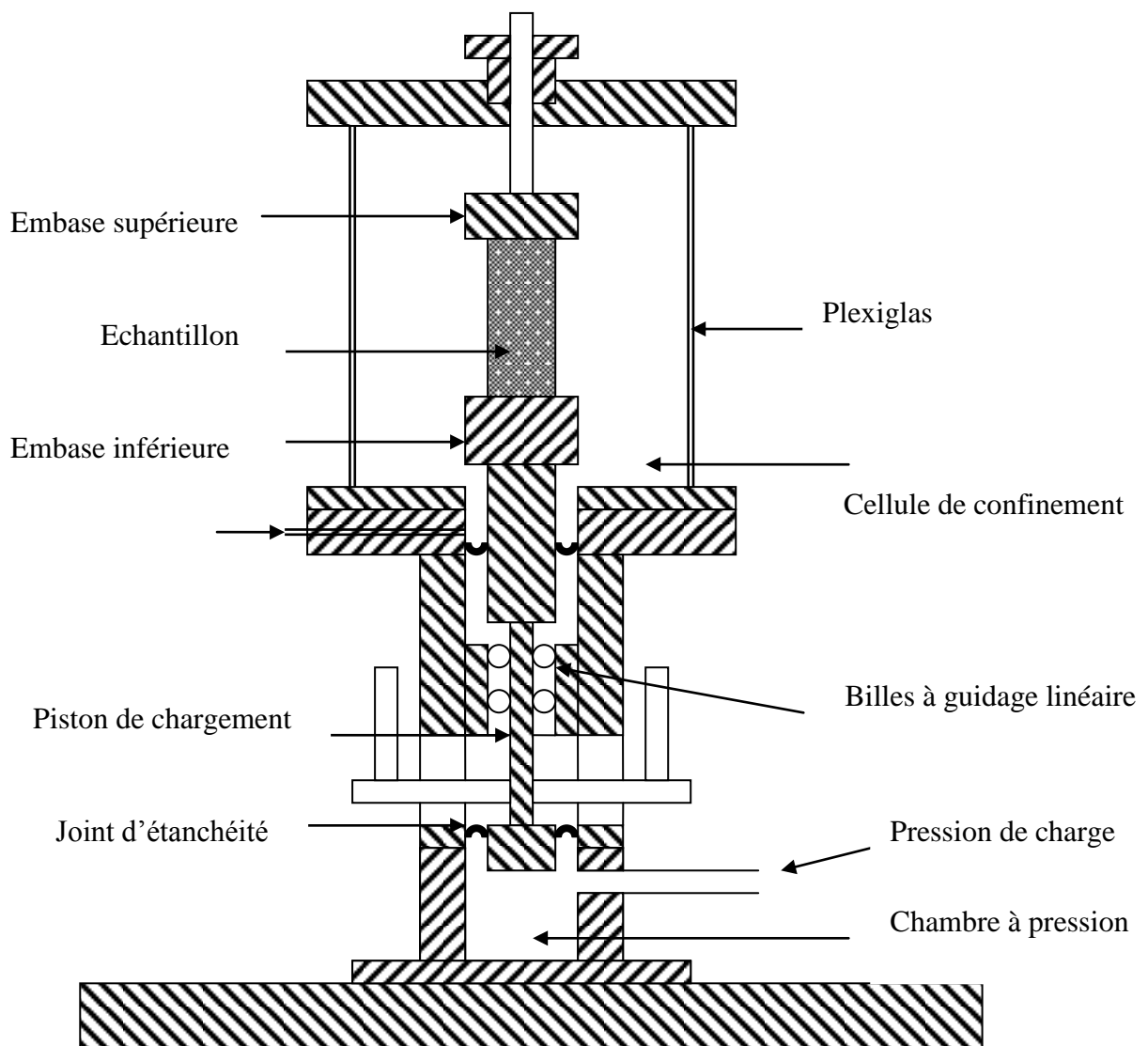


Figure 2.2 : Schémas de la cellule triaxiale utilisée type Bishop et Wesley



### 2.2.2 Le moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (Figure 2.3). 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.

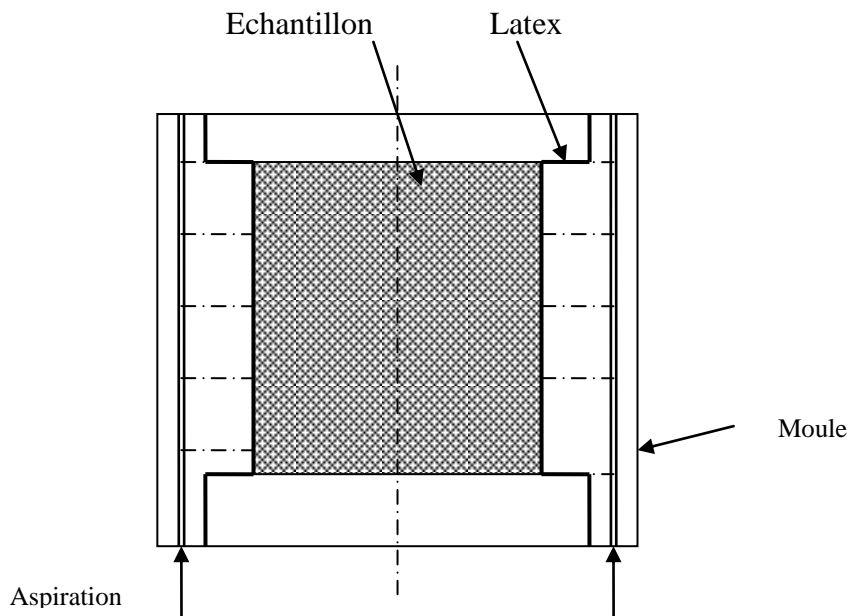


Figure 2.3: moule de fabrication des échantillons

### 2.2.3 Système de mesure

Le dispositif utilisé permet de mesurer ou de contrôler à l'aide d'une chaîne d'acquisition les grandeurs suivantes :

- 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 grandeurs suivantes

- déformation axiale :  $\varepsilon = \Delta H / H_0$
- déformation volumique :  $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$
- déviateur :  $q = \Delta F / S$

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menzies, 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 2.4. 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 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 maintenir une pression dans la cellule.

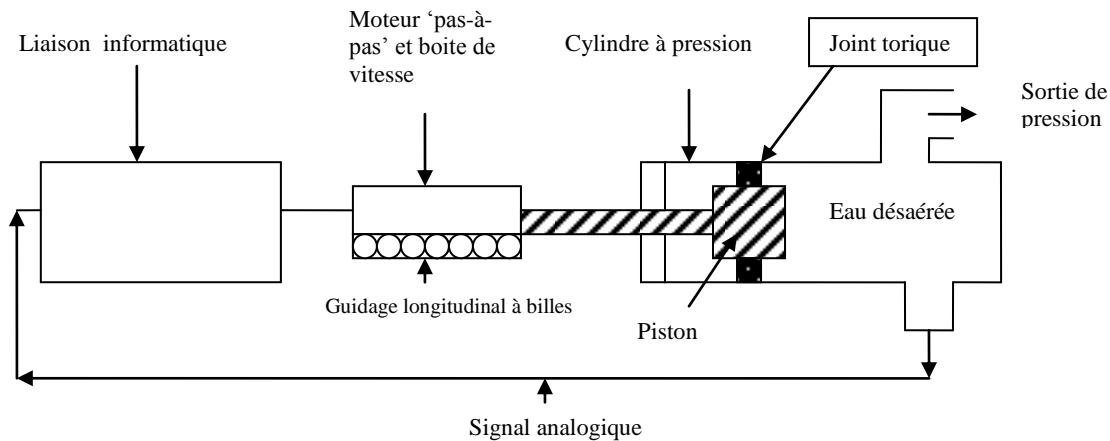


Figure 2.4 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).

#### 2.2.4 Système d'antifrettage

Pour s'assurer qu'il existe une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon, plusieurs chercheurs (Lee 1978, Bobinet et al. 1983, Tatsuoka et al. 1984, Colliat 1986) ont insisté sur la nécessité de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieures et inférieures; ceci peut être obtenu par des embases de surface lisse ou lubrifiée.

Al Mahmoud (1997) a mené une étude expérimentale pour le choix d'un système d'antifrettage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants (Figure 2.5):

- une surface lisse de Téflon couvrant les embases,
- une couche de graisse de Silicone <<KS63G>> (environ 50 $\mu$  d'épaisseur),
- un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

Ce système d'antifrettage a été utilisé dans le présent travail.

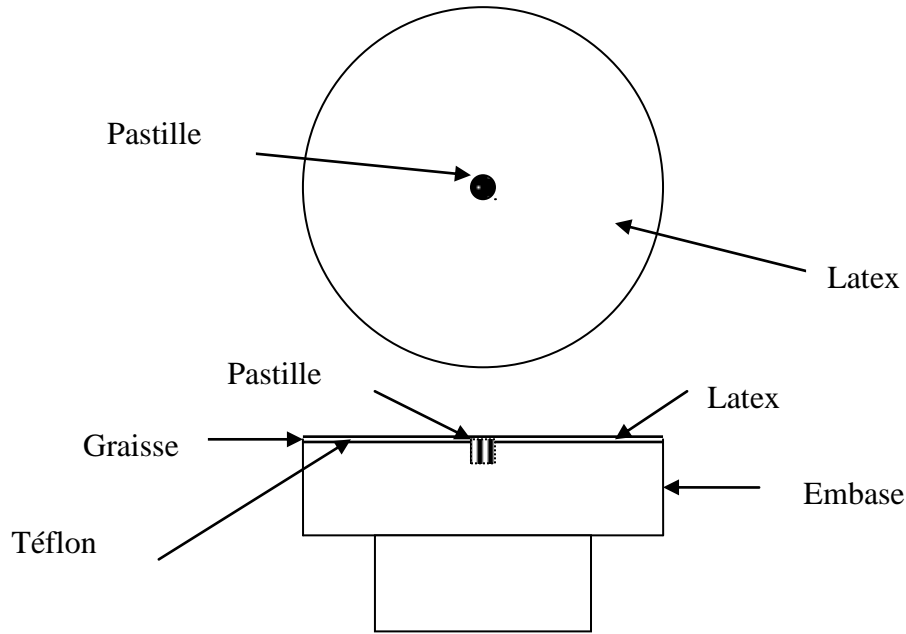


Figure 2.5 : Système d'antifrettage utilisé

### 2.2.5 Système d'accrochage

Le système d'accrochage a été modifié pour la réalisation des essais cycliques. La Figure 2.6 montre le principe de ce système. Il est composé de:

- une pièce cylindrique reliée à l'axe supérieur, la partie inférieure est de forme conique dont le diamètre est le même que l'embase supérieure, un circuit de drainage est relié à l'extérieur.
- Une membrane en latex composé de deux parties la partie inférieure est de forme cylindrique, la partie supérieure est de forme conique.

Après avoir fabriqué l'échantillon et démoulage et après avoir mis une couche de graisse sur toute la surface intérieure de la membrane on la plaque sur l'embase supérieure, ensuite on fait emboîter le support de forme conique dans la membrane. Pour s'assurer du bon assemblage du dispositif d'extension il faut que l'eau ne sorte pas du circuit relié à l'extérieur après avoir mis en pression la cellule. Si l'eau sort du circuit, l'assemblage est mauvais et il faut le refaire jusqu'à ce que l'eau ne coule pas du circuit de drainage sous l'effet de la pression de confinement.

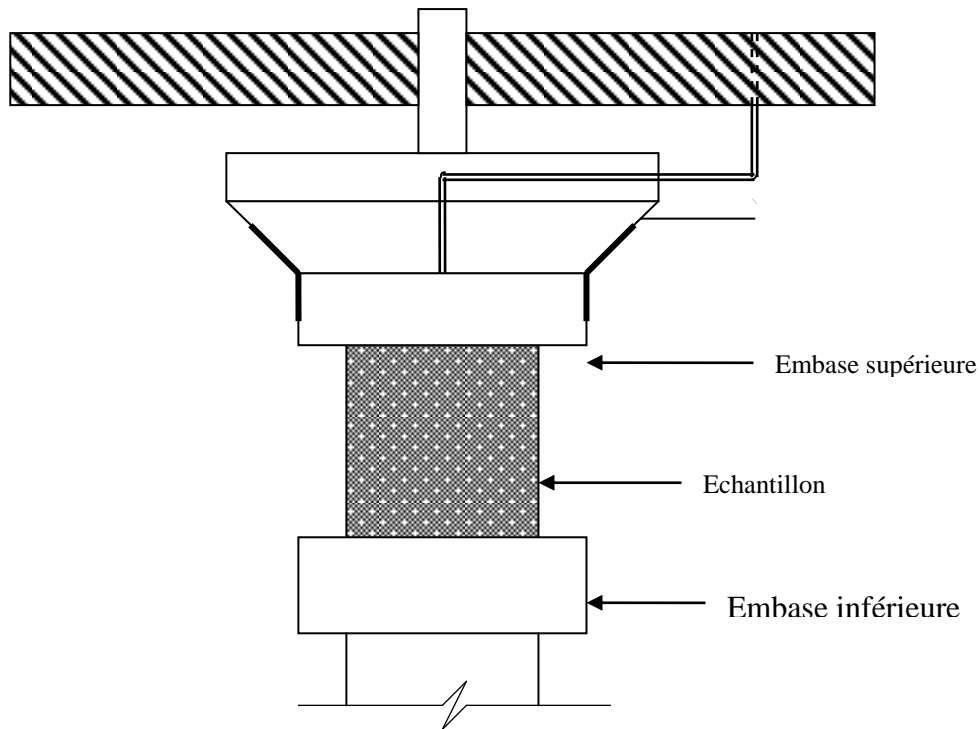


Figure 2.6: Système d'accrochage utilisé

## 2.3 Mode opératoire

### 2.3.1 Préparation de l'échantillon

Les échantillons utilisés sont cylindriques de 70mm de diamètre et 70 mm 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 (embases antifrêttées Arab 2008). 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 la manchette de 0,2 mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour assurer une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement axial. 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.

On peut préparer les échantillons selon plusieurs méthodes, notamment :

- déversement à sec (air pluviation),
- sédimentation,
- placement humide,
- sous compaction.

### Déversement à sec (DS) (air pluviation)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir dont on contrôle la hauteur de chute (Figure 2.7). Pour obtenir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle. Pour les échantillons moyennement denses et denses on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame en bois de 60 mm de diamètre.

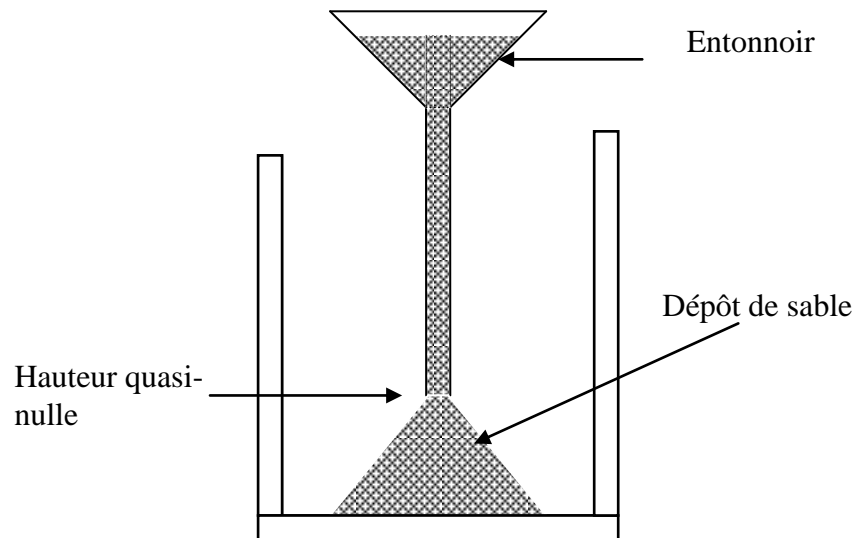


Figure 2.7 : Préparation par déversement à sec  
(Préparation d'un échantillon lâche)

### Sédimentation (WS)

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (Figure 2.8). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0,3 cm au-dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. Cette méthode permet de reproduire la déposition naturelle d'un sol stratifié.

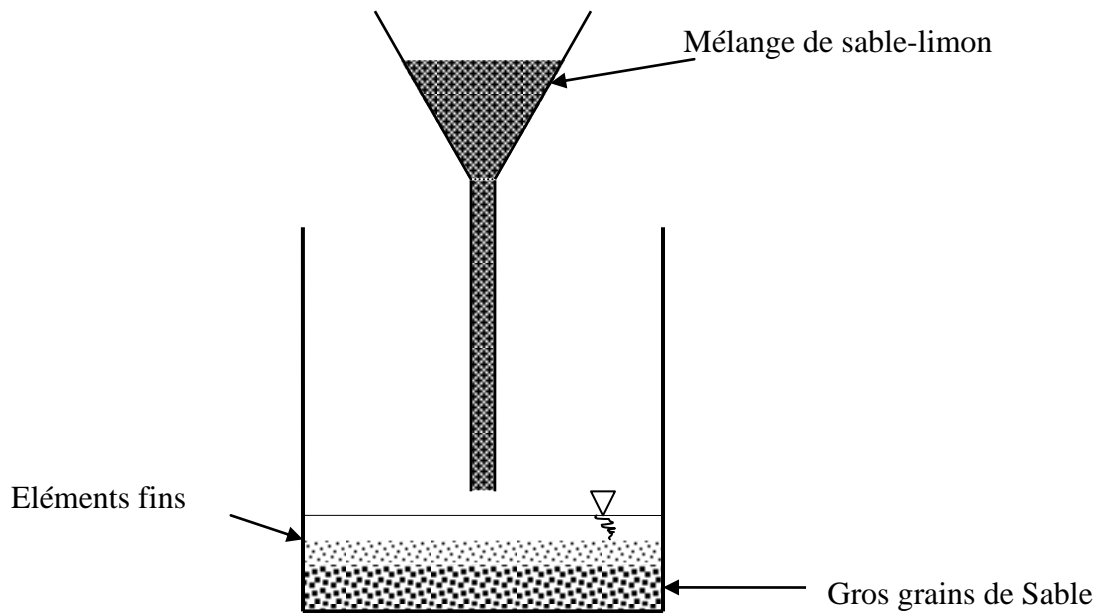


Figure 2.8: Méthode de préparation des échantillons par sédimentation

### Placement humide (MP)

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule préparé avec une teneur en eau initiale. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 5% pour le sable à 20% pour les sols fins. La teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) est déterminée au moyen de l'essai Proctor correspondant à la densité maximale ( $\gamma_{dmax}$ ). Cette méthode est très commode pour la préparation des échantillons de sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

### Préparation par sous compaction

L'échantillon de sol est préparé en dix couches successives en utilisant la sous compaction humide, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme. Le concept de sous compaction (Ladd, 1978) est basé sur le fait que les couches successives sont placées sans sous compaction, le compactage de chaque couche peut densifier la couche au dessous. La valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme le pourcentage de sous compaction  $Un$ . Le pourcentage de sous compaction pour chaque couche varie linéairement de la couche du bas vers la couche d'en haut. La couche inférieure a la valeur maximale  $Un$ . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est:

$$U_n = U_{ni} - \left[ \frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_t - 1} * (n - 1) \right] \dots \dots \dots (2.1)$$

Pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est:

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \dots\dots\dots(2.2)$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd propose la formule suivante :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[ (n - 1) + \left( 1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \dots\dots\dots(2.3)$$

Où :

$U_{ni}$ = Pourcentage de sous compaction de la première couche,

$U_{nt}$ = Pourcentage de sous compaction de la dernière couche (usuellement égal à zéro),

$n$ = nombre de couches considérées,

$n_i$ = première couche initiale,

$n_t$ = nombre total de couches,

$h_n$ = hauteur de la  $n^{ième}$  couche,

$h_t$ = hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (Figure 2.9). La méthode préconisé par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985), suggère un écart de densité relative de 1% entre deux couches successives.

