

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

Université Hassiba Ben Bouali Chlef
Faculté d'Architecture et de Génie Civil
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure et Géotechnique

Thème :

**Influence de la Saturation et du Préchargement
Monotone sur le Comportement du Sol de Chlef.**

Présenté par :

M^{elle}: Merabet Kheira

Devant le Jury d'Examen composé de :

MM :

Lamri Belkacem	Maître de Conférences A .Université de Chlef	Président
Mekarta Belkacem	Maître de Conférences A, Enset Oran	Examineur
Belkhatir Mostefa	Maître de Conférences B, Université de Chlef	Examineur
Branci Taïeb	Maître de Conférences A. Université de Chlef	Rapporteur
Arab Ahmed	Maître de Conférences A. Université de Chlef	Co-Rapporteur

Avant Propos

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

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

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

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

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Belkhatir Mostapha Maître de conférences Université de Chlef, m'a fait le plus grand plaisir de participer au jury et d'examiner ce travail, je tiens à le remercier.

Que monsieur Mekarta Belkacem Maître de conférences Université d'ENSET Oran, trouve ma profonde gratitude d'être examinateur de ce travail.

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

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



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

 *A mes parents aux quels je ne pourrais jamais payer la dette*

 *A ma chère grande mère, mes frères, mes sœurs, chacune par son prénom et à toute la famille plus particulièrement mon frère Hichame en souhaitant une réussite à ses études.*

 *A mon amie kheira Negadi qui est toujours été à mes cotés dans les moments difficiles.*

 *A tout mes fidèles Professeurs*

 *A mes fidèles camarades qui représentent pour moi une vraie famille et je commence par :*

Mokhefi B. Naled F. F. Khadija Siham Samira Yasmine

B. Mohamed et Sliman.

 *A tout mes amis*

Merabet kheira



Sommaire

	Page
• Résumé.....	7
• Abstract.....	8
• Résumé en Arabe.....	9
• Notations.....	10
• Introduction générale.....	11

Chapitre I

Liquéfaction et paramètres Influent sur la résistance à la liquéfaction.

I.1 Définition de la liquéfaction	14
I.2 Paramètres influents le comportement des sols	14
• I.2.1 Définition de la liquéfaction.....	14
• I.2.2 Paramètres influents le comportement des sables et leur susceptibilité à la liquéfaction :	
• i) La variation de densité relative.....	15
• ii) Coefficient des terres au repos K_0	18
• iii) La présence des fines.....	20
• iv) influence de la pression de confinement.....	21
• v) Mode de préparation des échantillons.....	22
• vi) Influence de la saturation.....	23
• vii) Influence du pré-chargement :	
✓ Sur-consolidation.....	26
✓ Influence d'un pré chargement cyclique drainé.....	29
✓ Influence d'un pré chargement monotone.....	30
I.3 Conclusion	31

Chapitre II**DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET MODE OPERATOIRE.**

II.1 Introduction	33
II.2 Dispositif expérimental	33
• II.2.1-Présentation générale.....	33
• II.2.2-Le moule de fabrication d'échantillon.....	36
• II.2.3-acquisition.....	37
• II.2.4-Le système de mesure.....	38
✓ II.2.4.1- Mesure des variations de volume de l'échantillon.....	38
• II.2.5-Système d'anti frettage.....	39
• II.2.6-Système d'accrochage.....	39
II.3 Mode opératoire	40
• II.3.1-Préparation de l'échantillon.....	40
• II.3.2-Déversement à sec.....	42
II.4 Saturation de l'échantillon	43
II.5 Consolidation	44
✓ II.5.1 Application du déviateur.....	44
II.6 Pré chargement monotone drainé	44
II.7 Matériau utilisé	44
II.8 Test de répétabilité	45
II.9 Conclusion	46

Chapitre III**ETUDE DE L'INFLUENCE DE LA SATURATION SUR LE
COMPORTEMENT DU SOL.**

<i>III.1-Introduction</i>	48
<i>III.2- Résultats des essais monotones drainés et non drainés</i>	48
• III.2.1-Essais de compression drainée.....	48
• III.2.2- Essais de compression non drainée.....	51
<i>III.3- Influence de la saturation sur les caractéristiques mécaniques</i>	52
✓ II.2.4.1- Angle de frottement	52
<i>III.4- Conclusion</i>	54

Chapitre IV**ETUDE DE L'INFLUENCE DU PRECHARGEMENT MONOTONE SUR
LE COMPORTEMENT DU SOL.**

<i>IV.1-Introduction</i>	56
<i>IV.2- Résultats des essais monotones drainés et non drainés</i>	57
• III.2.1-Essais drainés.....	57.
• III.2.2- Essais non drainés.....	59
<i>IV.3- Conclusion</i>	61
• Conclusion générale et recommandation.....	63
• Références bibliographiques.....	65

RESUME

Le travail réalisé dans ce mémoire concerne une étude paramétrique en laboratoire sur l'influence de la saturation et du pré-chargement monotone sur le comportement d'un sol. Il comprend quatre parties :

La première partie comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols et l'influence de certains paramètres sur la résistance à la liquéfaction à savoir la densité relative, le Coefficient des terres au repos K_0 , le Mode de préparation des échantillons, la Présence d'éléments fins, et enfin le Confinement.

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

La troisième partie présente les résultats des essais monotones et discute l'influence de la saturation sur le comportement des sols étudiés. Les résultats des essais montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton (B).

La quatrième partie présente les résultats des essais monotones et discute l'influence du pré-chargement sur le comportement du sol étudié. Les essais montrent que le pré-chargement effectué jusqu'à une certaine déformation axiale a tendance à augmenter la résistance, au-delà de ce seuil la résistance diminue.

Mots clés : Triaxial, sable, drainé, saturation, pré-chargement, cisaillement, monotone.

Abstract

The present work performed in this memory is related to a laboratory parametric study on the influence of saturation and pre-loading monotonic behavior of soils. It includes four parts:

The first part includes a bibliographical analysis on the behavior of soils and the influence of the some parameters on liquefaction resistance of soils such as the relative density, coefficient of earth pressure at rest K_0 , the sample preparation methods, the presence of fines, and confinement.

The second part presents the apparatus used, the procedure and the material used. The tests of repeatability were carried out to check the good performance of the equipment and the good control of the procedure.

The third part presents the results of monotonic tests and discusses the influence of saturation on the behavior of the soil. Tests results show that the liquefaction resistance increases with the decrement of the Skempton coefficient (B).

The fourth part presents the results of monotonic tests and discusses the influence of pre-loading on the behavior of the soil. Test results show that pre-loading performed up to a certain axial strain tends to increase the shear of the soil, beyond that threshold it decreases.

Key words: Triaxial, sand, drained, saturation, pre-loading, shearing, monotonic.

الخلاصة

هذه المذكرة عبارة عن عمل مختبري لدراسة سلوك التراب تحت تأثير درجة التشبع والأحمال المستقرة المسبقة وتشتمل على أربعة أجزاء:

الجزء الأول يختص بمراجعة وتحليل البحوث السابقة حول الموضوع. حيث تم توضيح تأثير العوامل الرئيسية على مقاومة التميع مثل الكثافة النسبية, وجود دقائق التربة الصغيرة, درجة التشبع, نسبة الصلادة, طريقة التوضع.

الجزء الثاني يحتوي على شرح طريقة العمل و الاجهزه المستعملة في التجارب بالإضافة إلى طريقة قياس دقة النتائج المحصلة من هذه التجارب و خصائص التربة المستعملة.

الجزء الثالث يشمل عرض لنتائج التجارب بواسطة الأحمال الثابتة ومناقشة مدى تأثير تغير درجة التشبع على سلوك التربة المستعملة. حيث أظهرت النتائج أن خطر التميع يعتمد على درجة التشبع كما ان مقاومة التميع ترتفع مع انخفاض معامل سكمبتون.