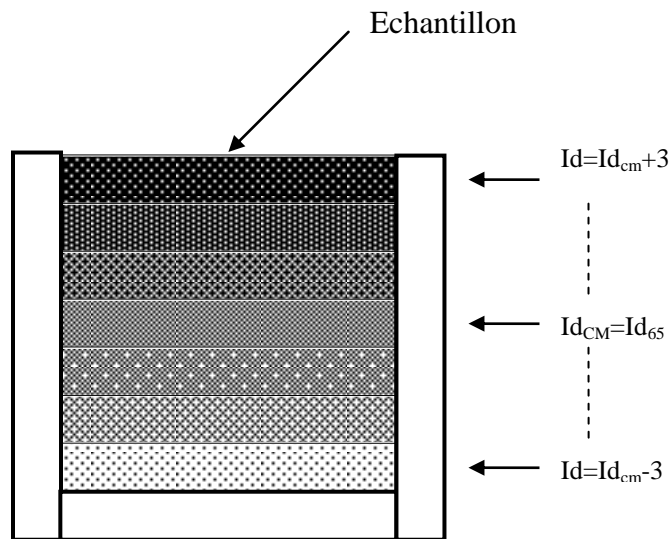


Figure 2.9 : Préparation des échantillons de sol par sous compaction

### 2.3.2 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement monotone ou cyclique non drainé. Pour obtenir

une bonne saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan (1973). 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 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 30 minutes. 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 demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est considéré pratiquement saturé.

### 2.3.3 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression/volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon par un autre contrôleur de pression/volume (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 est égal à  $(B = \Delta u / \Delta \sigma)$ . On donne un incrément  $\Delta \sigma$  de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle  $\Delta u$  dans le GDS2 relié à l'échantillon. On considère que les échantillons sont complètement saturés si le coefficient B est supérieur à 90%. La contre pression utilisée est de 400 kPa.

### 2.4 Matériaux utilisés

Afin d'étudier l'influence de la granulométrie et du type de mélange sable-sol fin, nous avons réalisé des essais avec les matériaux suivants :

Le sable et limon d'O/Chlef. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de O/Chlef qui traverse la ville de Chlef.

Le sable utilisé dans cette investigation provient de la rivière de O/Chlef avec un diamètre moyen  $D_{50} = 0,4\text{mm}$  et un coefficient d'uniformité de  $C_u = 2.35$ . La Figure 2.10 montre les courbes granulométriques des matériaux utilisés. Ces courbes ont été obtenues par tamisage à sec pour le sable et par sédimentométrie pour le limon. Les tableaux 2.1 et 2.2 donnent les caractéristiques de ces sols.



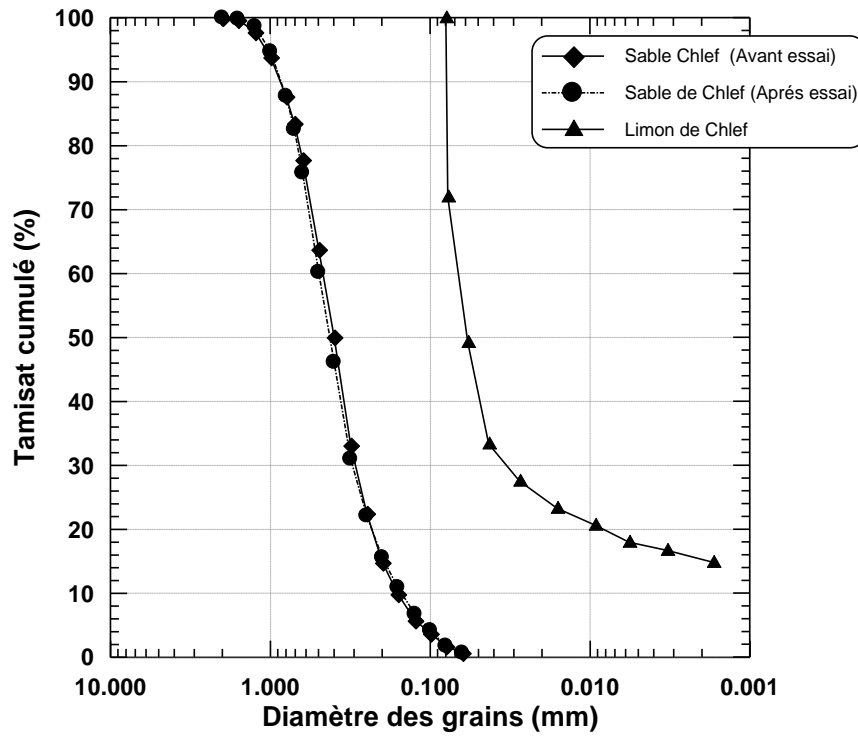


Figure 2.10: Courbe granulométrique des matériaux utilisés.

Propriétés	Sable de O/Chlef
Poids volumique du constituant solide $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,68
$e_{max}$	0,854
$e_{min}$	0,535
Cu ( $D_{60}/D_{10}$ )	2.35
$D_{10}$ (mm)	0,17
$D_{50}$ (mm)	0,40
Forme des particules	Arrondie

Tableau 2.1 : Propriétés physiques du sable de O/Chlef.

Propriétés	Limon de Chlef
Poids volumique du constituant solide $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,70
$e_{\max}$	1,42
$e_{\min}$	0,72
Limite de liquidité (W <sub>l</sub> )	27,0
Limite de plasticité (W <sub>p</sub> )	22,0
Indice de plasticité (I <sub>p</sub> )	5,0

Tableau 2.2 : Propriétés physiques du limon de O/Chlef.

Le tableau 2.3 illustre les caractéristiques physiques des différents mélanges de sable et limon de O/Chlef en termes de poids volumiques du constituant solide et d'indices des vides extrêmes ( $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ ). La Figure 2.11 montre les variations des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines pour les différents mélanges. On note que ces deux indices diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à  $F_c = 30\%$  ensuite, ils ré-augmentent avec la fraction des fines. Les essais ont été réalisés à différentes valeurs de la densité relative ( $D_r = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ). La Figure 2.12 illustre le diagramme schématisant la texture des mélanges extrêmes de sable-limon.

Teneur en fines (%)	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60	100
Poids volumique des grains solides $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.68	2.681	2.682	2.683	2.684	2.685	2.686	2.688	2.69	2.692	2.70
$e_{\max}$	0.854	0.829	0.798	0.770	0.748	0.735	0.718	0.732	0.874	1.007	1.42
$e_{\min}$	0.535	0.49	0.472	0.462	0.431	0.417	0.412	0.478	0.600	0.657	0.72

Tableau 2.3 : Caractéristiques des mélanges sable-limon (O/Chlef)

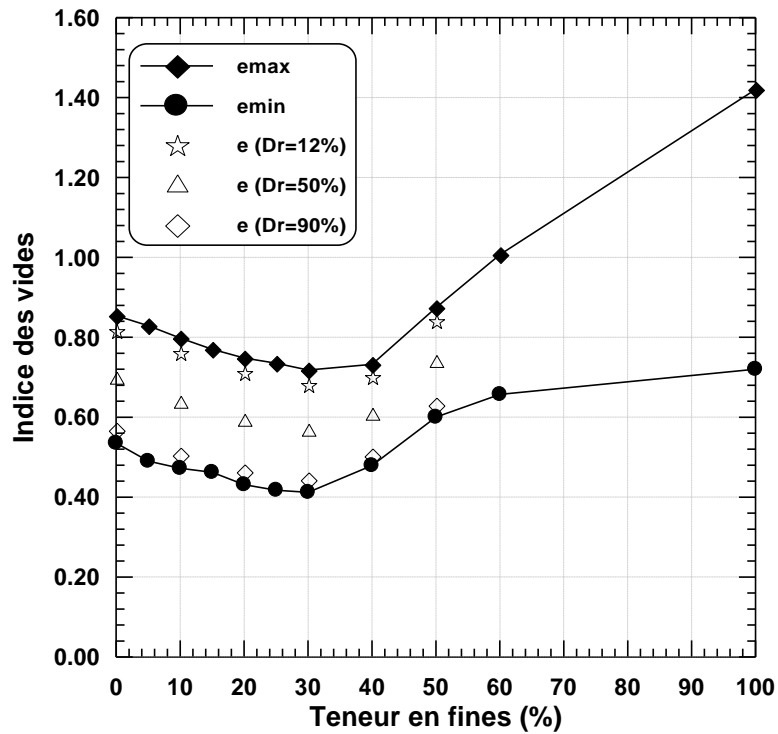


Figure 2.11: Variation des indices des vides maximal et minimal avec la fraction des fines (Sable-limon de Chlef).

Thevanayagam et Mohan (2000) considère que la matrice de sable avec les fines est un combinaison de deux sous-matrices: une matrice à gros grains et une autre matrice de fines (Figure 2.12). Figure 2.13 présente la variation des indices des vides globaux et intergranulaires pour les différentes valeurs de la densité relatives utilisées ( $Dr = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ) en fonction de la teneur en fines. On constate que les indices des vides globaux diminuent jusqu'à atteindre un seuil de 30% puis ils ré-augmentent. Tandis que les indices des vides intergranulaires augmentent de façon hyperbolique avec la teneur en fines.

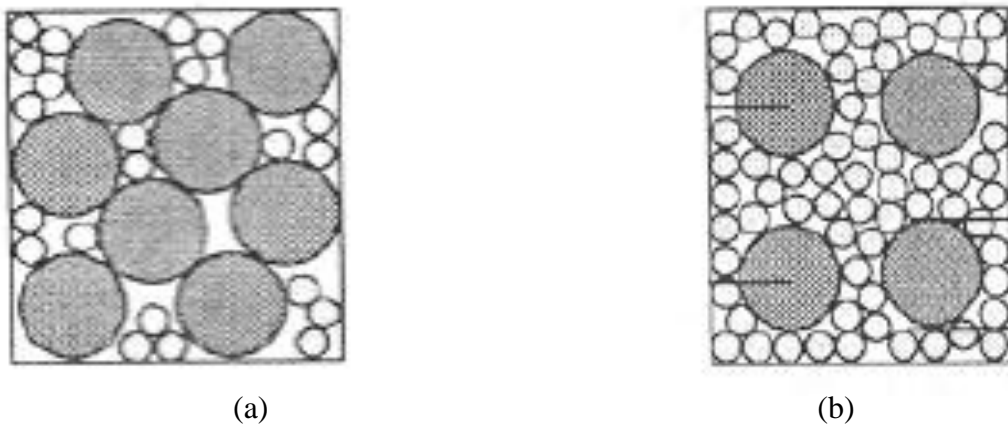


Figure 2.12: Diagramme schématique représentant les mélanges sable-limon

- (a) Les gros grains sont en contacts les uns contre les autres
- (b) Les gros grains nagent dans la matrice des fines

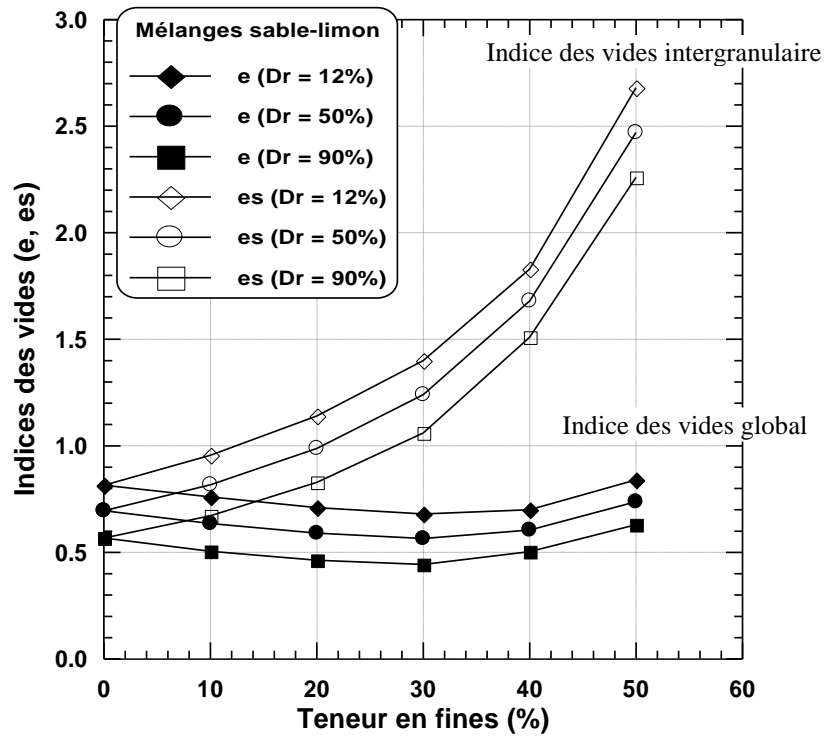


Figure 2.13: Variation des indices des vides en fonction de la teneur en fines

## 2.5 Répétabilité des essais

Afin de tester le bon fonctionnement du dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais triaxiaux monotones non drainés sur le sable de O/Chlef à un confinement de 100 kPa et à une densité relative de  $Dr = 90\%$ . Les résultats de ces essais sont présentés dans la Figure 2.13. On note une très bonne répétabilité des deux essais, ce qui confirme la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

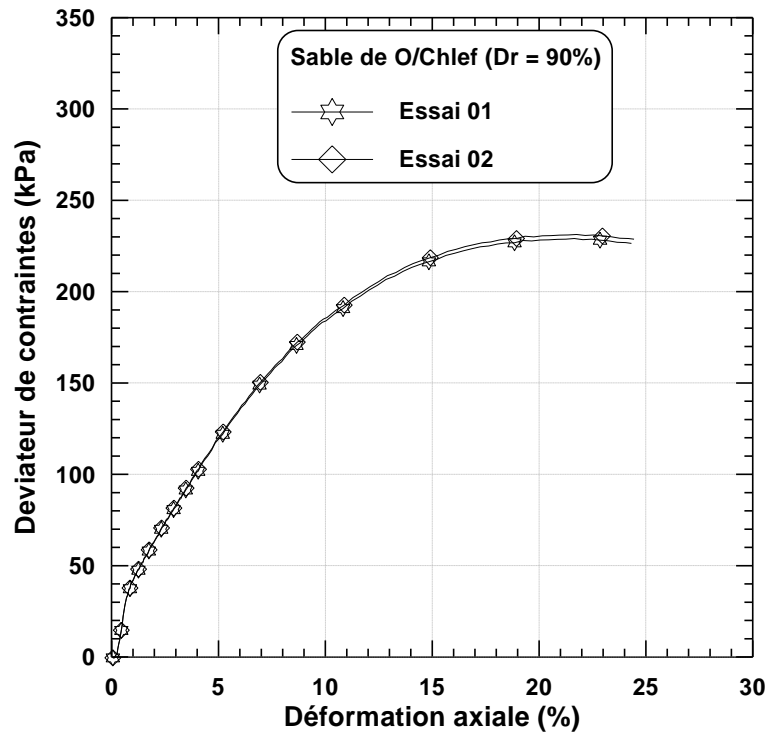


Figure 2.13: Essais de répétabilité sur le sable de O/Chlef ( $D_r = 90\%$ ,  $\sigma_3 = 100$  kPa)

## 2.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement des mélanges sable-limon sous divers chemins de chargement. Ce dispositif utilise la cellule de Bishop modifiée au niveau du système d'accrochage de l'embase supérieure et du système d'antifretage. Le mode opératoire suivi a été exécuté selon les normes tout en respectant les recommandations des différents chercheurs. Il permet de préparer des échantillons homogènes et de réaliser des essais de qualité. La fiabilité du dispositif et du mode opératoire a été vérifiée par des essais de répétabilité.

Au cours de ce chapitre on a également discuté les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette thèse ainsi que celles des mélanges sable-limon.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de l'indice des vides intergranulaire, l'indice des vides globale et de la fraction des fines sur le comportement monotone et cyclique de ces sols.

### **Chapitre 3:**

#### **Etude du comportement du sol sous chargement monotone:**

- **Influence de la fraction des fines**
- **Influence de l'indice des vides intergranulaire**

### **3. Etude du comportement des sols sous chargement monotone : Influence des fines**

#### **3.1. Introduction**

L'influence des fines sur le comportement à la liquéfaction des sables a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches. On note qu'à travers la littérature qu'il n'y a pas de consensus quant à l'effet de la teneur en fines sur le comportement des mélanges sable-sol fin. Plusieurs recherches ont rapporté que la résistance à la liquéfaction d'un sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Chang et al., 1982 ; Dezfulian, 1982 ; Amini et Qi, 2000), d'autres ont trouvé que l'augmentation de la teneur en fines réduit la résistance à la liquéfaction (Shen et al., 1997 ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Finn et al., 1994 ; Vaid, 1994 ; Lade et Yamamuro, 1997 ; Yamamuro et Lade, 1997 ; Zlatovic et Ishihara, 1997). Par contre, d'autres études ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue jusqu'à atteindre une résistance minimale, puis elle ré-augmente avec l'augmentation de la teneur en fines (Law et Ling, 1992 ; Koestler, 1994, Bouferra et Shahrour, 2004). Afin de bien montrer l'influence de la présence des fines sur le comportement des mélanges sable-sol fin, nous avons réalisé des essais drainés et non drainés sur les mélanges du sable de Chlef avec le sol fin provenant du même sable pour différentes fractions de fines. Les mélanges ont été obtenus par malaxage dans le but d'avoir une bonne homogénéité.

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et on discute de l'influence de la présence des fines sur le comportement du sable étudié. Ce chapitre sera suivi par une étude du comportement cyclique, en particulier pour étudier le potentiel de liquéfaction des mélanges de sable-limon étudiés.

#### **3.2 Résultats des essais réalisés**

##### **3.2.1 Essais de compression drainée**

Les Figures 3.1a, 3.2a et 3.3a montre les résultats des essais en compression drainée réalisés pour des fractions de fines comprises entre zéro (sable propre) et 50% pour les trois densités relatives initiales ( $D_r=12$  ; 50 et 90%). On note en générale que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique pour les trois états de sol lâche, moyennement dense et dense. En effet, L'augmentation de la fraction des fines entre 0 et 50% induit une diminution de la résistance à la liquéfaction du sol (déviateur maximal). Concernant la déformation volumique on note en général que le sable propre et les échantillons à faible fraction de fines ( $F_c < 30\%$ ) présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance.

Pour le sol lâche, le sable propre et l'échantillon à 10% de fines la phase de dilatance apparaît à partir de 12% de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 20 % à 30% la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13%. Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50%, on observe uniquement une phase de contractance (Figure 3.1.b).

Concernant la série des échantillons moyennement dense; pour le sable propre et l'échantillon à 5% de fines, la phase de dilatance apparaît à partir de 8% de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 10% à 30% la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13%. Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50%, on observe uniquement une phase de contractance (Figure 3.2.b).

Pour les échantillons à l'état dense, on note que la présence des fines retarde d'une manière significative l'apparition de la phase de dilatance. En effet, la dilatance apparaît après 4,5%, 5, 6 et 10% pour les teneurs fines  $F_c = 0, 10, 20$  et 30% respectivement; au-delà de cette teneur en fines on observe qu'une phase de contractance (Figure 3.3b).

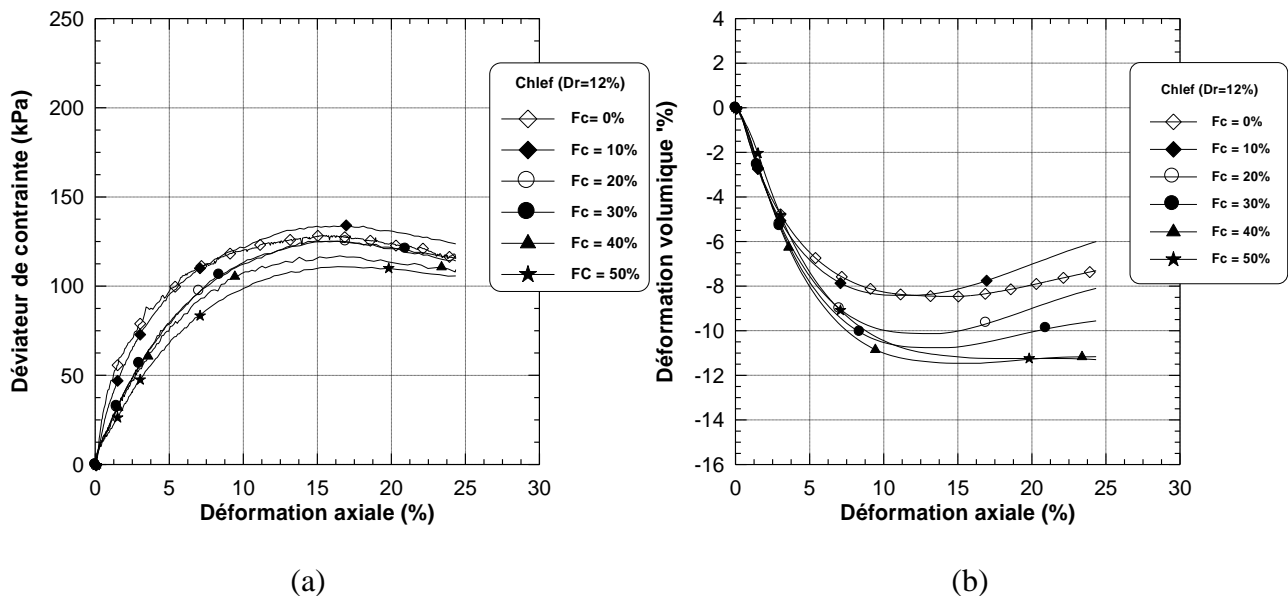


Figure 3.1. : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $Dr=12\%$ )



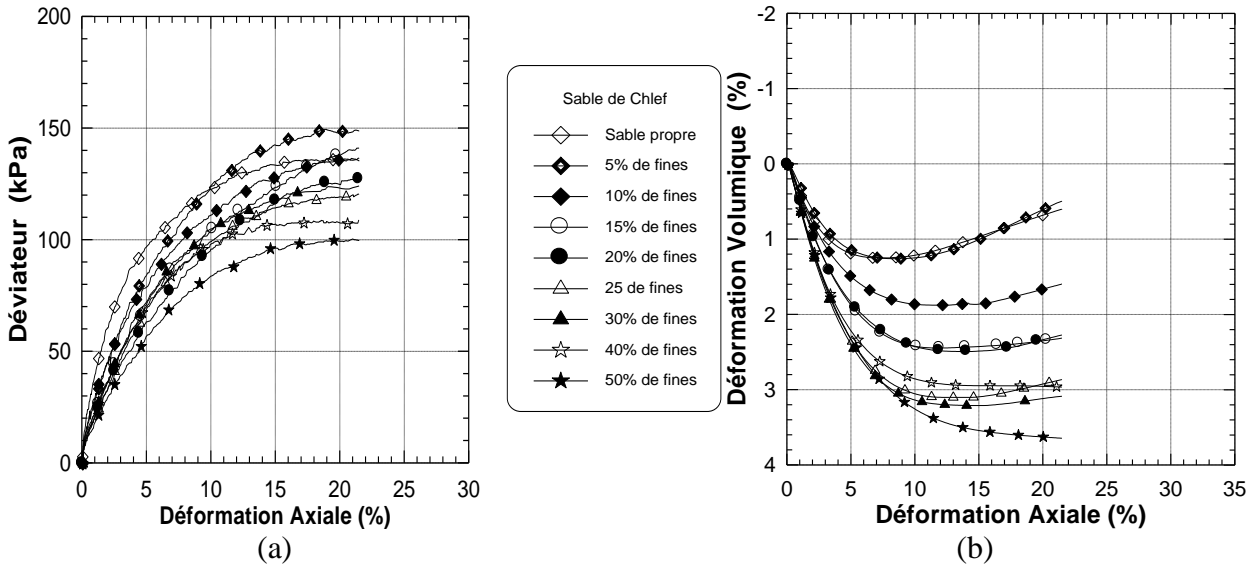


Figure 3.2. : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $Dr=50\%$ )

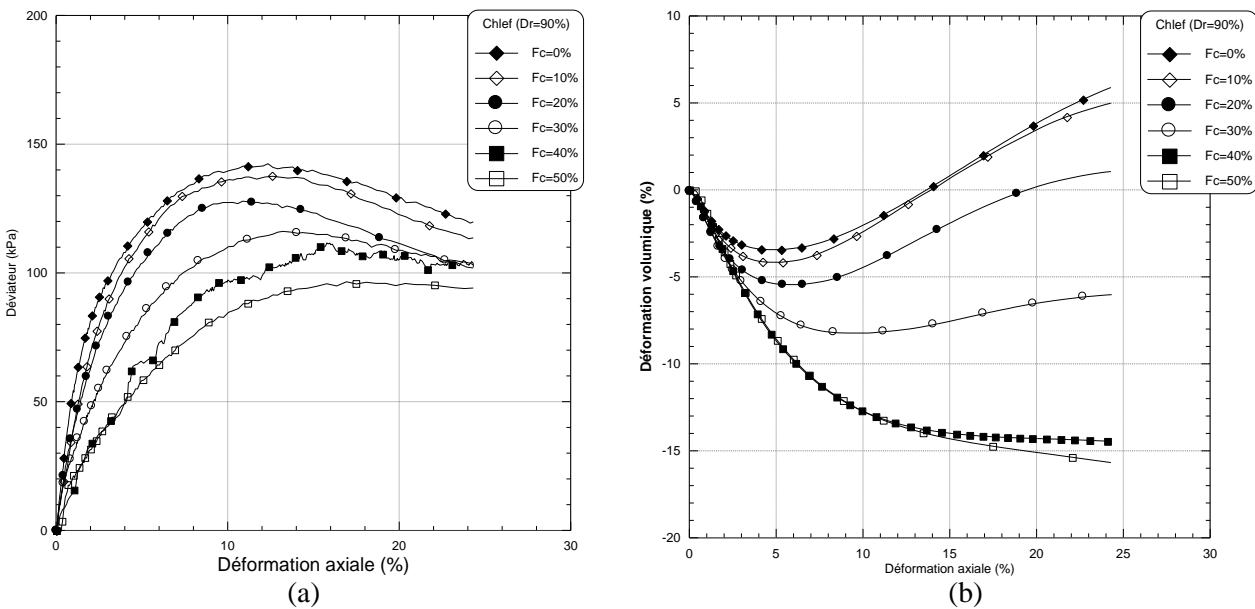


Figure 3.3: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée des mélanges sable-limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $Dr=90\%$ )

### 3.2.2 Essais de compression non drainée

Les Figures 3.4, 3.5 et 3.6 montrent les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs de la fraction des fines (entre 0 et 50%) à une pression de confinement initial de 100 kPa pour les trois états étudiés à savoir l'état lâche, moyennement dense et dense. On note en général que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une augmentation de la pression d'eau (Figures 3.4b, 3.5b et 3.6b). Cette augmentation résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance des mélanges observé lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle induit une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent une

réduction de la résistance à la liquéfaction des mélanges (déviateur au pic) comme le montre les Figures 3.4a, 3.5a et 3.6a. Le chemin de contrainte dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) montre bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la pression effective moyenne et du déviateur maximal (Figures 3.4c, 3.5c et 3.6c).

Dans ce cas, l'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange est observée pour les faibles teneurs en fines (0% et 10%), et devient très prononcée au delà de 20%. Ces résultats sont en accord avec les observations de Shen et al. (1977) et de Troncoso et Verdugo (1985).

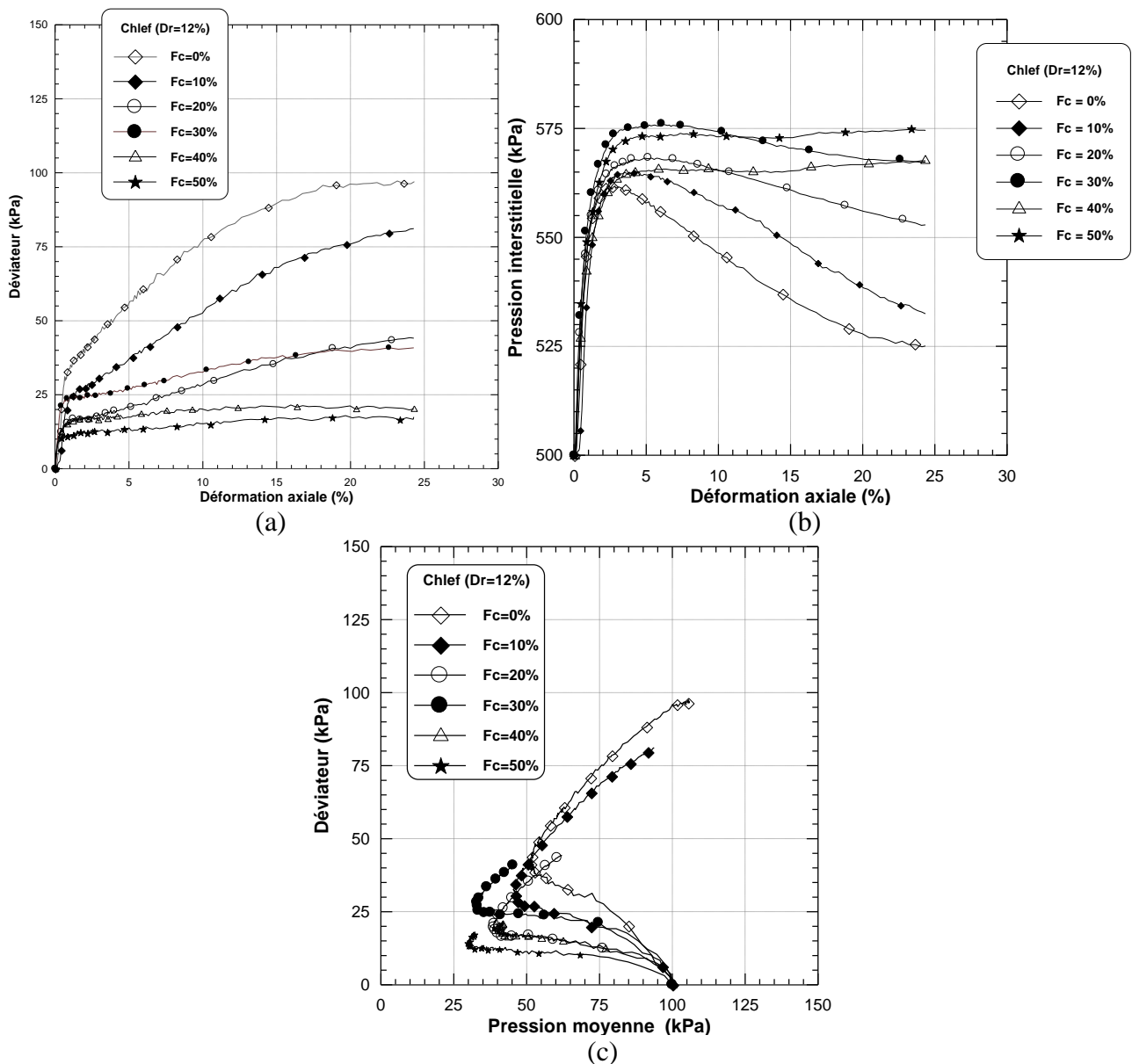


Figure 3.4: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma'_3 = 100$  kPa,  $Dr=12\%$ )

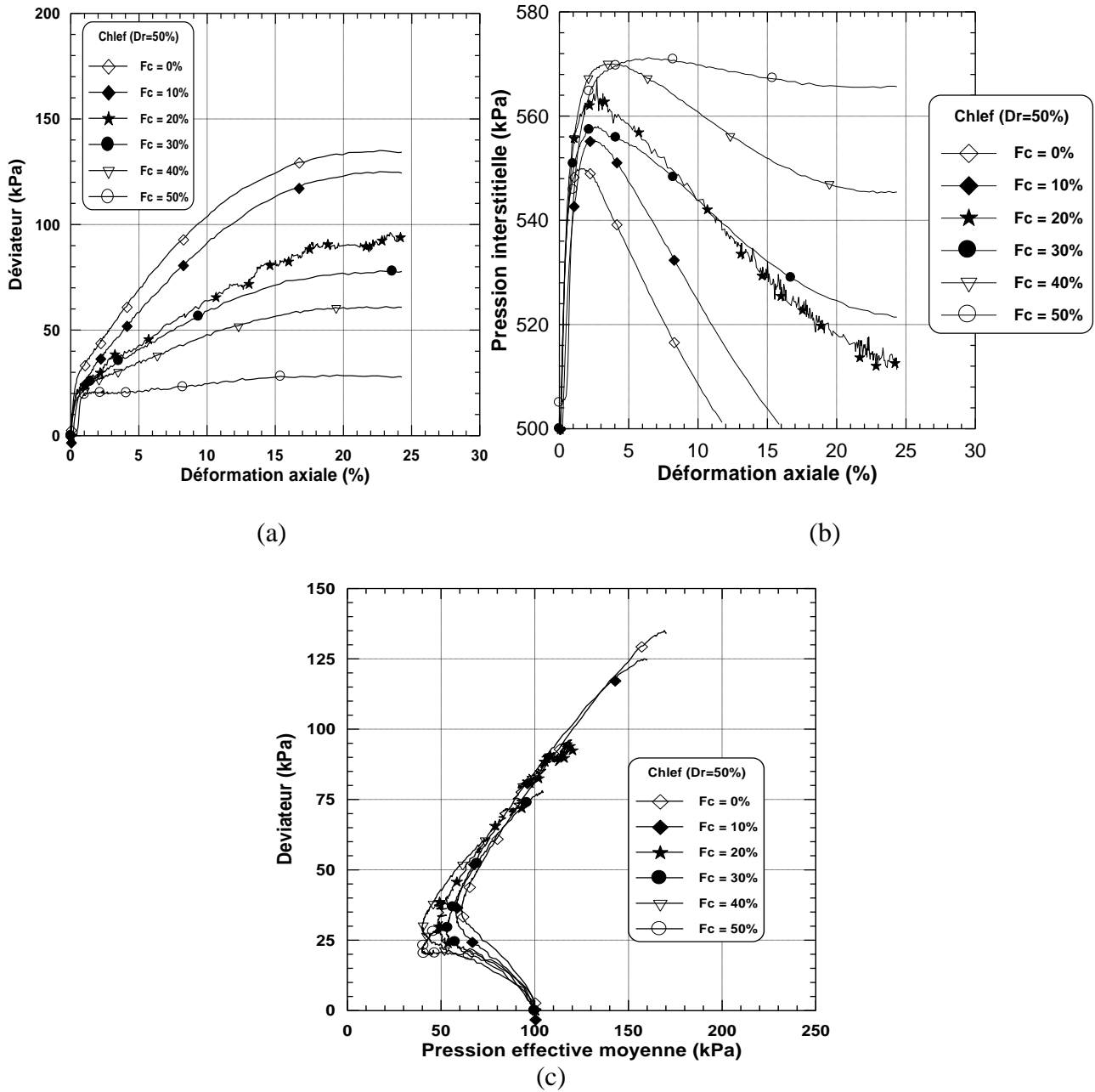


Figure 3.5: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa, Dr=50%)

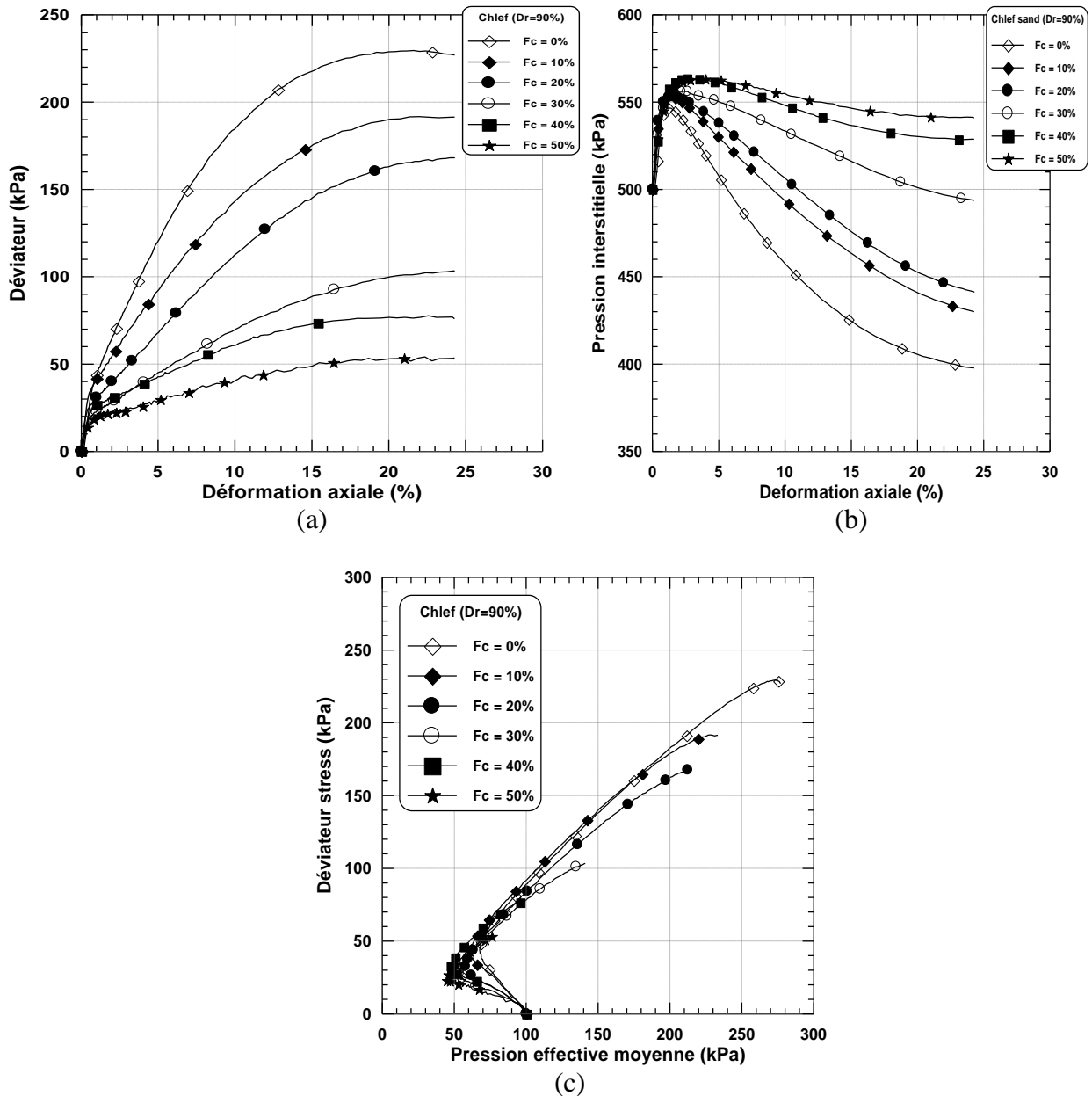


Figure 3.6: Influence de la teneur en fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $Dr=90\%$ )

### 3.3. Influence des fines sur les caractéristiques mécaniques

La Figure 3.7 montre les courbes de variation des déformations volumiques au changement de phase (contractance dilatance) et à l'état stable en fonction de la teneur en fines pour les trois séries d'essais à différentes densités relatives ( $Dr = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ). On remarque en général que l'écart entre ces courbes décroît avec l'augmentation de la fraction des fines, traduisant la disparition de la phase de dilatance et l'apparition uniquement de la phase de contractance après  $30\%$  de fraction de fines.