الجزء الرابع من هذه المذكرة يوضح تأثير الأحمال المستقرة المسبقة حيث اثبتت النتائج المحصل عليها من خلال التجارب التي قمنا بها ان الحمولة المسبقة المستقرة تتجه الى رفع جهد تميع التربة الى عتبة معينة ثم يبدأ بالانخفاض و يفسر ذلك ان الحمل المستقر المسبق في مرحلة الانكماش يرفع مقاومة التميع وفي حالة التمدد يؤدي الى انخفاض المقاومة .

الكلمات الدالة: ثلاثي الجهد , رمل, التشبع , الحمولة المسبقة, القص, مستقرة.

Notation

ρ_s	(g/cm ³) Masse spécifique des grains solides .
e	Indice de vide.
e_{\max}	Indice de vide maximal.
e_{\min}	Indice de vide minimal.
ϵ_1	Déformation axiale.
ϵ_v	Déformation volumique.
σ'_{ij}	Composantes du tenseur de contraintes effectives.
u (kPa)	Préssion interstitielle.
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle.
q (kPa)	Déviateur, pour un essai triaxial : $q = \sigma_1 - \sigma_3$.
q_{\max} et q_{\min}	Valeur du déviateur maximal et minimal.
RCC	Rapport de contrainte cyclique.
$\Delta \epsilon_v$	Variation de la déformation volumique.
$\Delta \epsilon_1$	Variation de la déformation axiale.
B	Coefficient de Skempton.
H_0 et V_0	Hauteur et Volume initiaux de l'échantillon.
I_d, D_r	Indice de densité ou densité relative.
RLC	Résistance à la liquéfaction cyclique ($N_c = 15$ cycles).



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Au cours des décennies passées, les recherches avancées nous ont aidés à mieux comprendre la liquéfaction des sols basée sur des expériences menées en laboratoire, la modélisation physique et l'analyse numérique. La majorité des investigations sur la liquéfaction des sols granulaires a été basée sur le matériau complètement saturé. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au dessus de la nappe ; ce qui implique la présence des sols partiellement saturés. L'incidence d'une saturation partielle sur la résistance cyclique a été abordée d'une manière théorique par Martin et al. (1978). Mulilis et al. (1978) qui ont examiné l'effet du degré de saturation sur la liquéfaction du sable de Monterrey. Ils ont constaté que la variation du coefficient de Skempton B entre 0.91 et 0.97 n'affecte pas d'une manière significative la liquéfaction de ce sable. Chan (1976) trouve qu'une variation de B entre 0.91 et 0.99 peut avoir un effet important sur la liquéfaction des sols. Cette influence dépend du type de sol, de la densité et de la pression confinement initial. Cependant, les résultats des essais in-situ récents incluent les mesures de la vitesse d'ondes de compression (V_p), et indiquent que la condition de saturation partielle peut exister au dessus du niveau de la nappe d'eau pour quelques mètres due à la présence de bulles d'air (Ishihara et al. 2001 et Nakawasa et al. 2004) ou la présence de bulles de gaz dans les sédiments marins et les sables contenant des huiles comme noté par Mathiroban et Grozic (2004). Les effets d'une condition de saturation partielle sur la liquéfaction, ont été abordés par quelques chercheurs (comme par ex. Atigh et Byrne 2004 ; Kokusho 2000, Mathiroban et Grozic 2004, Pietruszczak et al. 2003, Yang et Sato 2001). La condition de saturation d'échantillons de sol en laboratoire peut être la vitesse d'ondes de évaluée en mesurant la valeur du coefficient de Skempton B ou compression V_p comme suggéré par Ishihara et al. (2001). In situ, la saturation peut être évaluée par la mesure de vitesse d'onde de compression (V_p). Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente quand le degré de saturation diminue (Martin et al. 1978, Yoshimi et al. 1989, Ishihara et al. 2001 et 2004, Yang 2002, Yang et al. 2004, Bouferra et al. 2007). 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):

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

K_s et K_w désignent les modules de déformation volumiques du squelette solide et de l'eau pure ; n est la porosité du sol, u_a est la pression interstitielle.

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 dilatant, il y a un désenchevêtrement qui conduit à une nouvelle structure avec une résistance est plus faible

Ishihara et Okada (1982) ont étudié l'influence de fortes distorsions préalables sur la résistance à la liquéfaction des sables. Les essais ont été effectués à l'appareil triaxial classique selon deux procédures. Dans la première procédure, le cycle initial est arrêté lorsque la contrainte dévia torique s'annule ; dans la seconde, le cycle initial est complété par un chargement en extension ou en compression pour annuler la déformation résiduelle. Ils ont montré qu'il y a une faible influence de la déformation préalable sur la résistance au cisaillement cyclique lorsque le chargement préalable se termine par une phase de compression. A l'inverse, lorsque le chargement initial se termine par une phase d'extension, le comportement du sable s'avère beaucoup plus contractant et la résistance au cisaillement cyclique est fortement réduite. Wichmann et al. (2005) trouve qu'un échantillon sans pré-cisaillement initial présente un faible potentiel de liquéfaction ; alors que les échantillons ayant subi des pré-cisaillements de faible amplitude présentent un très grand potentiel de liquéfaction.

Le travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols. On présente l'influence des différents paramètres sur la résistance à la liquéfaction comme densité relative, Coefficient des terres au repos K_0 , Mode de préparation des échantillons, Présence d'éléments fins, Confinement....

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

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des essais monotones drainés et non drainés. Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et on discute de l'influence de la saturation sur la résistance d'un sol.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais monotones drainés et non drainés réalisés sur des échantillons pré chargés et discute du niveau de pré chargement sur le comportement non drainé du sol étudié.

Chapitre I:
Liquéfaction et paramètres Influenta sur la résistance
à la liquéfaction.

CHAPITRE I: Etude bibliographique

I.1- Introduction

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur les comportements des sols et sur la liquéfaction. La première partie donne un bref aperçu sur la définition de la liquéfaction, on présente l'influence de quelques paramètres (densité relative, Coefficient des terres au repos K_0 , Mode de préparation des échantillons, Présence d'éléments fins, Confinement...) sur les comportements des sols.

I.2- Définition de la liquéfaction des sols et paramètres influents

I.2.1 Définition de la liquéfaction

Il semblerait que Hazen (1918) ait 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 m³ 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 effective initiale.

Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

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 non 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.

Selon J.L.H. Grozic, P.K. Robertson, et N.R. Morgenstern. Qui donnent définition de la liquéfaction cyclique exige chargement cyclique non drainé (à savoir, un séisme de chargement) lorsque la contrainte de cisaillement se développe.

I.2.2 Paramètres influents le comportement des sols

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sables. Comme la densité relative, Coefficient des terres au repos K_0 , Mode de préparation des échantillons, Présence d'éléments fins, Confinement, la saturation et pré chargement.

Dans la suite, nous passerons en revue les diverses constatations concernant la variation du comportement du sol en fonction de ces paramètres.

i) La variation de densité relative

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle primordial dans le comportement des sols et un effet important sur l'initiation de l'instabilité.

Pour mieux comprendre cette influence de la densité, il faut d'abord rappeler un concept de base, le concept de l'indice des vides critique, postulé par Casagrande en 1936.

En réalisant des essais de cisaillement draine sur des matériaux granulaires, Casagrande remarque une différence entre les comportements des sols denses et lâches. Il constate qu'un échantillon de sable dense est contractant au début mais devient dilatant très vite, ainsi le volume de l'échantillon augmente et la densité relative du sable diminue. Contrairement, un échantillon de sable lâche reste toujours contractant au cours du cisaillement, alors son volume diminue et sa densité relative augmente. A grandes déformations, les deux échantillons arrivent pratiquement à la même densité, qui reste constante si le cisaillement continue (Fig. I-1). A cette densité, non seulement le sol se déforme à volume constant mais aussi à une résistance au cisaillement constante. Cet état est défini par Casagrande comme l'état de densité critique ou l'état de l'indice de vides critique e_c .

Pour un sable saturé en cisaillement non drainé, la tendance d'un sable dense à dilater et d'un sable lâche à contracter se traduit respectivement par une diminution et une augmentation de la pression interstitielle. Par conséquent, le cisaillement non drainé d'un échantillon de sable lâche dont l'état initial se situe au-dessus de la ligne "E" peut provoquer sa liquéfaction, suite au développement des pressions interstitielles. Donc, cette droite constitue une frontière entre les états pour lesquels un échantillon de sol est susceptible ou non de liquéfier : un sol saturé dont l'état initial ($e-\sigma_n$) est au-dessus de cette ligne est apte à la liquéfaction, alors qu'un sol avec un état initial en dessous est quasiment résistant au phénomène de liquéfaction.

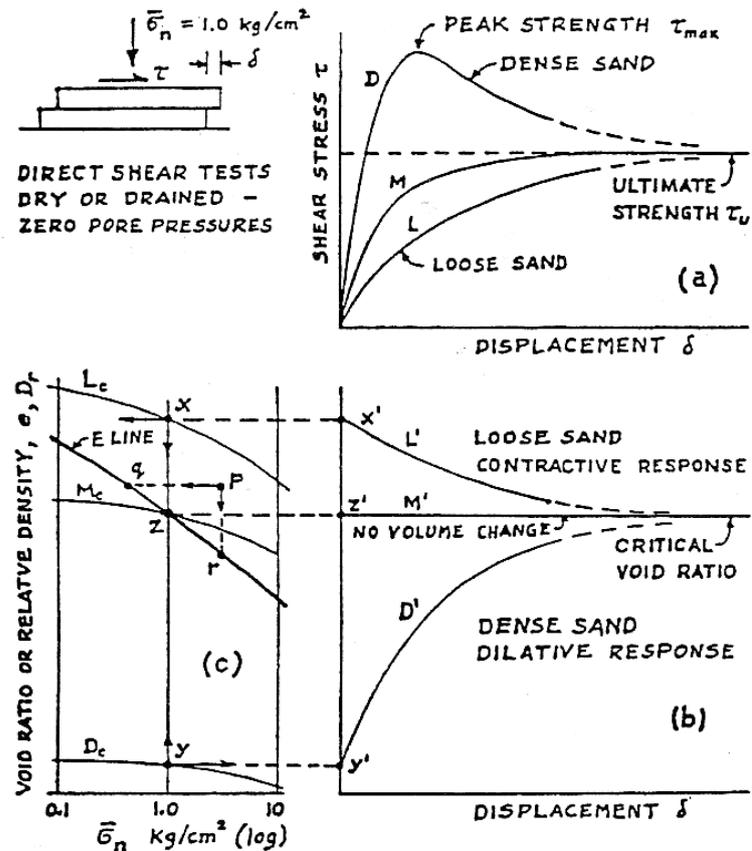


Fig. I.1 – Comportement des matériaux granulaires lâches et denses (Casagrande, 1936).

Les résultats obtenus par Tatsuoka et al. (1986b) sur le sable de Toyoura. Montrent que la résistance à la liquéfaction augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de densité relative $D_r = 0,70$. Après cette valeur, On remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative. Décrits dans la figure suivante :

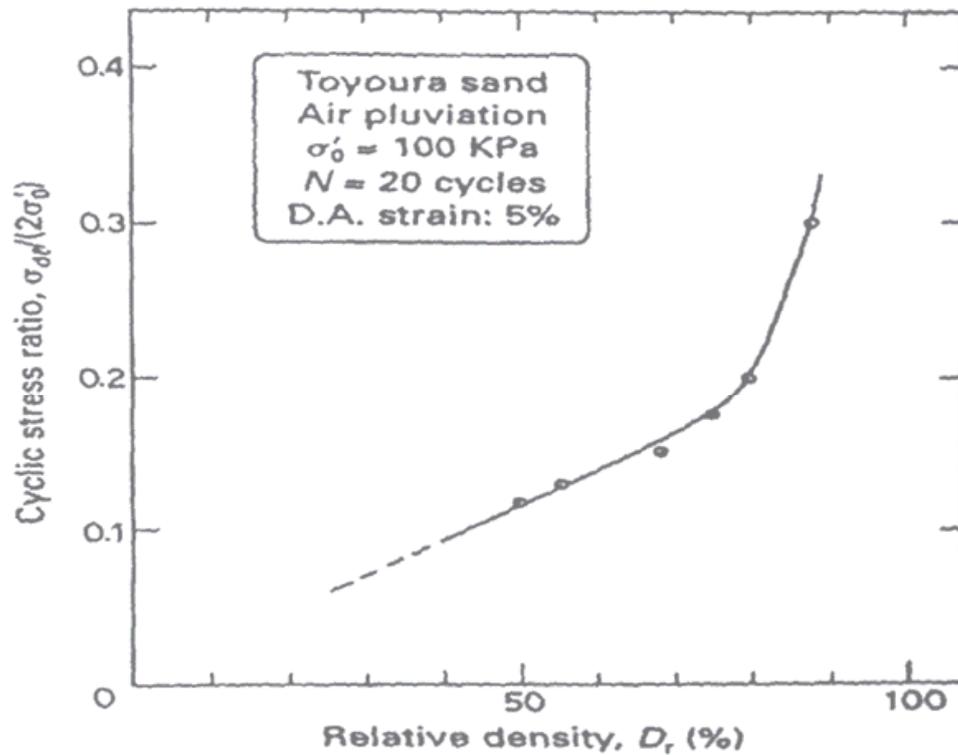


Fig. I-2 : Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al. 1986)

D'après N. Della et al. trouve en réalisant des essais triaxiaux drainés et non drainés sur des échantillons du sol de Chlef en utilisant deux méthodes de préparation d'échantillons en laboratoire à savoir le déversement à sec et la pluviation humide, que la résistance augmente avec la densité relative et les échantillons préparés avec le déversement à sec présentent une résistance plus élevée que ceux préparés avec la pluviation humide (fig.I-3).

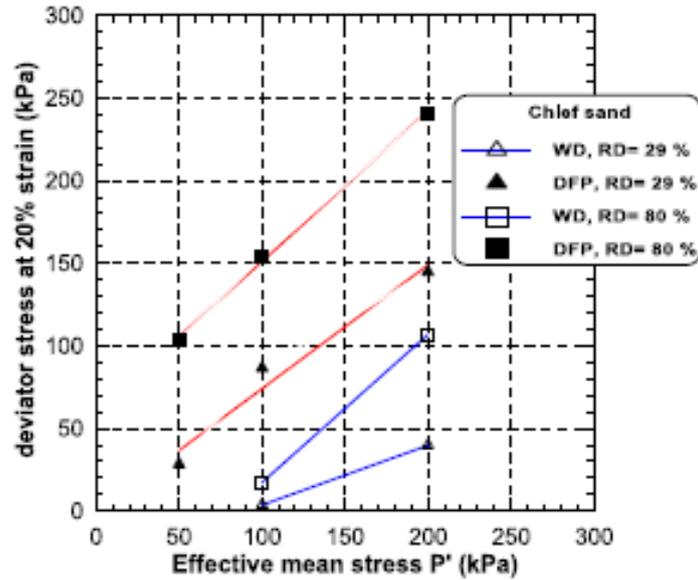


Fig. I-3. Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable.

ii) Coefficient des terres au repos Ko

L'état de contrainte actuel d'un élément de sol au repos à une profondeur H, est défini par les contraintes effectives σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur. Ces contraintes effectives s'appliquent respectivement sur la facette verticale et sur la facette horizontale (fig.I-4).