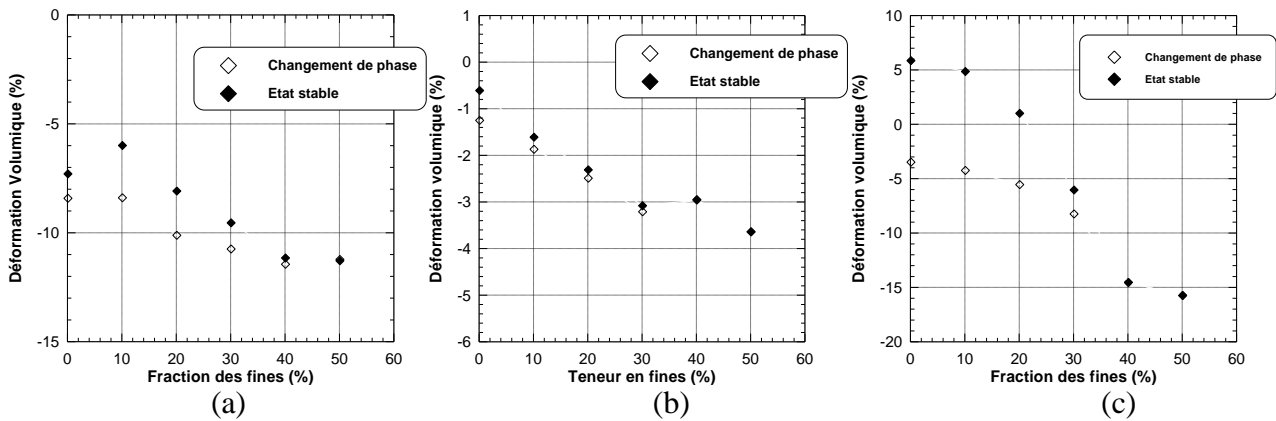


Figure 3.7: Influence de la fraction des fines sur les déformations volumiques au changement de phase et à la stabilisation

- (a)  $Dr=12\%$
- (b)  $Dr=50\%$
- (c)  $Dr=90\%$

Les Figures 3.8a, 3.8b et 3.8c montrent l'évolution du module de déformation sécant ( $q/\epsilon_a$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ). On observe que ce module décroît avec l'augmentation de la teneur en fines. Cette diminution est très significative jusqu'à une déformation de 0,7%, ensuite le module sécant tend à se stabiliser pour l'état lâche et moyennement dense tandis que pour l'état dense ce dernier continue à diminuer sans se stabiliser. La figure 3.8d montre l'influence de la fraction des fines sur le module de déformation sécant mesuré  $\epsilon_a = 1\%$ . On note que ce module décroît avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à  $F_c = 20\%$ , ensuite il tend à se stabiliser pour l'état lâche et moyennement dense tandis que pour l'état dense ce module continue à diminuer sans se stabiliser.

La Figure 3.9a montre l'influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement du mélange sable-limon à l'état stable pour les trois cas de densités relatives étudiées ( $Dr = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ). On note que cet angle décroît (selon une relation quasi-linéaire) de  $23^\circ$  à  $20^\circ$  quand la fraction des fines croît de 0 à  $50\%$ .

La Figure 3.9b montre la variation de l'angle caractéristique (changement de phase contractance/ dilatance) en fonction de la teneur en fines. On remarque que la teneur en fines n'a pas d'influence sur l'angle caractéristique : La valeur de cet angle est d'environ  $22^\circ$  pour les mélanges étudiés. La réduction de l'angle de frottement avec l'augmentation de la fraction des fines et la faible influence de cette dernière sur l'angle caractéristique expliquent le rôle de la fraction des fines dans l'augmentation de la phase de contractance des sols étudiés.

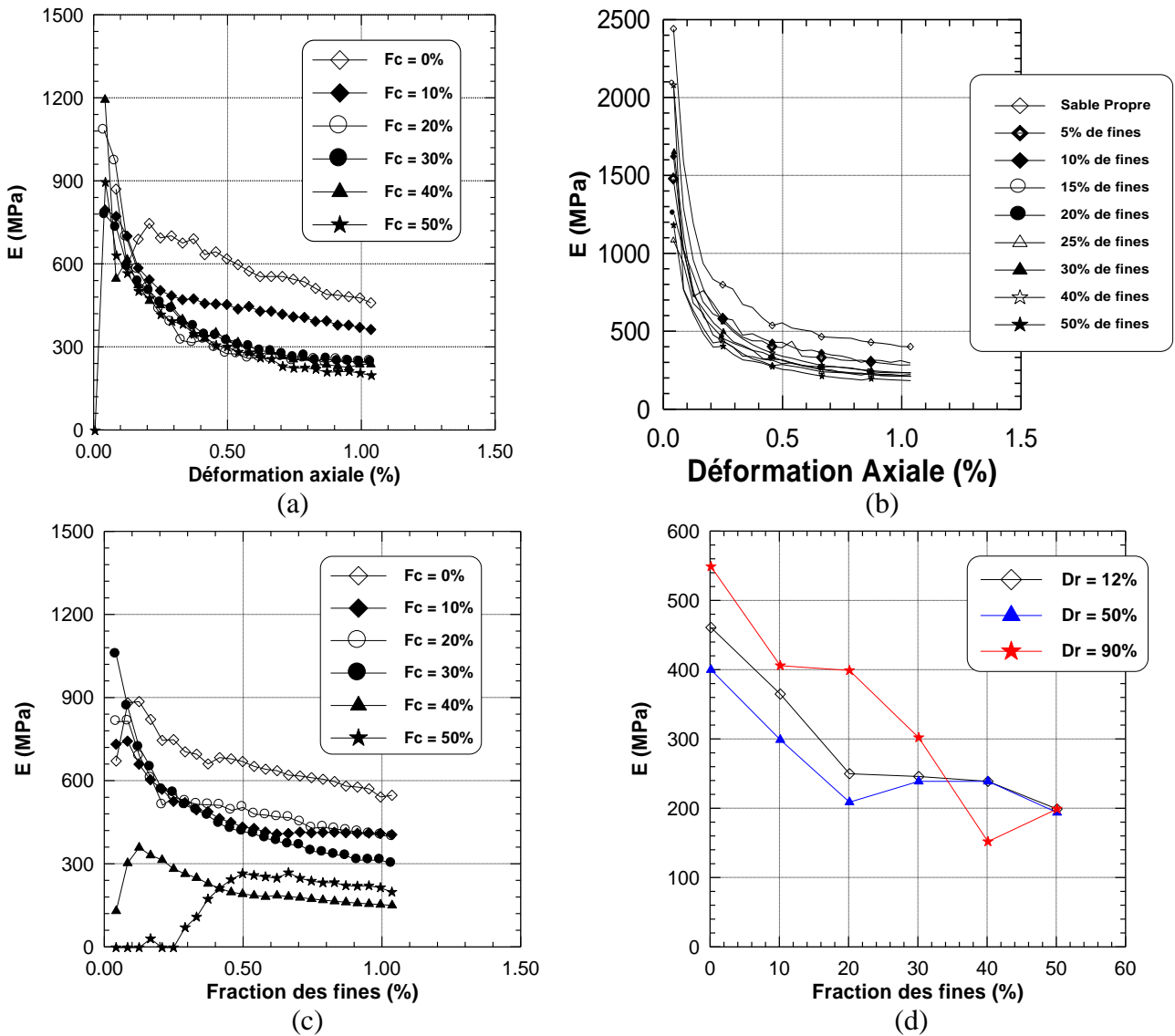


Figure 3.8: Influence de la fraction des fines sur le module de déformation sécant  
 (a) Variation du module sécant avec la déformation axiale ( $D_r = 12\%$ )  
 (b) Variation du module sécant avec la déformation axiale ( $D_r = 50\%$ )  
 (c) Variation du module sécant avec la déformation axiale ( $D_r = 90\%$ )  
 (d) Module sécant à  $\epsilon_a = 1\%$

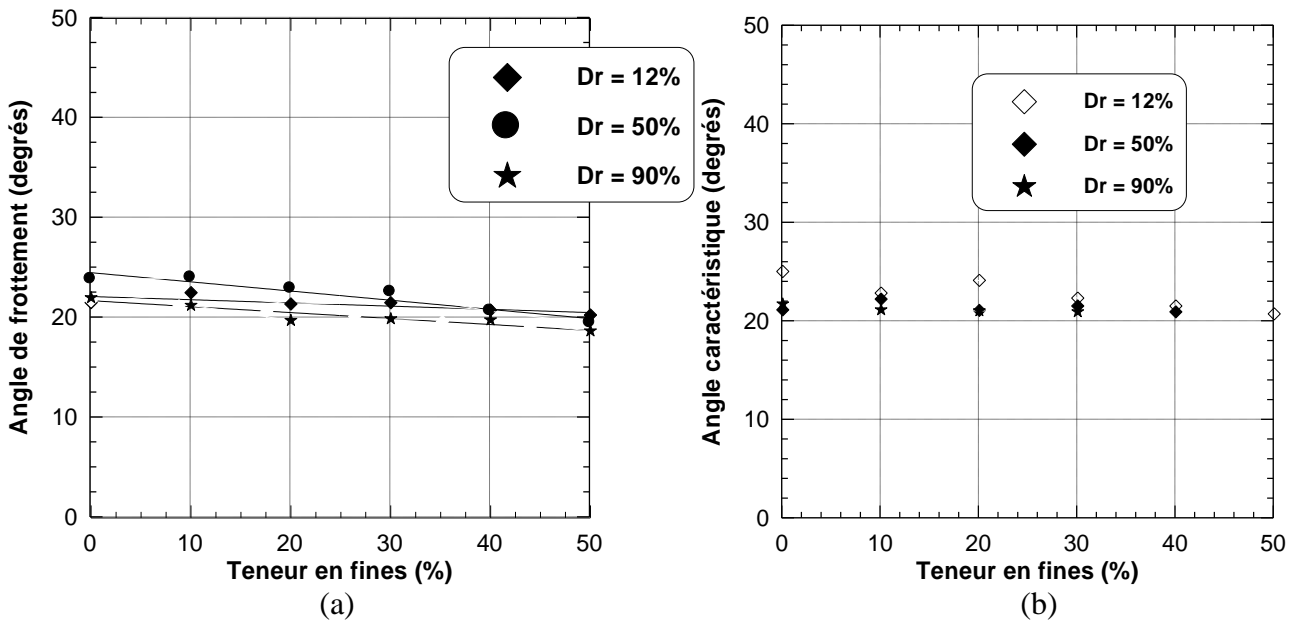


Figure 3.9 : Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique

La Figure 3.10 montre l'évolution de l'angle de dilatance en fonction de la teneur en fines. On remarque que cet angle diminue avec l'augmentation de la fraction des fines  $F_c$  de 0 à 50%. Cette diminution de l'angle de dilatance résulte du rôle des fines quant à l'amplification de la phase de contractance.

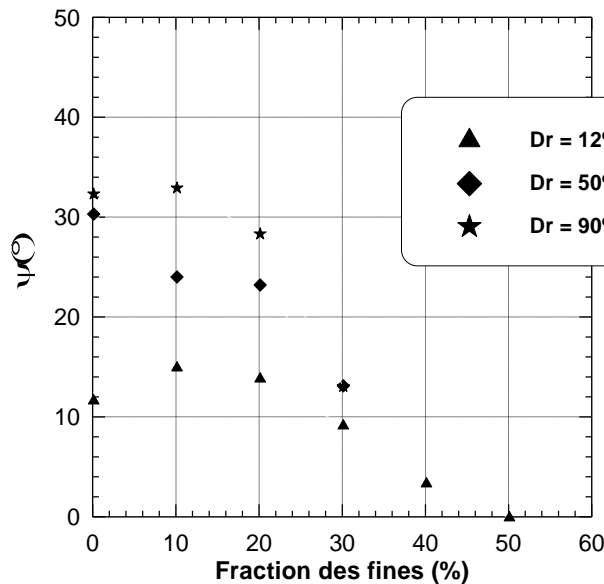


Figure 3.10: Influence de la fraction des fines sur l'angle de dilatance

### 3.4. Résistance au cisaillement non drainée en phase de transition

Quand un échantillon de sol lâche moyennement dense et dense est soumis au cisaillement en condition non drainée, la résistance au cisaillement non drainée augmente rapidement jusqu'à ce qu'elle atteigne un niveau de résistance correspondant à l'état de transition appelé le changement de phase (contractance-dilatance) illustrée par la courbe du chemin de contrainte ( $q$ ,  $p'$ ). Par

convention, cette résistance au cisaillement s'appelle la résistance au cisaillement non drainée à l'état de transition de phase par Ishihara (1993) et à l'état caractéristique par Luong (1978). Elle est définie par Ishihara (1993) comme:

$$S_{us} = (q_s/2)\cos\phi_s = (M/2) \cos\phi_s(p_s') \quad (3.1)$$

$$M = (6 \sin\phi_s)/(3 - \sin\phi_s) \quad (3.2)$$

Où  $q_s$ ,  $p_s'$  et  $\phi_s$  indiquent le déviateur de contrainte ( $\sigma_1' - \sigma_3'$ ), la contrainte effective moyenne principal  $(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$  et l'angle de frottement inter particules mobilisé à l'état stable respectivement. Pour les essais non drainés réalisés sous une pression de confinement et différentes valeurs de la densité relative initiale, le déviateur de contrainte ( $q_s$ ) était estimé en phase de transition avec l'angle de frottement mobilisé. La résistance au cisaillement non drainée en phase de transition a été calculée avec l'équation (2)

Figure 3.11 illustre la résistance au cisaillement non drainée mesurée au point de transition de phase en fonction de la teneur en fines pour trois densités ( $Dr = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ) à une pression de confinement initiale de  $100 \text{ kPa}$ . Il est clair de cette Figure que la résistance au cisaillement non drainée en phase de transition diminue modérément avec la teneur en fines jusqu'à la valeur de  $40\%$ , au delà duquel elle diminue brusquement.

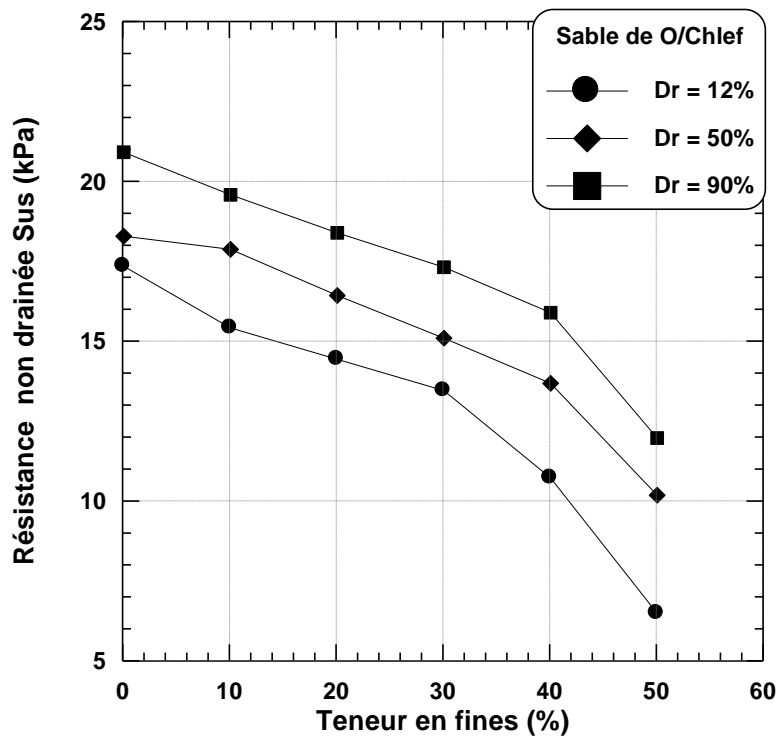


Figure 3.11: Résistance au cisaillement en phase de transition en fonction de la teneur en fines ( $\sigma_3' = 100 \text{ kPa}$ )



Figure 3.12 montre la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition en fonction de l'indice des vides global et teneur en fines. On note que la résistance au cisaillement non drainée en phase de transition diminue linéairement avec la diminution de l'indice des vides global (teneur en fines) pour toutes les densités relatives considérées ( $D_r = 12\%$ ,  $50\%$ , and  $90\%$ ) jusqu'à  $30\%$  de teneur en fines. Ceci signifie que quand l'indice des vides global (teneur en fines) diminue, la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition diminue également. Ce qui ne correspond pas au cas des mélanges sable-limon où le comportement du sable limoneux est influencé par les contacts entre les gosses particules, qui devraient être mesurées plutôt par l'indice des vides intergranulaire que par l'indice des vides global. Au delà de  $F_c = 30\%$  la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition diminue presque linéairement avec l'augmentation du l'indice des vides global (teneur en fines) pour les trois densités relatives ( $D_r = 12\%$ ,  $50\%$ , et  $90\%$ ).