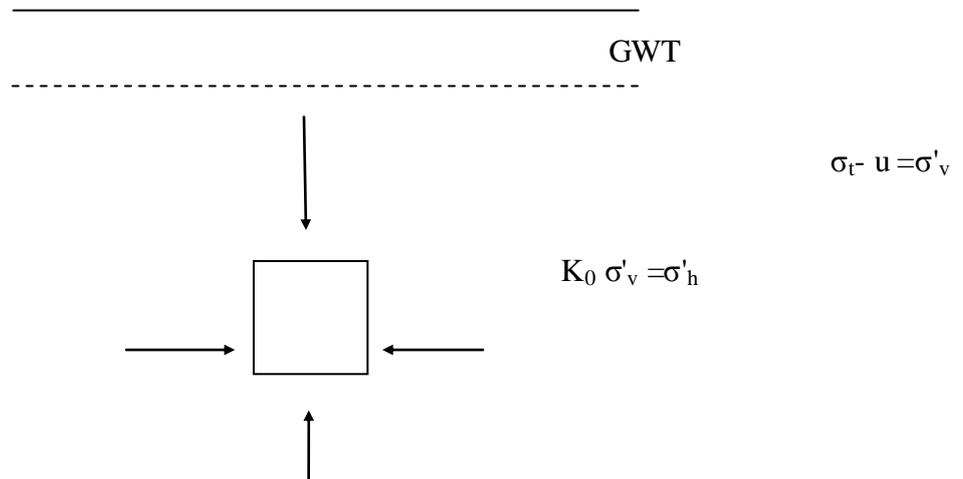


Figure I-4 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos.

K_0 =Coefficient des terres au repos.

σ'_v =Contrainte effective horizontale.

σ'_h =Contrainte effective verticale.

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

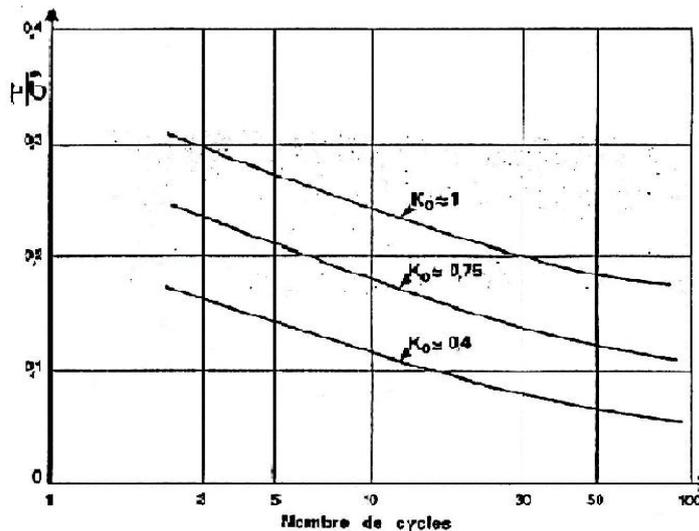


Fig. I-5 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (Seed et Peacock)

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

Ishihara a réalisé des essais de torsion sur le sable de Fuji pour différentes valeurs du coefficient des terres au repos K_0 , les résultats illustre dans les figures suivantes :

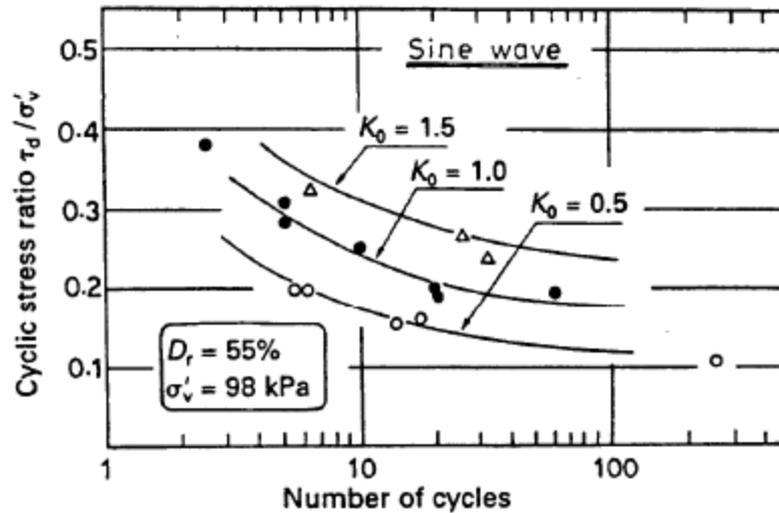


Figure I.6 : Influence du rapport K_0 sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara, 1985).

iii) La présence des fines

Depuis 1990 les recherches sur la liquéfaction se sont orientées vers la présence des fines dans un sol. Plusieurs études ont été réalisées, on n'arrive pas à trouver un consensus dans la littérature. Certaines études trouvent que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la fraction des fines (.....), d'autres trouvent que l'augmentation de la fraction des fines diminuent la résistance (.....); d'autres trouvent que la résistance à la liquéfaction diminue jusqu'à un certain seuil (F_c) puis réaugmente lorsque la fraction des fines augmente (.....).

Arab et al. (2008), Belkhatir et al. (2010) Trouve que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour des mélanges réalisés sur le sol de Chlef (Fig.I-7).

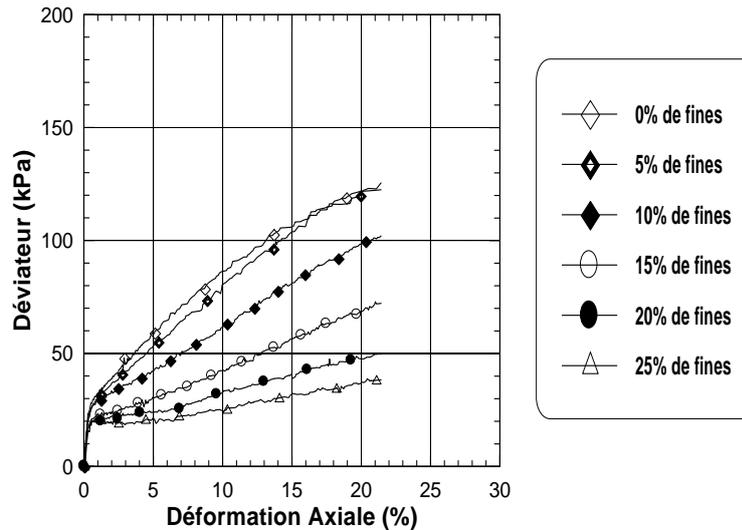


Figure I-7 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (confinement initial = 100 kPa)

iv) Influence de La pression de confinement

Bouckovalas et al, (2002) ont trouvé que la résistance à la liquéfaction est très influencée par la contrainte de confinement. La figure I.8 montre l'évolution de la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles (contrainte 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.

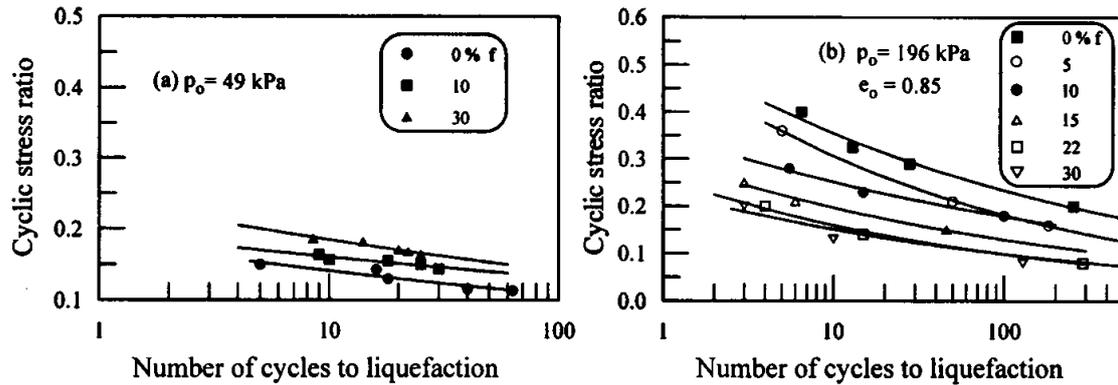


Figure I.8 : Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al. 2002).

N. Della et al. Ont effectués plusieurs essais de compression triaxiale non drainée sur le sable de chlef pour étudier l'effet de la variation de la pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction (fig.I-9). O remarque que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation du confinement.

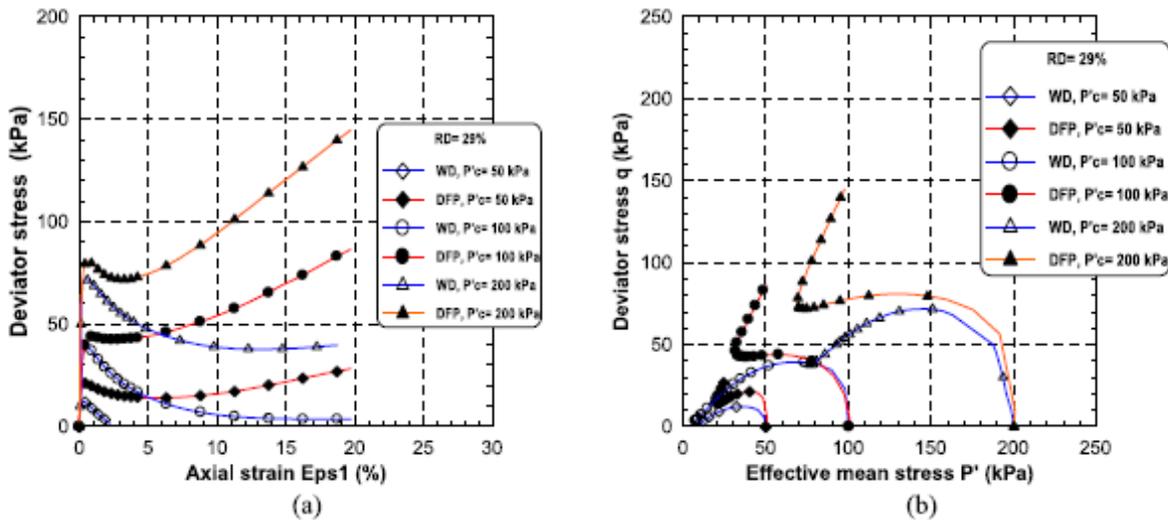


Figure. I.9. Essais non drainés sur sable lâche : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte.

v) **Mode de préparation des échantillons**

Il est communément admis actuellement que les différentes méthodes de reconstitution telles que le compactage humide, le déversement à sec, la sédimentation produisent des structures différentes (au sens de l'arrangement géométrique des grains) qui conduisent à des réponses de comportement des sol différentes (Ladd, 1974, 1977 ; Mulilis et al., 1977; Oda,

1972; Miura and Toki, 1982; Been and Jefferies, 1985; Vaid and Negussey, 1984; Canou, 1989; Canou et El-Hachem, 1989; Vaid et al., 1990; De Gregorio, 1990; Ishihara, 1993; Zlatovic and Ishihara, 1997; Vaid et al., 1999; Hoeg et al., 2000).

Cependant l'effet du mode de préparation, et par conséquent de la structure initiale, sur les caractéristiques de résistance du sable a surtout été, en grande partie, étudié sous chargement cyclique. En effet, l'influence de ce paramètre sur le comportement du sable sous chargement monotone n'a reçu que peu d'attention. 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 (fig. I-10).

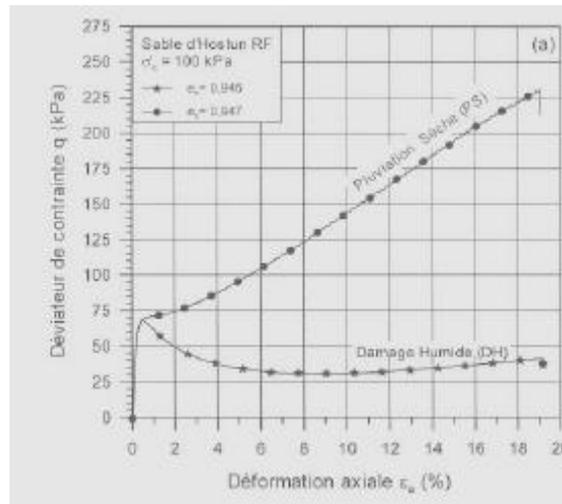


Figure I-10 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement non drainé d'un sable lâche (Benahmed N. et al. 2004)

vi) 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) :

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

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.

Mullilis 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, P.Giroud et D.Cordary dans les annales d'ITBTP N°335 de Janvier 1976 note que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1.

Figure I.11 montre l'incidence d'une saturation partielle sur la résistance au cisaillement cyclique, cette influence à 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

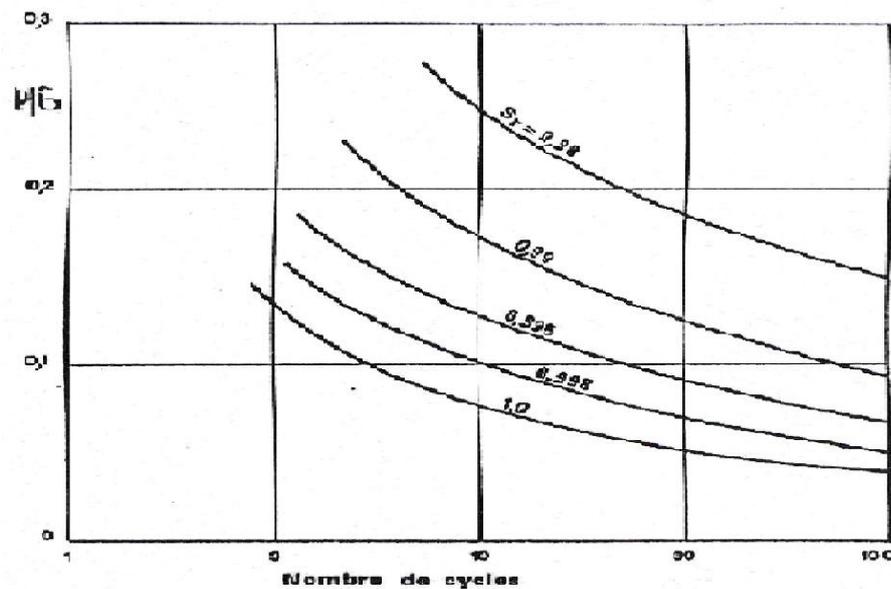


Figure I.11: Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique, Martin et al. (1978)

D'après Yochimi et al. (1989) montrent que le degré de saturation affecte d'une manière sensible la résistance à la liquéfaction des sols: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour la liquéfaction; par contre, il faut huit cycles pour la liquéfaction du sol ayant un coefficient B proche de 0,5 (fig.I-12).

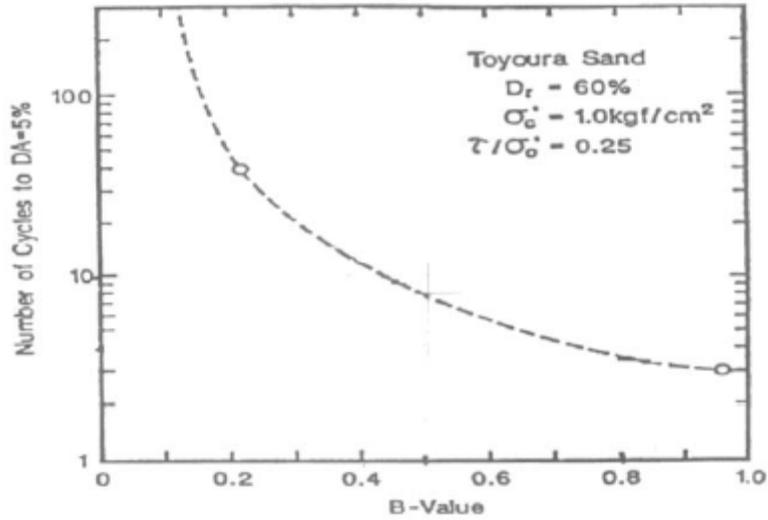


Figure I-12: Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yochimi et al. (1989)

La figure I-13 montre l'influence du coefficient de Skempton B sur le potentiel de liquéfaction (Arab, 2008). On note que les échantillons ayant un faible coefficient de Skempton B (degré de saturation) présentent un potentiel de liquéfaction très élevé par rapport aux échantillons confectionnés à un coefficient de Skempton B très élevés. On remarque que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B.