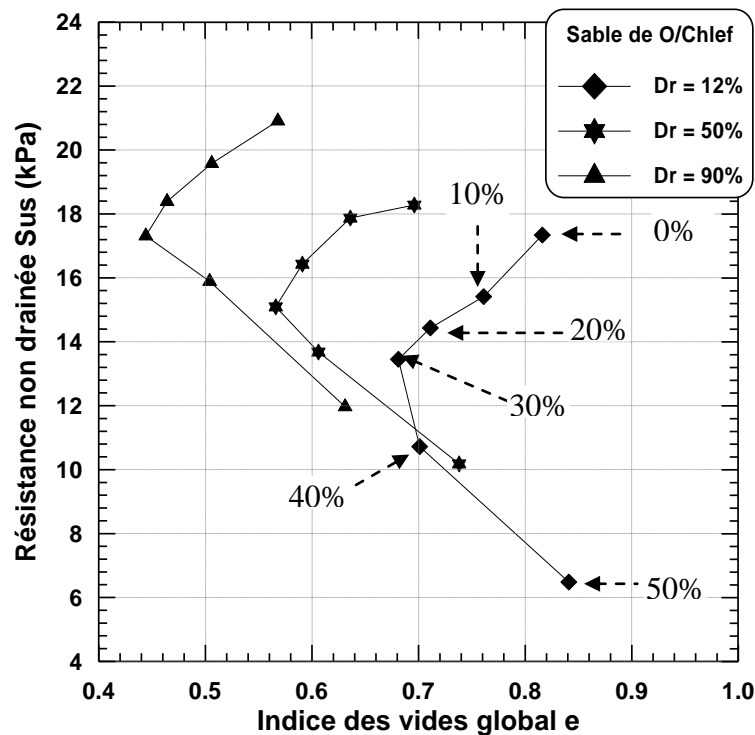


Figure 3.12: Résistance au cisaillement non drainée en changement de phase en fonction de l'indice des vides global et teneur en fines ( $\sigma_3' = 100$  kPa)

Fig. 3.13 montre la variation de la résistance non drainée mesurée en phase de transition ( $S_{us}$ ) avec la densité relative ( $D_r$ ) pour différentes valeurs de teneurs en fines. Il est clair de cette figure que l'augmentation de la densité relative induit une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée en phase de transition pour une teneur en fines donnée. Thevanayagam et al. (1997) et Sitharam et al. (2004) constatent un comportement semblable concernant l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainée avec l'augmentation de la densité

relative. Le présent travail expérimental étudie l'influence de l'indice des vides intergranulaire sur la résistance au cisaillement non drainée des sables limoneux en phase de transition à différentes valeurs de la densité relative ( $D_r = 12\%$ ,  $50\%$  et  $90\%$ ). Les résultats de cette étude démontrent une diminution significative de la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition avec l'augmentation de la teneur en fines ou de l'indice des vides intergranulaire. Cependant l'augmentation de la densité relative induit une augmentation importante de la résistance au cisaillement non drainée mesurée au point de transition de phase.

Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec le travail expérimental rapporté par Ishihara (1993) sur le sable limoneux de Tia Juana, Baziar et Dobry (1995) sur les sables limoneux utilisés dans la structure du barrage de San Fernando, et par Naeini et Baziar (2004) sur le sable d'Adebil avec différentes fractions de fines.

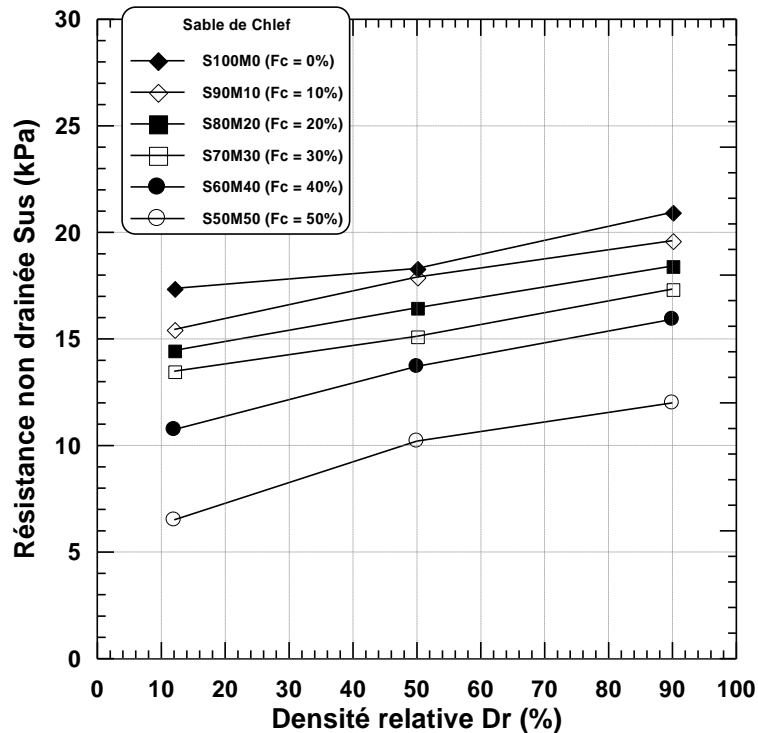


Figure: 3.13: Résistance au cisaillement non drainée en changement de phase en fonction de la densité relative et teneur en fines ( $\sigma_3' = 100$  kPa)

Figure 3.14 montre la résistance au cisaillement non drainée normalisée mesurée au point de changement de phase en fonction de l'indice des vides intergranulaire. Il semble que la variation de la résistance au cisaillement non drainée mesurée au point de changement de phase dû à la quantité de fines, est lié à l'indice des vides intergranulaire dans la gamme 0-50% de teneur en fines. Dans ce cas-ci, le comportement des échantillons de sable limoneux est influencé par les contacts entre les gros grains, qui est quantifié par l'indice des vides intergranulaire. En augmentant la teneur en

fines dans la gamme de 0-50%, le contact entre les grains de sable diminue, donc l'indice des vides intergranulaire augmente et la résistance au cisaillement non drainée mesurée en changement de phase diminue. Ainsi, dans la gamme de 0-50% de teneur en fines, on suppose que la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition diminue linéairement avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. Dans ce cas-ci, on propose les expressions suivantes pour évaluer la résistance au cisaillement non drainée mesurée au point de changement de phase qui est une fonction de l'indice des vides intergranulaire ( $e_s$ ) et la pression effective initiale de confinement ( $\sigma_c'$ ) pour la gamme des teneurs en fines de 0% à 50% dans un essai non drainé de compression triaxial normalement consolidé:

$$\begin{aligned}
 S_{us} / \sigma_c' &= 0.2114 - 0.05538(e_s) && \text{pour } D_r = 12\% \\
 S_{us} / \sigma_c' &= 0.2122 - 0.04514(e_s) && \text{pour } D_r = 50\% \\
 S_{us} / \sigma_c' &= 0.2299 - 0.04884(e_s) && \text{pour } D_r = 90\%
 \end{aligned}$$

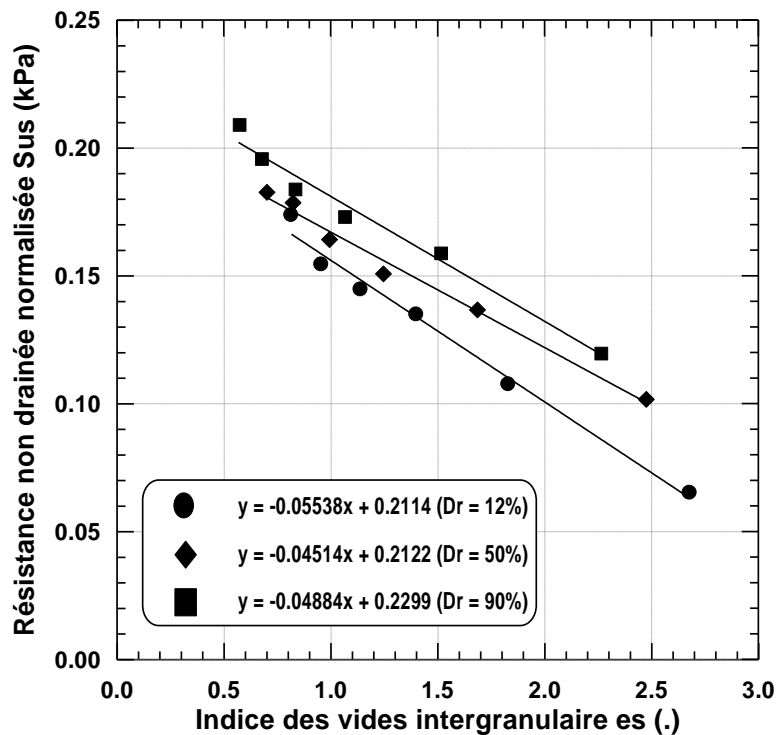


Figure 3.14: Résistance au cisaillement normalisée en phase de transition en fonction de l'indice des vides intergranulaire ( $\sigma_3' = 100$  kPa)

### 3.5. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un mélange de sable-limon. Le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés

à différentes densités relatives ( $D_r = 12, 50$  et  $90\%$ ) pour des fractions de fines variant entre  $0$  (sable propre) et  $50\%$ .

Les essais triaxiaux monotones drainés montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement des mélanges sable-limon (l'angle de frottement décroît de  $23^\circ$  à  $20^\circ$  quand la fraction des fines croît de  $0$  à  $50\%$ ), mais affecte peu l'angle caractéristique. La présence des fines affecte d'une manière considérable l'angle de dilatance. La réduction de l'angle de dilatance résulte du rôle des fines d'amplifier la phase de contractance. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une réduction de la phase de dilatance et une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente de  $0\%$  à  $50\%$ . Cet effet est également important pour le comportement des mélanges sable-limon sur des chemins non drainés à cause du fort couplage entre le comportement déviatorique et volumique pour ce type de chemin.

Les résultats de différents essais triaxiaux monotones non drainés sur les échantillons de sable limoneux lâche, moyennement dense et dense montrent clairement qu'il y a une corrélation entre la résistance au cisaillement non drainée mesurée en changement de phase ( $S_{us}$ ) et l'indice des vides intergranulaire ( $e_s$ ), qui est l'indice des vides des grains de la matrice de sable. Il est clair que pour la gamme  $0-50\%$  de teneur en fines, la résistance au cisaillement non drainée mesurée en phase de transition diminue linéairement avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. En fait, quand on augmente la teneur en fines dans la gamme de  $0-50\%$ , tous les grains de la fraction des fines remplissent la plupart des vides de la matrice de sable et le contact entre les grains de sable diminue, ainsi l'indice des vides intergranulaire augmente. En augmentant la teneur en fines, la résistance au cisaillement non drainée mesurée en changement de phase diminue jusqu'à ce qu'une teneur en fines de  $40\%$  soit atteinte. Au delà de cette teneur en fines une chute brutale de la résistance au cisaillement non drainée a été observée.

L'influence de la fraction des fines sur le changement de volume devrait avoir une conséquence importante sur la réponse cyclique non drainée des mélanges sable-sol fin et plus particulièrement sur sa résistance à la liquéfaction. L'étude de ce phénomène fera l'objet du chapitre suivant.

***Chapitre 4 :***

***Etude du comportement du sol sous chargement cyclique:***

***Influence de l'indice des vides intergranulaire***

***Influence de la fraction des fines peu plastiques***

## 4.1 Introduction

Ce chapitre étudie l'influence de la fraction des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable-limon à l'appareil triaxial. Les études antérieures ont été généralement portées dans un premier temps à l'étude de la liquéfaction des sables propres. Depuis les années 90 un intérêt croissant a été porté sur la liquéfaction des mélanges sable-sol fin afin d'étudier l'influence des fines plastiques et peu plastiques sur le comportement de ces mélanges et particulièrement sur leur liquéfaction. Toutes ces études n'ont pas abouti à un consensus sur l'influence des fines sur le comportement des sols. En effet, certaines études ont rapporté que l'augmentation de la teneur en fines (silt) induit une augmentation de la résistance à la liquéfaction (Chang et al.; Dezfoulian 1982; Amini et Qi 2000), d'autres ont trouvé que cette augmentation mène à une réduction de la résistance à la liquéfaction (Shen et al.1977; Troncoso et Verdugo 1985; Finn et al.1984; Vaid 1994; Lade et Yamamuro 1997; Yamamuro et Lade 1997, Zlatovic et Ishihara 1997). D'autres recherches ont montré que l'augmentation de la fraction des fines mène d'abord à une diminution de la résistance à la liquéfaction, ensuite à une ré-augmentation de cette résistance (Law et Ling 1992; Koester 1994). Finalement, plusieurs études (Shen et al. 1997; Troncoso et Verdugo 1985; Kuerbis et al. 1988; Vaid 1994) ont montré que la résistance à la liquéfaction d'un sable limoneux est plus étroitement liée à l'indice des vides de son squelette qu'à sa teneur en fines. Bouferra R. (2000) en étudiant le mélange du sable argileux (Hostun RF-Kaolin), a trouvé que le pic de déviateur diminue avec l'augmentation de la fraction de fines entre 5 et 15%; au-delà de 15% il ré-augmente.

Ce chapitre présente les résultats des essais cycliques sur les mélanges sable-limon à une densité relative initiale  $D_r = 50\%$  pour différents teneurs en fines ( $F_c = 0\%, 10\%$ , et  $40\%$ ). Au cours de ce travail on a étudié l'influence de la fraction des fines peu plastiques (limon), l'indice des vides global et l'indice des vides intergranulaire sur le comportement cyclique des mélanges et particulièrement sur le potentiel de liquéfaction. L'étude a été réalisée sur les mélanges du sable de O/Chlef avec le limon provenant du même sable.

## 4.2 Influence de la densité relative ( $D_r$ ) et de l'indice des vides global ( $e_0$ )

Une série d'essais triaxiaux cycliques non drainés a été réalisé en vue de positionner la pertinence de l'influence de la densité relative ( $D_r$ ) et de l'indice des vides global initial ( $e_0$ ) sur la résistance à la liquéfaction sur des échantillons avec une teneur en fines de  $10\%$  ( $F_c=10\%$ ). Les résultats des essais montrent que les échantillons préparés avec une densité relative initiale  $D_r =$

65% présentent une résistance plus élevée que ceux préparés avec un indice des vides global initial constant ( $e_0 = 0.648$ ). On note que la fraction des fines est déterminée à partir de la masse initiale correspondante à une densité relative  $Dr = 65\%$ , tandis que pour l'autre méthode on fixe l'indice globale initiale constant correspondant à  $Dr = 65\%$  et on détermine à partir de  $e_0$  la masse correspondante pour une teneur en fines  $F_c = 10\%$  à partir des courbes de l'indice des vides maximal et minimal. A titre d'exemple, la liquéfaction est obtenue après 13, 4 et 1 cycles pour l'échantillon préparé à  $e_0$  constant, alors qu'il faut 26, 5 et 2 cycles pour celui préparé avec une densité relative initiale constante ( $Dr = 65\%$ ) (Figures. 4.1, 4.2, 4.3 et 4.4).

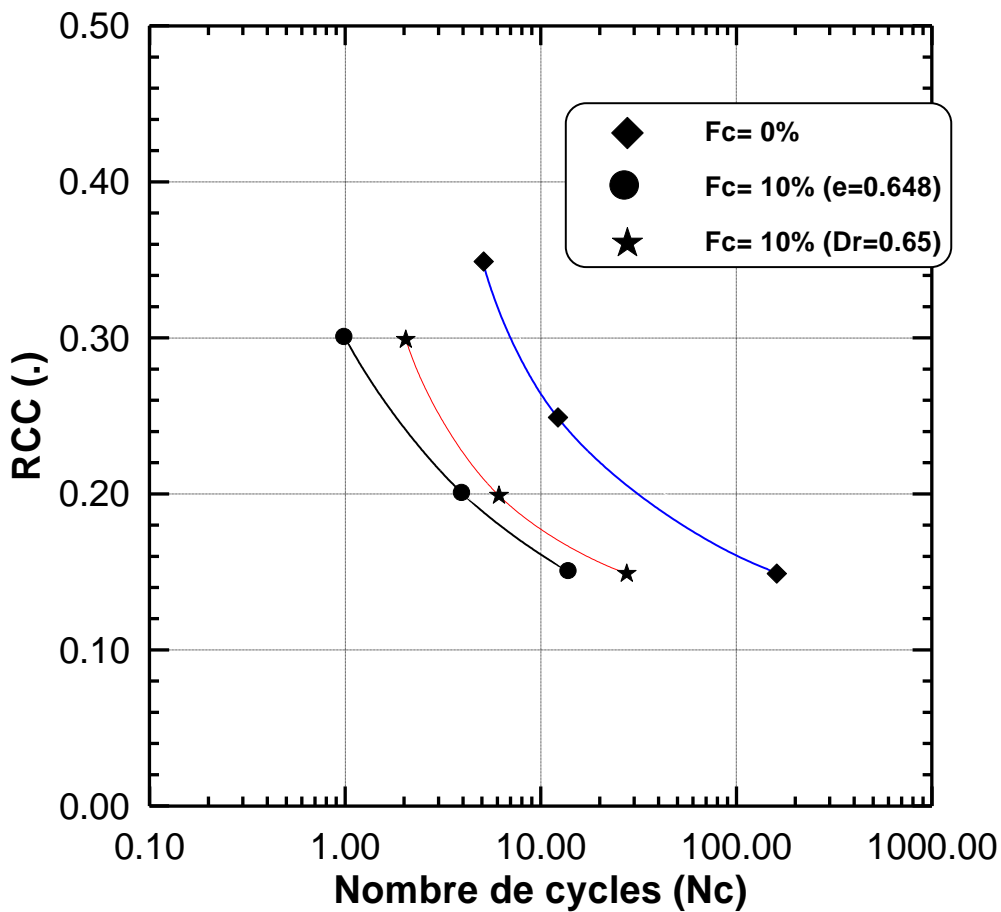


Figure 4.1: Réponse cyclique non drainée du mélange sable-limon  
( $q_m = 60$  kPa)

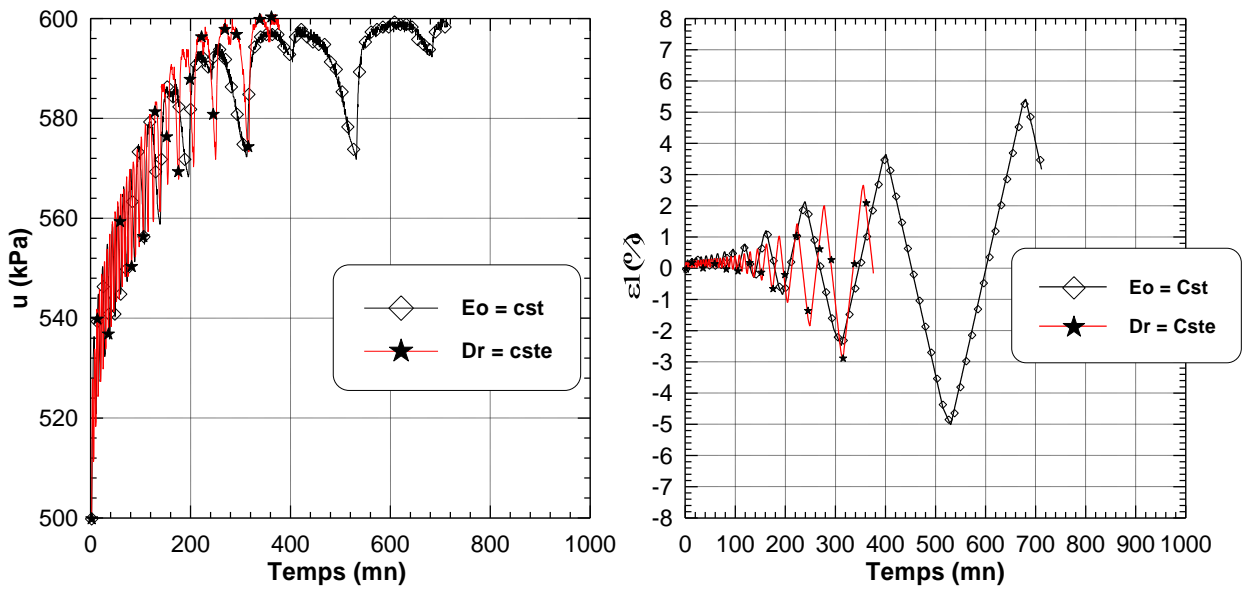


Figure 4.2: Essais cycliques sur le mélange sable-limon ( $F_c = 10\%$ ,  $q_m = 30$  kPa)

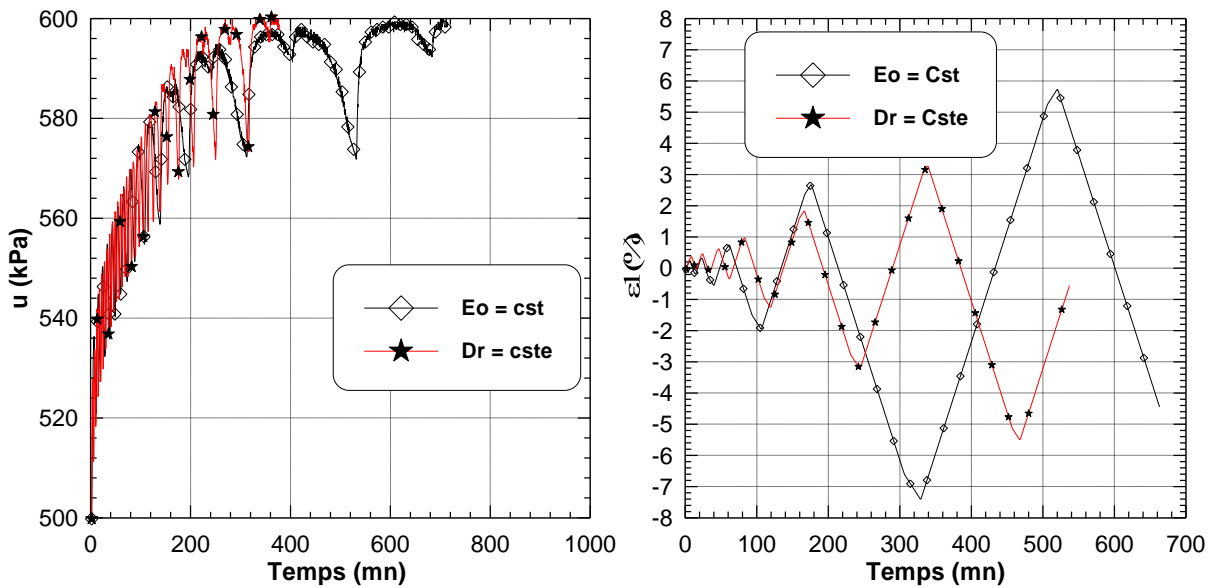


Figure 4.3: Essais cycliques sur le mélange sable-limon ( $F_c = 10\%$ ,  $q_m = 40$  kPa)



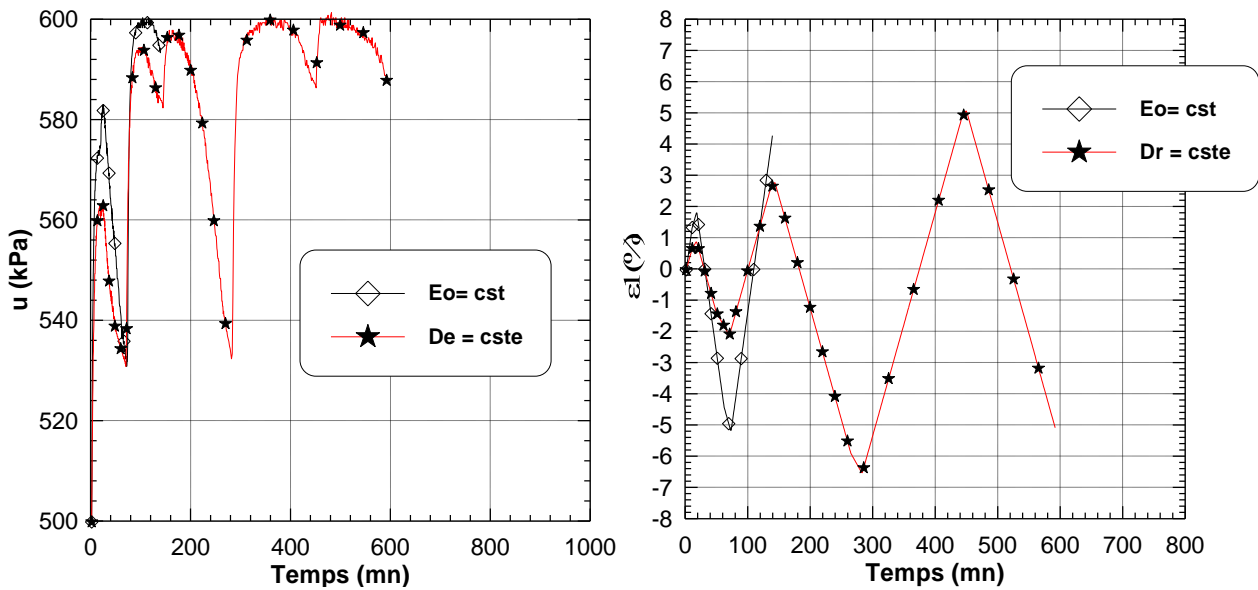
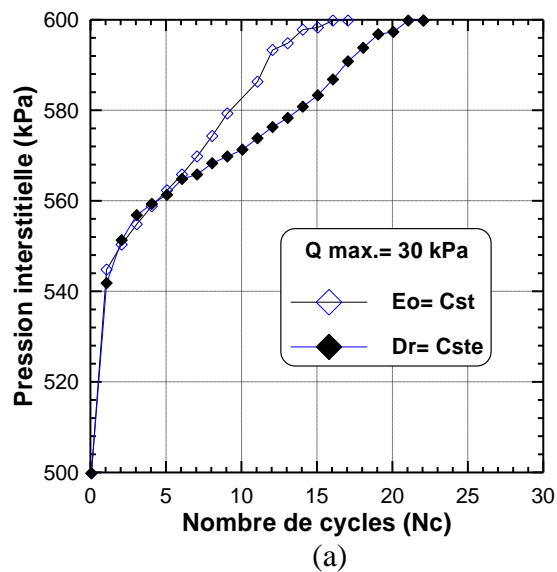


Figure 4.4: Essais cycliques sur le mélange sable-limon ( $F_c = 10\%$ ,  $q_m = 60$  kPa)

La Figure 4.5 montre l'évolution de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles pour différentes amplitudes de chargement ( $q_m = 30, 40$  et  $60$  kPa). On note que les échantillons fabriqués avec un indice des vides initial constant ( $e_o$ ) développe assez rapidement la pression interstitielle que les échantillons préparés avec une densité relative initiale constante. Cette atténuation de la pression interstitielle des échantillons préparés avec une densité relative initiale constante ( $Dr = Cste$ ) est due à la participation des fines à la résistance, tandis que ceux fabriqués avec un indice des vides initial constant ( $e_o$ ) joue le rôle uniquement de remplissage des vides et ne participent pas à la résistance.



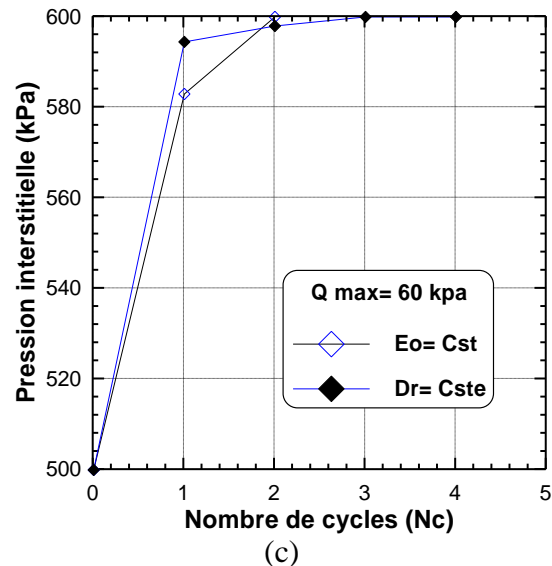
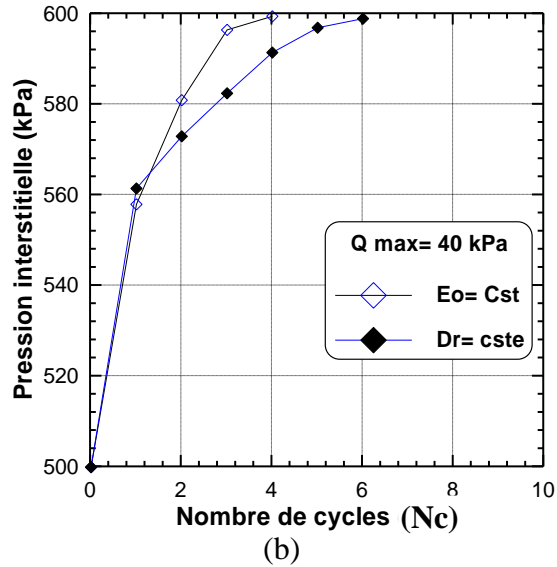


Figure 4.5: Evolution de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles ( $F_c=10\%$ ).

### 4.3 Influence de la compacité initiale ( $D_r$ )

Une série d'essais triaxiaux cycliques a été réalisé sur des échantillons avec une fraction de fines  $F_c=5\%$  et à une densité relative initiale  $D_r = 12, 45$  et  $60\%$ . Pour chaque densité nous avons varié l'amplitude de chargement pour pouvoir tracer la courbe de potentiel, l'amplitude est de 30, 50 et 70 kPa (déviateur alterné symétrique). Pour les amplitudes élevées  $q_m = 50$  et 70 kPa, la liquéfaction a été obtenue après 2 et 3 cycles, la liquéfaction pour l'échantillon lâche ( $D_r = 12\%$ ) a été observée après 24 cycles et ce pour une amplitude  $q_m = 30$  kPa. Pour les amplitudes de chargement ( $q_m = 30, 50$  et 70 kPa) et avec une densité relative  $D_r = 45\%$ , la liquéfaction a été obtenue après 71, 5 et 3 cycles respectivement. Pour les essais réalisés avec une densité relative  $D_r = 60\%$ , la liquéfaction a été retardé et obtenue après 167, 13 et 5 cycles pour les mêmes amplitudes

de chargement ( $q_m = 30, 50$  et  $70$  kPa). La Figure 4.6a illustre l'évolution du potentiel de liquéfaction en fonction de la densité relative initiale ( $D_r$ ), et montre clairement que la résistance à la liquéfaction du mélange augmente avec l'augmentation de la densité relative initiale ( $D_r$ ). La Figure 4.6b montre que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire et l'amplitude de chargement.

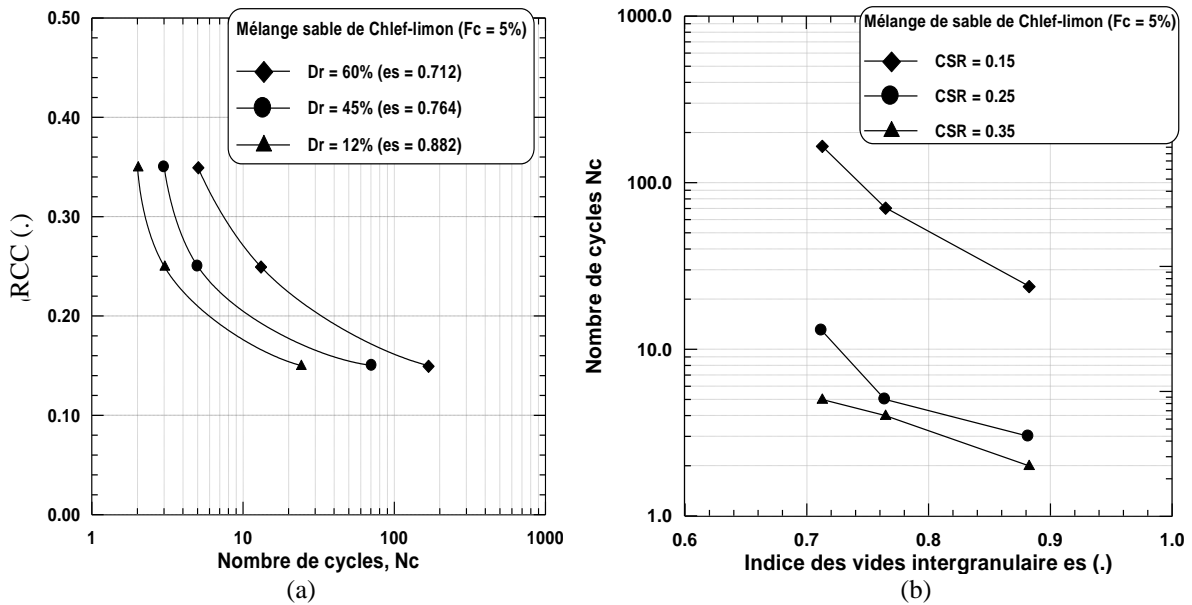


Figure 4.6: Effet de la densité relative initiale sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable -limon ( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $F_c = 5\%$ )

#### 4.4 Mélange sable de Chlef – Limon de Chlef (LC)

##### 4.4.1 Essais sur sable propre ( $F_c = 0\%$ )

Une autre série d'essais cycliques à déviateur constant alterné a été réalisée sur des échantillons propres ( $F_c = 0\%$ ) et à une densité relative  $D_r = 50\%$  et sous un confinement  $\sigma_3' = 100$  kPa. Les essais ont été réalisés à des amplitudes de chargement de 30, 50 et 70 kPa.

La Figure 4.7 donne les résultats obtenus pour l'essai réalisé à une amplitude  $q_m = 30$  kPa. On constate que la pression interstitielle augmente au cours des cycles, ce qui se traduit par une réduction de la pression moyenne effective. Le taux d'augmentation de la pression d'eau reste faible, car la liquéfaction n'est obtenue qu'après 158 cycles.

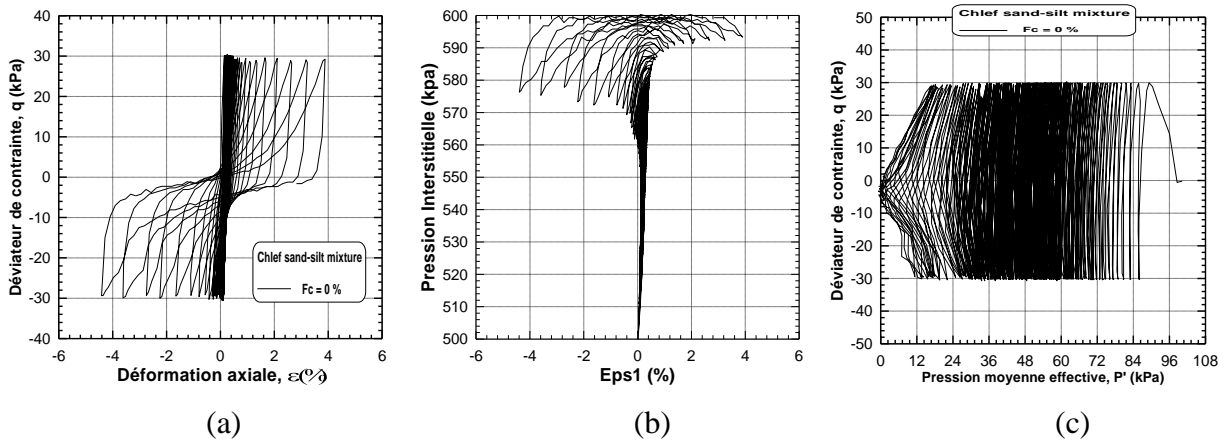
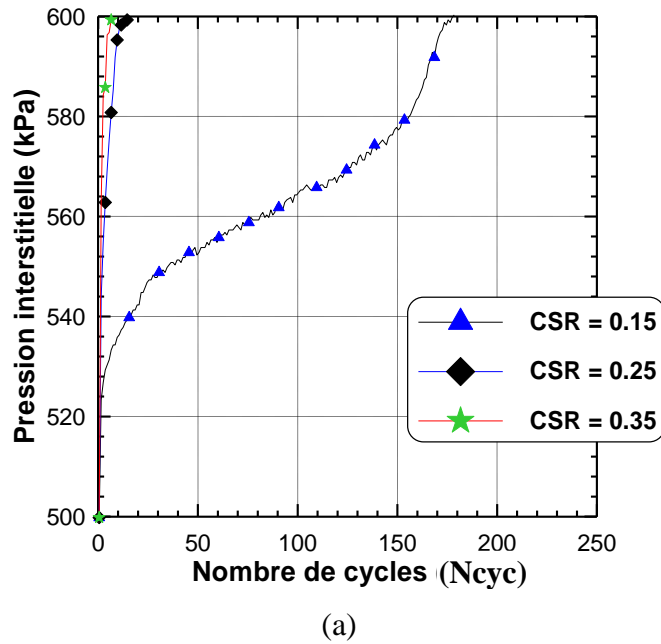
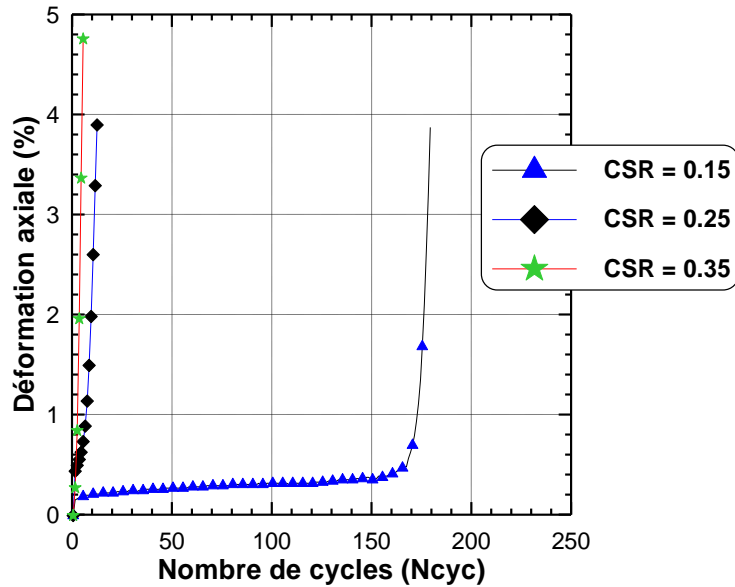


Figure 4.7: Réponse cyclique non drainée du mélange sable de Chlef-limon

( $F_c = 0\%$ ,  $e_s = 0.695$ ,  $e = 0.695$ ,  $q_m = 30$  kPa,  $Dr = 50\%$ )

La Figure 4.8 montre l'évolution de la pression interstitielle et de la déformation axiale au cours du chargement. On remarque que l'essai avec une amplitude  $q_m = 70$  kPa génère rapidement la pression d'eau atteignant la pression de la cellule (600 kPa) après 5 cycles (annulation de la contrainte effective); la déformation axiale atteint approximativement 5% en compression et 8% en extension. Le chargement cyclique avec une amplitude  $q_m = 50$  kPa conduit à la liquéfaction après 12 cycles; la déformation atteint environ 4% en compression et 7% en extension. Tandis que l'essai réalisé avec une amplitude de chargement  $q_m = 30$  kPa mène à la liquéfaction après 158 cycles.