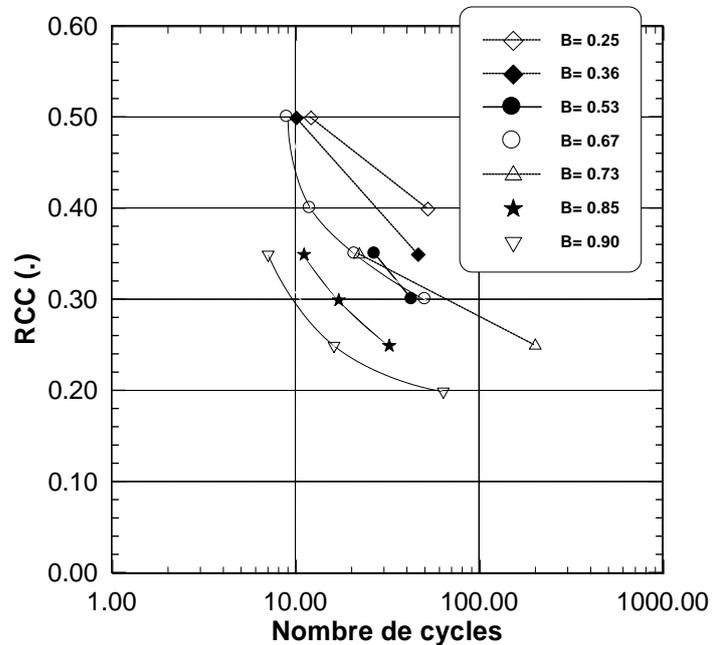


Figure I-13 : Influence du coefficient de Skempton B (degré de saturation) sur le comportement non drainé du sable d'Hostun Rf (Arab, 2008)

vii) Influence d'un pré chargement

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre (séisme, tremblement de terre...), et de successions de charge -décharge causées par des phénomènes naturels (érosion, sédimentation, pluie, neige, déneigement, changement du niveau de la nappe phréatique...) ou par des activités humaines (excavation, enlèvement de surcharge...), ce qui leur confère divers caractères tels que lâches ou denses, isotopes ou anisotropes, normalement consolidés ou sur consolidés...De tels pré chargements ont certes une influence primordiale sur le comportement postérieur de ces sols.

Dans la littérature, plusieurs études de la liquéfaction statique et cyclique ont révélé le rôle majeur que joue l'histoire de pré chargement dans le changement du comportement des sols. La majorité de ces études ont été réalisées aux laboratoires sur des échantillons reconstitués par diverses méthodes (pluviation à sec, sédimentation, compactage, parmi d'autres) et soumis à différents types de pré chargements auxquels le sol l'était probablement dans son état naturel, et ceci pour reproduire au mieux l'état in situ.

Dans cette partie, on propose d'exposer l'influence de trois types de pré chargement sur la résistance à la liquéfaction des sols. On commence par l'étude l'effet de la sur consolidation, qui sera suivie par une analyse de l'influence d'un pré chargement cyclique ; l'étude s'achève par une investigation de l'influence du pré chargement monotone sur la liquéfaction.

***Sur consolidation**

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de sur consolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et takutsu, 1979, Seed et al. 1975 ; Seed et Peacock, 1971). La figure I-14 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. (1978) sur des sols ayant différents teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de sur consolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostum, Bouffera (2000), a trouvé qu'avec un échantillon 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 (fig. I-15).

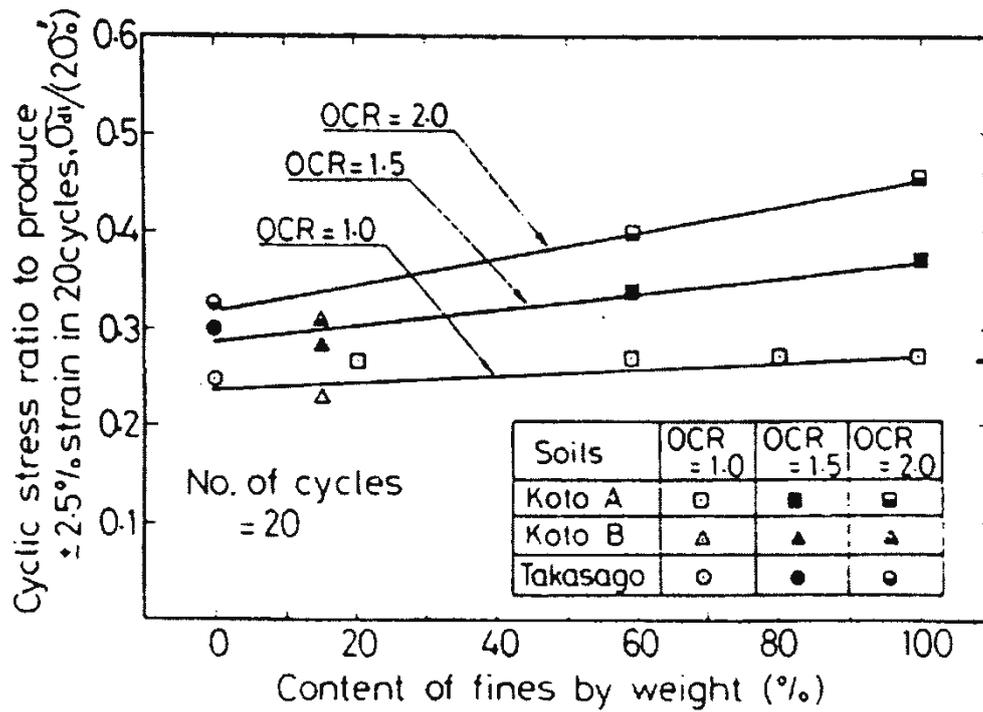


Figure I-14 : Influence de la sur consolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).

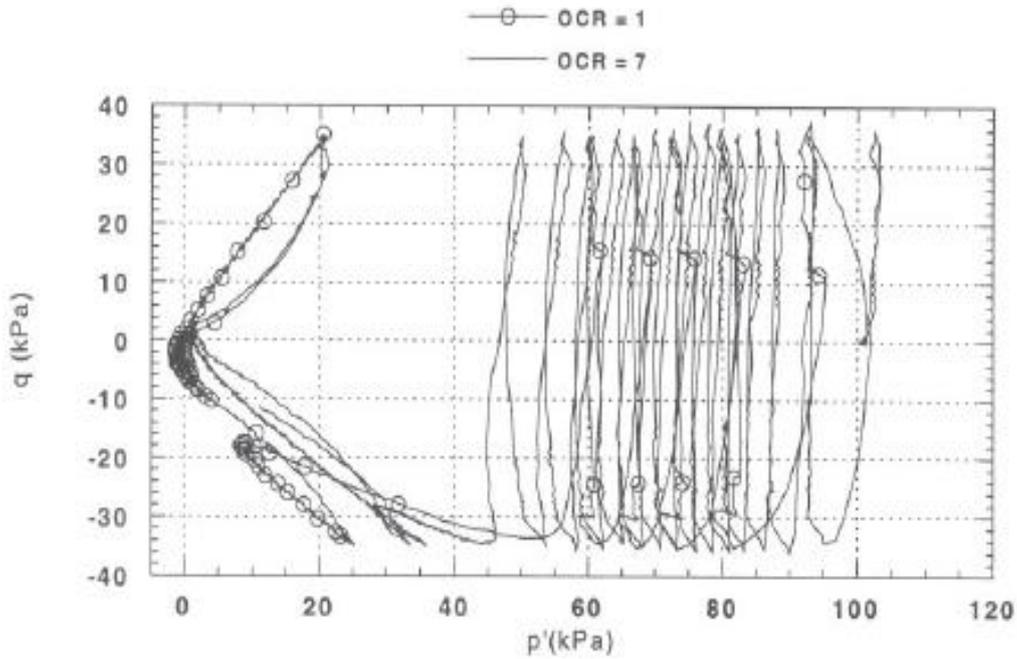


Figure I-15 : Influence de la sur consolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2001)

Selon A. Arab (2008) : fait des essais cycliques non draine sur un mélange sable de Rass – limon SM sur consolidé avec un OCR=5, Dr=65% pour trois amplitude de chargement ($q_m = 30, 40$ et 60 kPa). Les résultats de ces études montrent une nette amélioration de la résistance avec l'augmentation du rapport de sur consolidation (fig. I-16 et I-17).