(b)

Figure 4.8 : Essais cycliques non drainés sur le sable de O/Chlef ( $Dr = 50\%$ ,  $\sigma_3' = 100$  kPa)

- a) Evolution de la pression interstitielle
- b) Evolution de la déformation axiale

#### 4.4.2 Essais cycliques sur les mélanges du sable de Chlef–limon LC

##### Mélange à Teneur en fines $F_c = 10\%$

Le limon de Chlef est considéré comme non plastique avec un indice de plasticité  $I_p = 5$ . Les essais ont été effectués à une densité relative  $Dr = 50\%$  et sous une contrainte effective initiale de 100 kPa. Les échantillons ont été chargé avec une amplitude de chargement  $q_m = 30, 50$  et 70 kPa.

La Figure 4.9 présente les résultats obtenus sur un mélange avec une fraction de fines  $F_c = 10\%$  pour l'amplitude de chargement ( $q_m = 30$  kPa). On constate que la présence des fines affecte d'une manière importante la liquéfaction des échantillons.

Toujours pour l'essai avec  $q_m = 30$  kPa, on note une forte augmentation de la pression interstitielle au cours du 27<sup>ème</sup> cycle avec un développement significatif de la déformation axiale (2.5%) qui conduit à la liquéfaction de l'échantillon (Figure 4.8a et 4.8b). Il est à noter que la liquéfaction du sable propre sous l'effet du même chargement a été obtenue après 158 cycles.

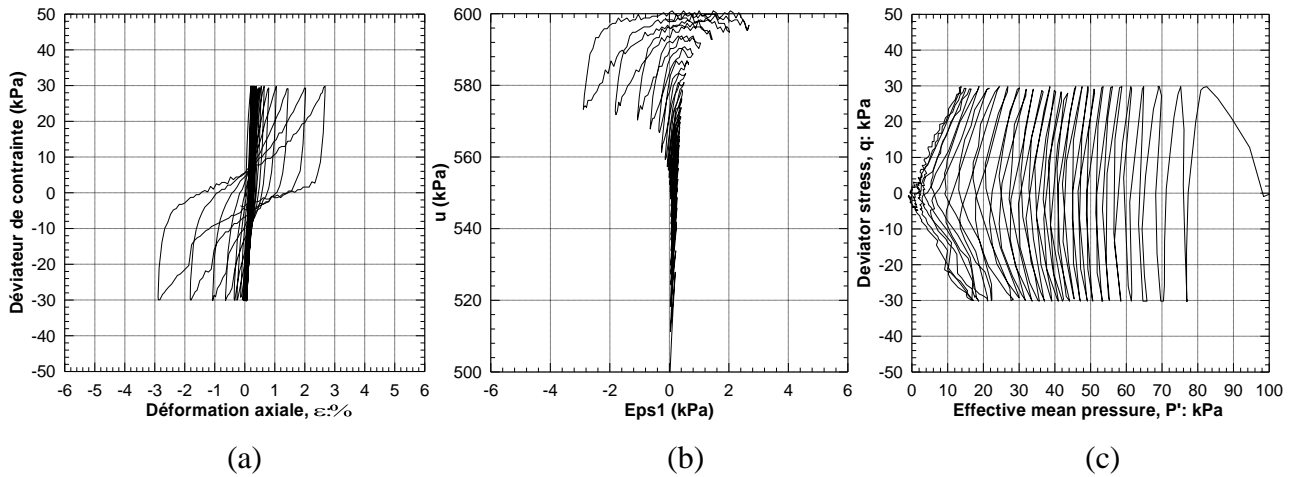


Figure 4.9: Réponse cyclique non drainée du mélange sable de Chlef-limon  
 ( $F_c = 10\%$ ,  $e_s = 0.817$ ,  $e = 0.635$ ,  $q_m = 30$  kPa,  $D_r = 50\%$ )

**Mélange à Teneur en fines  $F_c = 40\%$**

La Figure 4.10 présente les résultats obtenus sur le mélange avec une fraction de fines  $F_c = 40\%$  pour une amplitude de chargement ( $q_m = 30$  kPa). On note que les autres essais ont été réalisés avec des amplitudes de chargement élevées ( $q_m = 50$  et  $70$  kPa)

Pour l'essai avec  $q_m = 30$  kPa, on note une forte augmentation de la pression interstitielle au cours du 3<sup>ème</sup> cycle avec un développement significatif de la déformation axiale qui conduit à la liquéfaction de l'échantillon au 4<sup>ème</sup> cycle. Il est à noter que sous le même chargement, la liquéfaction a été observée après 158 cycles pour le sable propre et après 27 cycles pour le mélange avec une fraction des fines de 10%. Ceci montre que l'augmentation de la fraction des fines dans l'intervalle (0 – 40%) conduit à une augmentation du risque de liquéfaction.

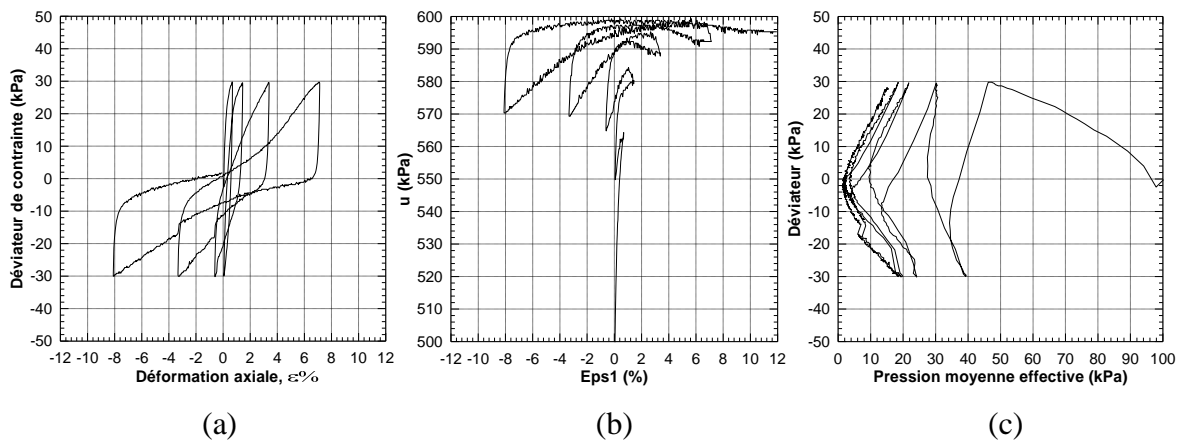
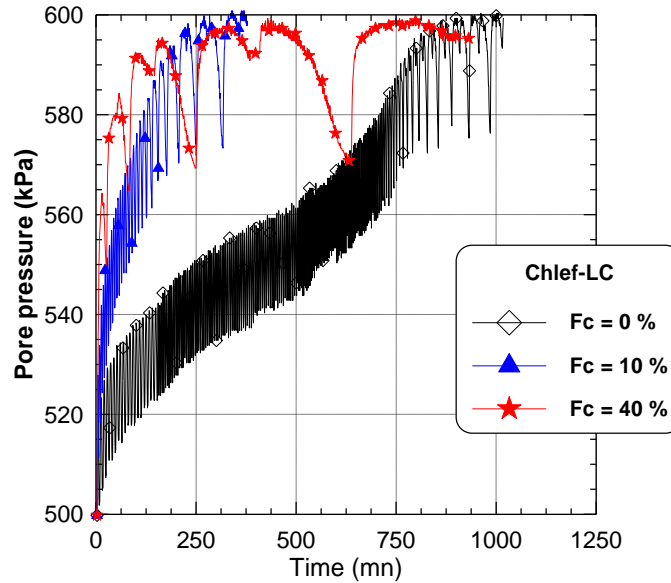


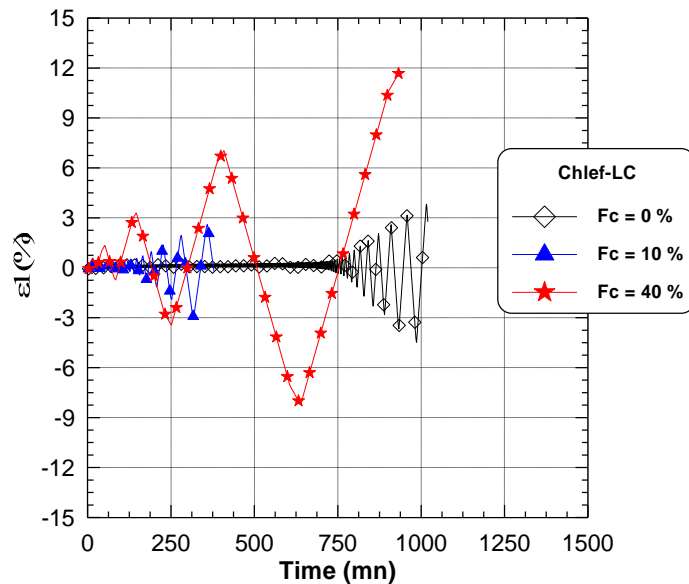
Figure 4.10 : Réponse cyclique non drainée du mélange sable de Chlef-limon  
 ( $F_c = 40\%$ ,  $e_s = 1.680$ ,  $e = 0.605$ ,  $q_m = 30$  kPa,  $D_r = 50\%$ )

#### 4-4-3 Effet des fines sur le potentiel de liquéfaction

Les Figures 4.11 et 4.12 montrent l'évolution de la pression interstitielle et de la déformation axiale en fonction du temps. On remarque que les échantillons avec une fraction des fines  $F_c=40\%$  illustrent bien l'augmentation du taux d'accroissement de la pression interstitielle, cette accroissement de la pression est très sensible lorsque la teneur en fines passe de 0 à 10%; les mêmes remarques et constatations sont obtenues pour la déformation axiale (Figure 4.11).



4.11: Evolution de la pression interstitielle en fonction du temps pour les mélanges sable-limon  
( $D_r = 50\%$ ,  $\sigma_3' = 100$  kPa)



4.12: Evolution de la déformation axiale en fonction du temps pour les mélanges sable-limon  
( $D_r = 50\%$ ,  $\sigma_3' = 100$  kPa)

Les Figures 4.13a et 4.13b montrent la variation du potentiel de liquéfaction et la résistance à la liquéfaction cyclique en fonction de l'indice des vides intergranulaire. La résistance à la liquéfaction est définie par le rapport de contrainte cyclique donnant la liquéfaction pour 15 cycles. On remarque que le potentiel de liquéfaction du mélange de sable de Chlef – Limon LC diminue avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à  $F_c = 40\%$ . Ces résultats sont cohérents et en parfaite concordance avec ceux trouvés lors des essais monotones qui ont montré que l'augmentation de la fraction des fines amplifie la phase de contractance. L'amplification de la phase de contractance a pour conséquence la diminution du potentiel de liquéfaction lorsque la teneur en fines  $F_c$  augmente. La résistance à la liquéfaction cyclique (RLC) diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire.

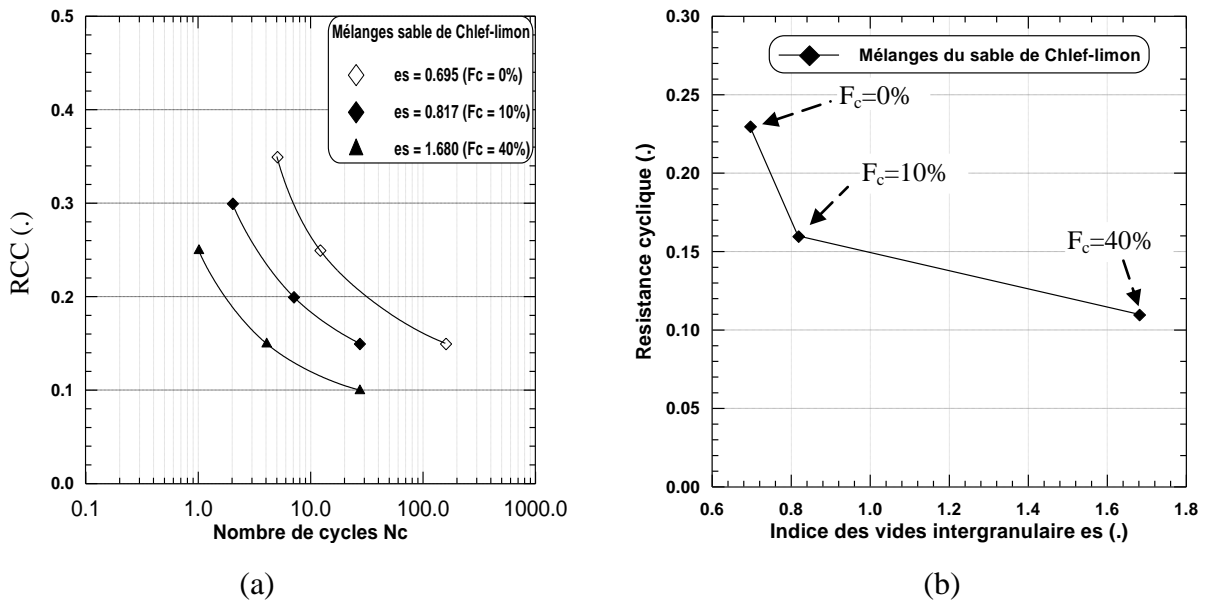


Figure 4.13: Réponse cyclique non drainée des mélanges sable-limon

( $\sigma_3' = 100$  kPa,  $Dr = 50\%$ )

La Figure 4.14 illustre l'évolution du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction en fonction de l'indice des vides intergranulaire. On constate que le nombre de cycles diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. La courbe caractérisant le nombre de cycles en fonction de l'indice des vides intergranulaire diminue avec l'augmentation de l'amplitude de chargement.



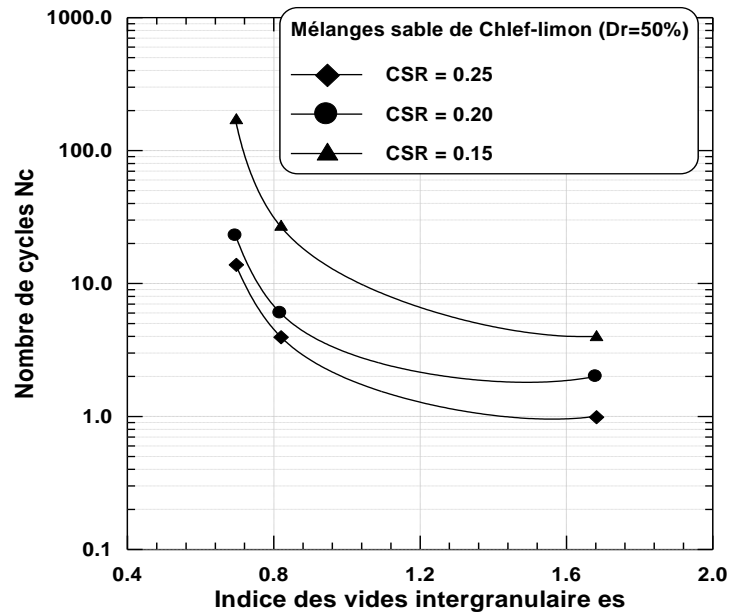


Figure 4.14: Effet de l'indice des vides intergranulaires sur le potentiel de liquéfaction des mélanges sable-limon ( $\sigma_3'=100$  kPa,  $D_r = 50\%$ ).

#### 4.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats des essais de liquéfaction sur un mélange sable-sol fin (Chlef-Limon LC) avec des fractions de fines comprises entre 0 et 40%. Les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction est très affectée par la présence des fines et la compacité initiale.

Pour les essais avec une fraction des fines ( $F_c=5\%$ ), la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative ( $D_r$ )

Pour les mélanges sable de Chlef-Limon LC, la présence d'éléments fins amplifie la phase de contractance ce qui se traduit par une réduction importante du potentiel de liquéfaction.

La résistance à la liquéfaction cyclique (RLC) diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaires.

Il est à noter que pour les amplitudes étudiées, l'augmentation de l'amplitude du chargement conduit à une accélération de la liquéfaction.

## **Conclusion générale**

Ce travail a été réalisé pour étudier le phénomène de la liquéfaction des sols en mettant l'accent sur les mélanges de sable- sol fin qui sont souvent rencontrés dans la nature. Cette étude a comporté des essais triaxiaux en laboratoire sur divers chemins de chargement et sous différentes conditions des sols.

Les essais monotones drainés ont montré que l'augmentation de la teneur en fines affecte d'une manière considérable la résistance à la liquéfaction et la déformation volumique. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance pour l'ensemble des densités relatives étudiées. Ce phénomène résulte du rôle de la fraction des fines dans la réduction de l'angle de frottement interne et de sa faible influence sur l'angle caractéristique (angle de changement de phase contractance-dilatance). La présence des fines réduit d'une manière considérable la résistance au cisaillement non drainée (déviateur maximal). Les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés montrent l'existence d'une corrélation linéaire entre la résistance au cisaillement mesurée en phase de transition et l'indice des vides intergranulaire.

Les résultats des essais cycliques non drainés ont montré que la présence des fines affecte la résistance à la liquéfaction du mélange sable–sol fin. Pour le mélange sable de Chlef- Limon de Chlef, la présence des fines amplifie la phase de contractance qui se traduit par une diminution du potentiel de liquéfaction et que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative initiale ( $D_r$ ).

La résistance à la liquéfaction cyclique (RLC) diminue avec l'augmentation de l'indice des vides intergranulaire. Il est à noter que pour les amplitudes étudiées, l'augmentation de l'amplitude du chargement conduit à une accélération de la liquéfaction.

On recommande à d'autres chercheurs de continuer sur cet axe pour étudier en laboratoire l'influence des fines sur le résistance à la liquéfaction en augmentant la teneur en fines jusqu'à 100% en considérant les approches de l'indice des vides global, indice des vides intergranulaire et la densité relative initiale et aussi de réaliser des essais monotones et cycliques pour différentes méthodes de déposition à savoir la pluviation à sec le placement humide et la pluviation sous l'eau

en considérant les trois approches. Les résultats de ces essais permettront d'établir une carte de microzonation du risque de liquéfaction du sol de la région de Chlef.

Les résultats de cette investigation expérimentale constituent dans un premier temps une importante base de données pour tester les modèles existants et de déterminer les paramètres pour les sols types; et ensuite développer et valider de nouveaux modèles numériques en vue d'étudier le comportement des sites présentant un risque de liquéfaction pour les différents ouvrages dans le domaine de la construction.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Al Mahmoud M. (1997):** «Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes», Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille.
- Amini F. & Qi G.Z. (2000):** «liquefaction testing of stratified silty sands», Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 126 (3), pp. 208-217.
- Amini F. & Sama K.M. (1999):** «Behaviour stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions», Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, 445-455.
- Arab Ahmed (2008):** «Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique», Thèse de doctorat, IGC MO USTOran, 2008, pp. 151.
- Been K., Colin B.H., Crooks J.H.A., Fitzpatrick S.W., Jefferies M.G., Rogers B.T. & Shind S. (1987):** «Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.21, pp. 170-179.
- Been K. & Jefferies M.G.(1991):** «The critical parameter of sands», Geotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.
- Benahmed N. Canou J. & Dupla J.C. (2004):** «structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable», Comptes Rendus de Mécanique, Elsevier, 332, pp. 887-894.
- Biarez J. & Ziani F. (1991):** «Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses», Revue Française de Géotechnique, Vol. 54, pp. 65-73.
- Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975):** «A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing», Geotechnique, Vol.25, N° 4, pp. 657-670.
- Bouckovalas G.D, Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A.G. (2003):** «A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands», Soil Dynamic and earthquake engineering», Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.
- Bouferra Rachid (2000):** «Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, 2000, p. 110.
- Bouferra R., & Shahrour I., (2004):** «Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand», Ground Improvement 8, No 1, 1-5.

- Canou J., Bahda F., Saïtta A. & Dupla J.C. (1994)** : «Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cyclique», Proceeding 13<sup>ème</sup> Int Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, pp. 1297-1300.
- Casagrande A. (1936)**: «caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills», Journal of the Boston Society of Civil Engineers. pp. 257-276.
- Castro G. (1969)** : «Liquefaction of sands», PhD thesis, Harvard Univ, Cambridge, 112p.
- Castro G. (1975)**: «liquefaction and mobility cyclique of saturated sands», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, N°GT6, pp. 551-569.
- Castro et Poulos (1977)** : «Factors affecting liquefaction and cyclic mobility», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N°GT6, pp. 505-515.
- Castro G., Enos J.L., France J.W. & Poulos S.J. (1982)**: «Liquefaction induced by cycling loading», National Science Foundation, NSF/CEE-82018.
- Chaney R.C. (1978)** : «Saturation effects on the cyclic strength of sands», Earthquake Engineering and Soil dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- Chan C.K. (1985)**: « Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user's manual», Soil Engineering Equipment Company, San Francisco.
- Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. (1982)**: «Liquefaction potential of clean and silty sands», Proc., 3<sup>rd</sup> Int. Earthquake microzonation Conf., Vol. 2, 1017-1032.
- Chang N.Y. (1990)**: «Influence of fines content and plasticity on earthquake-induced soil liquefaction», Contract Rep. DACW3988-C-0078, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Colliat J.L. (1986)** : «Comportement des matériaux granulaires sous forte contraintes, influence de la nature minéralogique du matériau étudié», Thèse de doctorat de spécialité, IMG, Grenoble.
- Della Noureddine (2010)**: «Etude Expérimentale du Comportement à la Liquéfaction du Sol de Chlef (Influence de la méthode de déposition)», Thèse de doctorat, Université de Mostaganem, 2010, pp. 119.
- Dezfulian H. (1982)** : «Effects of silt content on dynamic properties of sandy soils», Proc., 8<sup>th</sup> World Con. On earthquake Engrg., 63-70.

- Finn W.D.L., Emery J.J. & Gupta Y.P. (1970):** «A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake», proceedings, 3<sup>rd</sup> European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262.
- Finn W.D., Ledbetter R.H. & Wu G. (1994):** « Liquefaction on silty soils: Design and analysis», Ground failures under seismic conditions, Geotech. Spec. Publication, N°44, ASCE, New York, 51-76.
- Flavigny E., Desrues J.& Palayer B. (1990):** «Le sable d'Hostun Rf», Revue Française de Géotechnique, N°53, pp.67-70.
- Gargeix D. (1986):** «Conception et réalisation d'une presse triaxiale dynamique-application à la mesure des propriétés des sols sous sollicitations sismiques», Thèse de doctorat, IRIGM, Grenoble.
- Habib P.& Luong M.P.(1978) :** «Sols pulvérulents sous chargement cyclique», Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique, école Polytechnique, Sept. 28-29, pp 49-79
- Hazen A. (1920):** «Hydraulic fill dams», ASCE transactions, vol.83, pp.1713-1745.
- Hoque E. & Tatsuoka F. (1998):** «Anisotropy in the elastic deformation of granular materials », Soils and Foundations, Vol.38, N° 1, pp. 163-179.
- Hyodo M., Murata H., Yasufuku N. & Fujii T. (1991):** «Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests», Soils and Foundations, vol. 31, N° 3, pp. 60-76.
- Hyodo M., Tanimizu H., Yasufuku N. & Murata H. (1994):** «Undrained cyclic monotonic triaxial behaviour of saturated loose sands», Soils and Foundations, Vol. 34, N°1, pp. 19-32.
- Ishihara K. (1985) :** «Stability of natural deposits during earthquakes», proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. on Soils Mechanics and foundations Eng., San Francisco, vol. 1, pp. 321-376.
- Ishihara K. (1993):** «Liquefaction and flow failure during earthquakes», The 33<sup>rd</sup> Rankine lecture, Geotechnique, 43(3), pp. 351-415.
- Ishihara K. & Okada S. (1978):** «Effects of stress history on cyclic behaviour of sands», Soils Found., 18(4), 31-45.
- Ishihara K. & Okada Y. (1982):** «Effects of large preshearing on cyclic behaviour of sand», Soils Mechanics and foundations Engineering, Vol. 22, N° 3, pp. 109-123.

- Ishihara K., Sodekawa M., & Tanaka Y. (1978):** «Effects of surconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines», Dynamic Geotechnical testing, ASTM STP 654, pp.246-264.
- Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda S. (1975) :** «Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses», Soils and Foundations, Vol. 18, N°1, pp. 57-72
- Ishihara K. & Takatsu H (1979):** « effects of oversurconsolidation and  $K_0$  conditions the liquefaction characteristics of sands», Soils and Foundations, Tokyo, Japon, PP.59-68.
- Kenny T.C. (1977):** «Residual strengths of mineral mixtures», Proc. 9<sup>th</sup> Int.Conf. Soil Mech., Tokyo 1, 155-160.
- Koester J.P. (1994):** «The influence of fines type and content on cyclic strength», geotechnical Special Publication N°44, S. Prakash and P. Dakoulas, eds., ASCE, New York, 17-33.
- Konrad J.M., Flavigny E. & Meghachou M. (1991) :** «comportement non drainé du sable d'hostun Rf Lâche», revue Française de géotechnique, N°54, pp. 53-63.
- Kuerbis R., Negussey D ; & Vaid V.P. (1988) :** « Effect on gradation and fines content on the undrained response of sand», Proceedings hydraulic Fill structures, Fort Collins, USA, pp. 330-345.
- Lade R.S. (1974) :** «Specimen preparation and liquefaction of sands», Journal Geotechnical Engineering, vol. 100, GT 10, PP. 1180-1184.
- Lade P.V. (1993) :** «Initiation of static instability in the submarine Nerlerk Berm», Canadian Geotechnical Journal., Vol.30, pp. 895-904.
- Lade P.V. & Hernandez S.B. (1977):** « Membrane penetration effects in undrained tests», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125
- Ladd R.S. (1978) :** «Preparing test specimen using under compaction», Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.
- Lade P.V. & Duncan J.M. (1973):** « Cubical triaxial tests on cohesionless soil» Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, vol. 99, N° SM, pp.793-812.
- Lade R.S. & Yamamuro J.A (1997):** «Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands», Canadian geotechnical Journal , Ottawa, Vol. 34, pp.918-928.
- Lade P.V. & Yamamuro J.A. (1997):** «Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands», Canad. Geotech. Journal, Ottawa 34, 918-928.

- Lade P.V., Liggio C. & Yamamuro J.A. (1998):** « The effects of fines on the maximum and minimum void ratio of sand », *Geotechnique Testing Journal*, ASTM, 21(4), pp.336-347
- Lancelot L., Shahrour I. & Al Mahmoud M. (1996):** «Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes», *Revue Française de Geotechnique*, N°74, Janvier, pp.63-74.
- Law K.T. & Ling Y.H. (1992):** «Liquefaction of granular soils with noncohesive fines», *Proc.*, 10<sup>th</sup> World Conf.on Earthquake Engrg., 1491-1496.
- Lee K.L. (1978):** «End restraint effect on undrained static triaxial strength of sand», *J. Geotech. Eng. Div., Proc. Of ASCE*, Vol.104, N° GT6, pp.687-704.
- Lee K.L., & Fitton J.A. (1968):** «Factors effecting the dynamic strength of soil. Vabration affects on soil and foundation » ASTM, STP450, American society for testing and materials.
- Lee K.L.& Seed H.B. (1967):** «Dynamic strength of anisotropically consolidated sand», *Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE*, vol. 93, N° SM5, pp. 117-147.
- Luong M.P. (1978) :** «Etat caractéristique du sol», *C.R., Académie des Sciences, Paris* 287 B, pp. 305-307.
- Luong M.P. (1980) :** «Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents», *revue Française de géotechnique*, N°10, pp. 39-53.
- Lupini J.F., Skinner A.E. & Vaughan P.R. (1981) :** «The drained residual strength of cohesive soils», *geotechnique*, Vol. 31, N°2, pp. 181-213.
- Martin G.R., Finn W.D.L. & Seed H.D. (1978):** «Effects of system compliance on liquefaction tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. CIV, NGT4,
- Menzies M. (1983):** «A computer controlled hydraulic triaxial testing system», *Avdanced triaxial testing of soil and rach*, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., ASTM, Philadelphia, pp82-94.
- Mitchell J.K. (1993):** «Fundamentals of soil behaviour», 2<sup>nd</sup> ed., New York; John Wiley & Sons, Inc., 450 pp.
- Mohkam M. (1983) :** «Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques», *Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble*, Grenoble, 231 p.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. & Arulanadan K. (1977):** «Effects of sample preparation on sand liquefaction », *J. Geotech. Div.*, vol. 103; n° GT2, pp. 91-108.



- Mullilis J.P., Townsend F.C., & Horz R.C. (1978):** «triaxial testing techniques and sand liquefaction», ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279.
- Pitman T.D. & Roberston P.K.& Sejo D.C. (1994) :** «Influence of fines on the collapse of loose sands», Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Vol. 321, 772-792.
- Polito C.P. (1999):** « Effects on non-plastic fines on the liquefaction of sandy soils», PhD thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and state university, December 1999.
- Polito C.P. & Martin J.R. (2001):** «Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistnace of sands», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol., 127, N°5, pp. 408-415.
- Poulos S.J. (1981) :** «The steady of deformation», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- Poulos S.J., Castro G. & France J.W. (1985) :** «Liquefaction evaluation procedure», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, N°6, pp. 772-792.
- Prakash S. & Sandoval J.A. (1992):** «Liquefaction for low plasticity silts», Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 71(7), pp.373-397.
- Puri V.K. (1984):** «Liquefaction behaviour and dynamic properties of loessial soils», PhD Dissertation, University of Missouri-Rolla.
- Puri V.K. (1990) :** «Liquefaction aspects of loessial soils », Proc., 4th U. S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering Research Inst., El Cerito, California, 3, 755-762.
- Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D.& Torrenti J.M. (1983) :** «Amelioration des apparaiels triaxialux pour les sols et les bétons», 18<sup>ème</sup> Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.
- Roscoe K.H., Schofield A.N. & Wroth CP (1958):** «On the yielding of soils», Geotechnique, Vol.8, N°1, pp.22-53.
- Sandoval S.J. (1989):** «Liquefaction and settlement characteristics of silty soils», PhD dissertation, University of Missouri-Rolla.
- Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968):** «Critical state soil mechanics», McGraw-Hill, London
- Sidaner J.F. (1981) :** «Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents», Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris

- Skempton A.W. (1954):** « The pore pressure coefficient A and B», Geotechnical Vol.IV, pp. 143-147.
- Sladen J.A., D'Hollonder R.D., Krahn J. & Mitchell D.E. (1985b):** «Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Canadian Geotechnical Journal., Vol.22, pp. 579-588.
- Sladen J.A.,& Handford G. (1987):** « A potential systematic error in laboratory testing of very loose sands», Canadian Geotechnical Journal., Vol.24, pp. 462-466.
- Seed H.B. & Lee K.H. (1966) :** «Liquefaction of saturated sands during cycling loading», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 92, N°6, pp. 105-134.
- Seed H.B. (1979):** «soil liquefaction and cyclic mobility evaluating fir level ground during earthquakes», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, N°GT2, pp. 202-255.
- Seed H.B., & Harder L.F. (1990):** «SPT based analysis of cyclic pore pressure generation an undrained residual strength, Proceedings, Memorial Symposium of H.B. Seed», vol.2, pp. 351-376.
- Seed H.B., & Idriss I.M. (1971) :** «Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97, SM9, pp. 1249-1274.
- Seed H.B., Idriss I.M. & Lee K.L. (1975):** «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, PP. 889-911.
- Seed H.B & Peacock W.H. (1971):** «Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97 (8), 1099-1119
- Seed H.B., Seed R.B., Schlosser F., Blondeau F.& Juran I.(1988) :** «The land slide at the port of Nice on October», University Of California, Berkeley, earthquake Engineering research Center, report N° 88/11, pp. 1-67.
- Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L. & Chung R. (1985):** «Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance», J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE , Vol. 111, N° 12, 1425-1445
- Shen C.K., Vrymoed J.L. & Uyeno CK. (1977):** «The effects of fines on liquefaction of sands», Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, vol. 2, 381-385.
- Sherif A.M., Ishibashi & Tsuchiya (1977):** «Saturation effects on initial soil liquefaction», Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.

**Tatsuoka F. & Ishihara K. (1974)** : «Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction», *Soils and Foundations*, Vol. 14, N° 3, pp. 51-65.

**Tatsuoka F., Maeda S., Ochi K. & Fugii S. (1986)** : «Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading», *Soils and Foundations*, vol. 26, N°2, pp. 73-90

**Tatsuoka F., Miura S., Yoshimi Y., Yasuda S., & Makihara Y. (1986b)**: « Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program, *Soils and foundations*», 26, 117-128.

**Tatsuoka F., Toki S., Okamoto M., Yasuda S., & Tanizawa F. (1986a)** : «Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand», *Soils and foundations*, 26, 99-116.

**Thevanayagam, S. (1998)**: «Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands», *J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div., ASCE* , 124, N° 6, 479-491.

**Thevanayagam S. & Mohan S. (2000)** : « Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands», *Geotechnique*, 50(1), pp.1-23.

**Touati A.(1982)** : «comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes», Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201P.

**Troncoso J.H. & Verdugo R. (1985)**: «Silt content and dynamic behaviour of tailing sands», *Proc., 12<sup>th</sup> Int. Conf.on soil Mech. And Found. Engrg.*, 1311-1314.

**Troncoso J.H. (1990)**: «Failure risks of abandoned tailings dams», *proceedings, Int. Symp. on safety and rehabilitation of Tailings Dams, CIGB ICOLD, Sydney, Australia*, pp.34-47.

**Troncoso, J.H., & Verdugo, R., (1985)**: «Silt content and dynamic behaviour of tailing sands», *Proceeding 12<sup>th</sup> international conference on soil mech. and foun. Eng, San Francisco, USA*, pp. 1311-1314.

**Tsuchida H. (1970)** : «Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits », *Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon)*,

**Vaid V.P. (1994)**: «Liquefaction of silty soils», *Ground failures under seismic conditions, Geotechnical Special Publication, N°44, ASCE, New York*, 1-16.

**Vaid Y.P. & Chern J.C. (1983)** : «Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands», *Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 2, N° 3*, pp. 171-177.

**Vaid P.Y. & Finn W.D.L. (1979):** «static shear and liquefaction potential», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, N°GT7, pp. 1003-1008.

**Vaid P.V. & Sivathayalan S., (1995):** «Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens», Canadian Geotechnical Journal, vol. 33, pp.1017-1020.

**Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Poblete M. (2005):** «Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance », Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 25, pp. 923-932.

**Yamamuro J.A. & Covert K.M. (2001):** «Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content», », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol., 127, N°4, pp. 314-324.

**Yamamuro J.A. & Lade P.V. (1997):** «Static liquefaction of very loose sands», Canad. Geotech.Journal, Ottawa 34, 905-917.

**Yoshimi & Oh-Oka (1975):** «Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand», Soils and Foundations, vol. 15, N° 3, pp. 27-40.

**Zlatovic et Ishihara (1995):** «On the influence of nonplastic fines on residual strength», proceedings of IS- TOKYO 95, first International Conference on earthquake geotechnical engineering –ed. K. Ishihara, pp. 239-244, Rotterdam: A. A. Balkema

**Zlatovic S.& Ishihara K. (1997):** «Normalised behaviour of very loose nonplastic soil/ Effects of fabric», Soils and Foundations, Tokyo, 37(4), pp. 47-56.