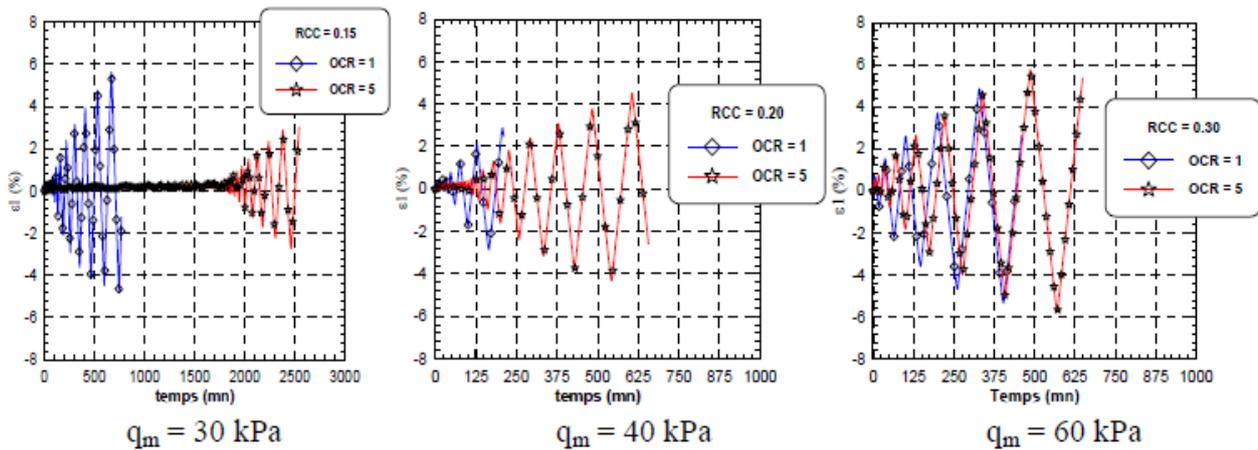


Fig. I.16: Influence de la sur consolidation sur le comportement non drainé du mélange Rass-SM (Arab, 2008)

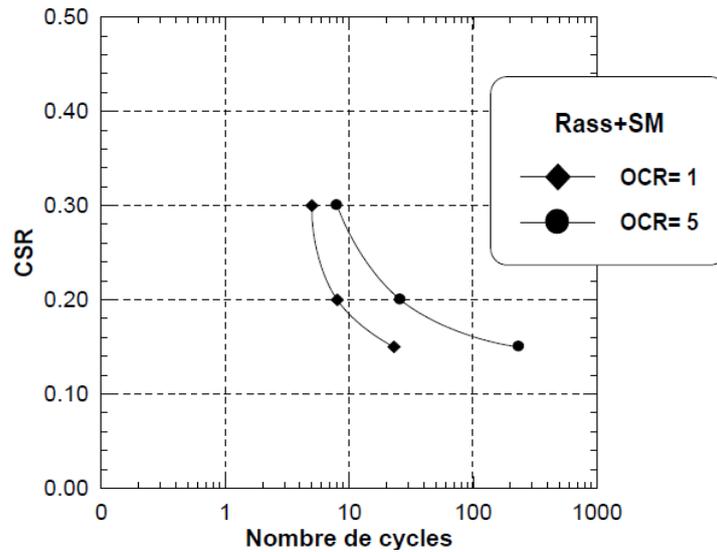


Fig. I.17: Influence de la sur consolidation sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass-SM (FC = 10%) (Arab, 2008)

Influence d'un pré chargement cyclique drainé *

Selon A. Arab (2008) réalise deux séries des essais sur des échantillons ayant subi un chargement cyclique drainé d'un mélange sable de Rass – limon SM (FC = 10%) pour d'étudier l'influence d'un pré chargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction. On constate dans la figure I-18 que le pré chargement cyclique améliore la résistance à la liquéfaction des sols ; l'effet des premiers 5 cycles est plus important que celui des derniers 5 cycles. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le chargement cyclique densifie le sol et par conséquent augmente sa dilatance.

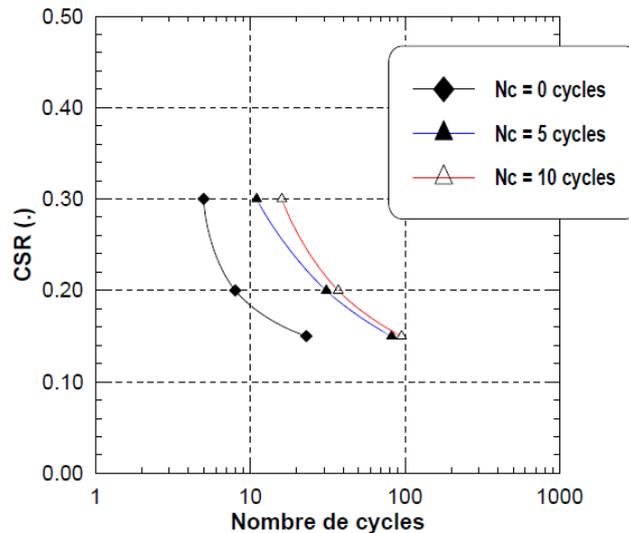


Fig. I.18 : Influence d'un pré chargement cyclique sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Rass- limon SM (Arab, 2008).

*Influence d'un pré chargement monotone

Pour étudier l'influence d'un pré chargement monotone sur le potentiel de liquéfaction A. Arab (2008) a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des échantillons du mélange sable de Chlef – limon ($FC = 10\%$, $Dr=0.65$). Les échantillons ont été d'abord soumis à un chargement monotone drainé jusqu'à une déformation axiale de 2,25% (phase de contractance), 4,5% (fin de la phase contractance) et 9% (phase de dilatance).

Les résultats sont récapitulés sur la figure I-19 qui montre l'influence du pré chargement sur le potentiel de liquéfaction. Elle montre bien que la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon augmente lorsqu'on applique un pré chargement à $\varepsilon_1 = 2,25\%$ (phase de contractance), puis elle diminue lorsqu'on augmente le pré chargement à $\varepsilon_1 = 4,5\%$ (fin de la phase de contractance) et continue à diminuer pour passer en dessous de la résistance du sol vierge lorsque l'amplitude du pré chargement passe $\varepsilon_1 = 4,5\%$ (phase de dilatance).

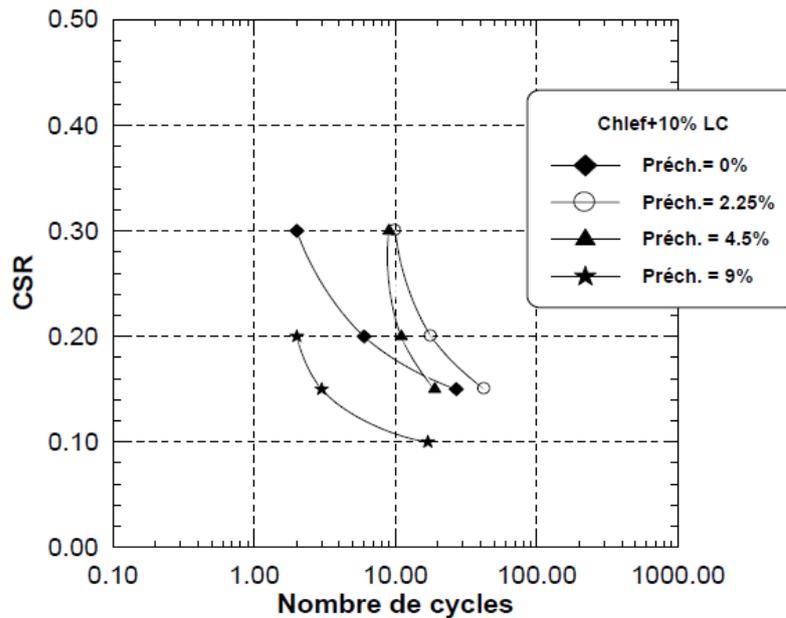


Figure I-19 : Influence du pré-chargement sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef - Limon LC (FC = 10%)

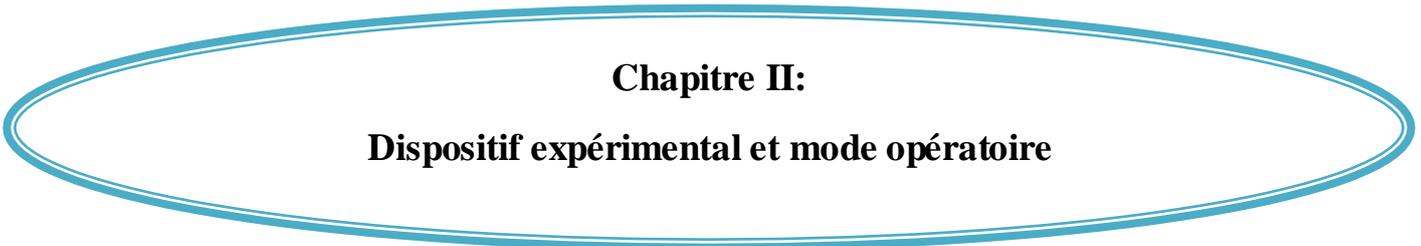
1.3 Conclusion

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

La bonne compréhension 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 l'influence de certains paramètres sur la résistance à la liquéfaction, notamment l'influence de la saturation, et pré-chargement monotone.

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



Chapitre II:
Dispositif expérimental et mode opératoire

CHAPITRE II: Dispositif expérimental et mode opératoire

II. Dispositif expérimental et mode opératoire

II.1 Introduction

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

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

II.2- Dispositif expérimental

L'appareil est l'un des plus utilisés dans les études en géotechnique vus les avantages qu'il présente :

- la possibilité d'appliquer des contraintes principales,
- l'utilisation d'échantillons cylindriques faciles à fabriquer et à manipuler,
- la simplicité de contrôle du drainage et de la mesure de la pression interstitielle,
- la facilité des mesures des déformations axiales et volumiques,
- la facilité de détermination, en plus de la résistance triaxiale et la rigidité, les paramètres de compressibilité et de perméabilité, la propagation d'ondes et les paramètres dynamiques.

L'essai triaxial a cependant certaines limites :

- seules les contraintes normales sont contrôlées ou mesurées. Ces contraintes peuvent être considérées comme les contraintes principales malgré les limites imposées par la membrane flexible qui entoure l'échantillon et les deux embases rigides en haut et en bas de l'échantillon.
- l'impossibilité d'assurer une rotation continue des directions des contraintes principales. Seul un saut de 90° peut être réalisé, et donc l'état de contraintes appliquées aux échantillons se réduit à la compression ou à l'extension.

II.2.1- Présentation générale

Le schéma du dispositif du triaxial dynamique est présenté sur la figure II-1. Il comprend une cellule triaxiale montée sur un bâti. Elle permet, grâce à un système d'asservissement, de réaliser des essais monotones et dynamiques avec une fréquence allant de 0.001 à 2 Hz sur

chemin contrôlé en contraintes ou déformations avec des vitesses de sollicitations variables (fig.3.1 et 3.2). IL comprend:

- Cellule triaxiale autonome type Bishop et (Wesley, 1975),
- Deux contrôleurs de pression/volume type GDS (200cc),
- Boite d'acquisition type DTI (data transducer interface),
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et L'acquisition des mesures.
- Une pompe à vide reliée à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,

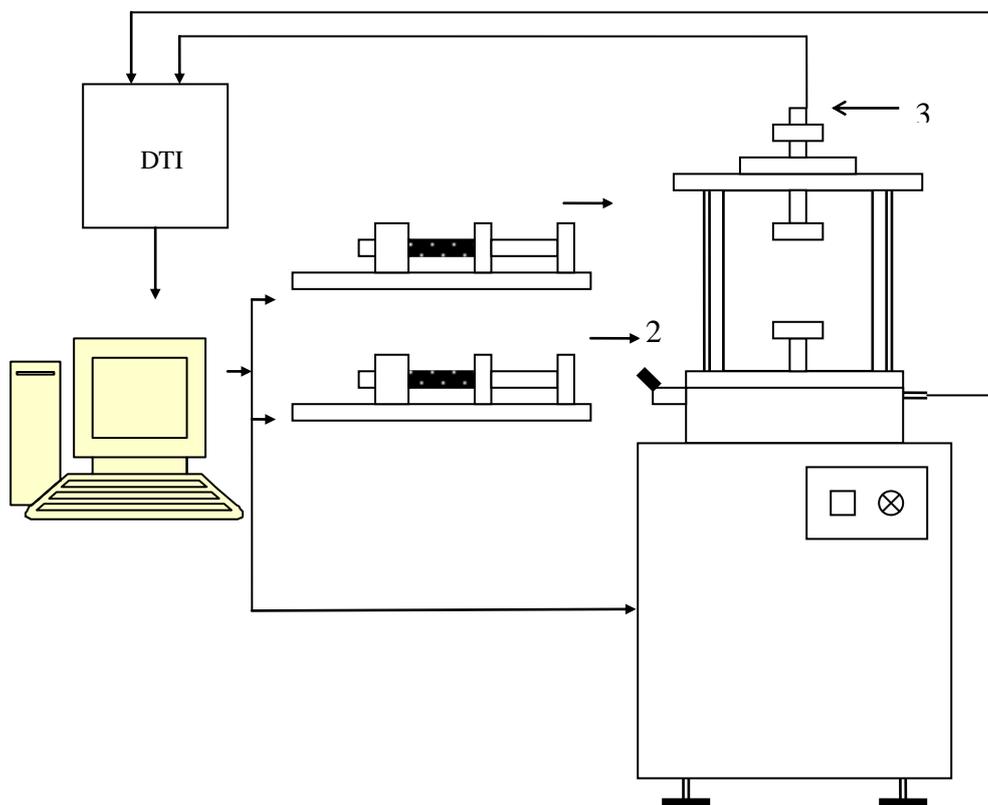


Figure II-1: Schéma du dispositif expérimental utilisé.

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



Figure II.2: Vue de l'ensemble du dispositif expérimental (Appareil triaxial dynamique 2Hz)

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la figure II.3. Elle est constituée de deux chambres. La chambre supérieure contient l'échantillon et les deux embases servant à appliquer la charge axiale sur celui-ci. La pression maximale que peut supporter cette chambre est de 2 MPa. La partie inférieure consiste en une presse contrôlée par un moteur pas à pas. Elle est constituée d'une chambre métallique dans laquelle un piston peut coulisser. L'extrémité du piston est reliée à l'embase inférieure qui applique la charge axiale à l'échantillon. Comme la section du piston est connue, la force et le déplacement axial appliqué par le piston est déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre.

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

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

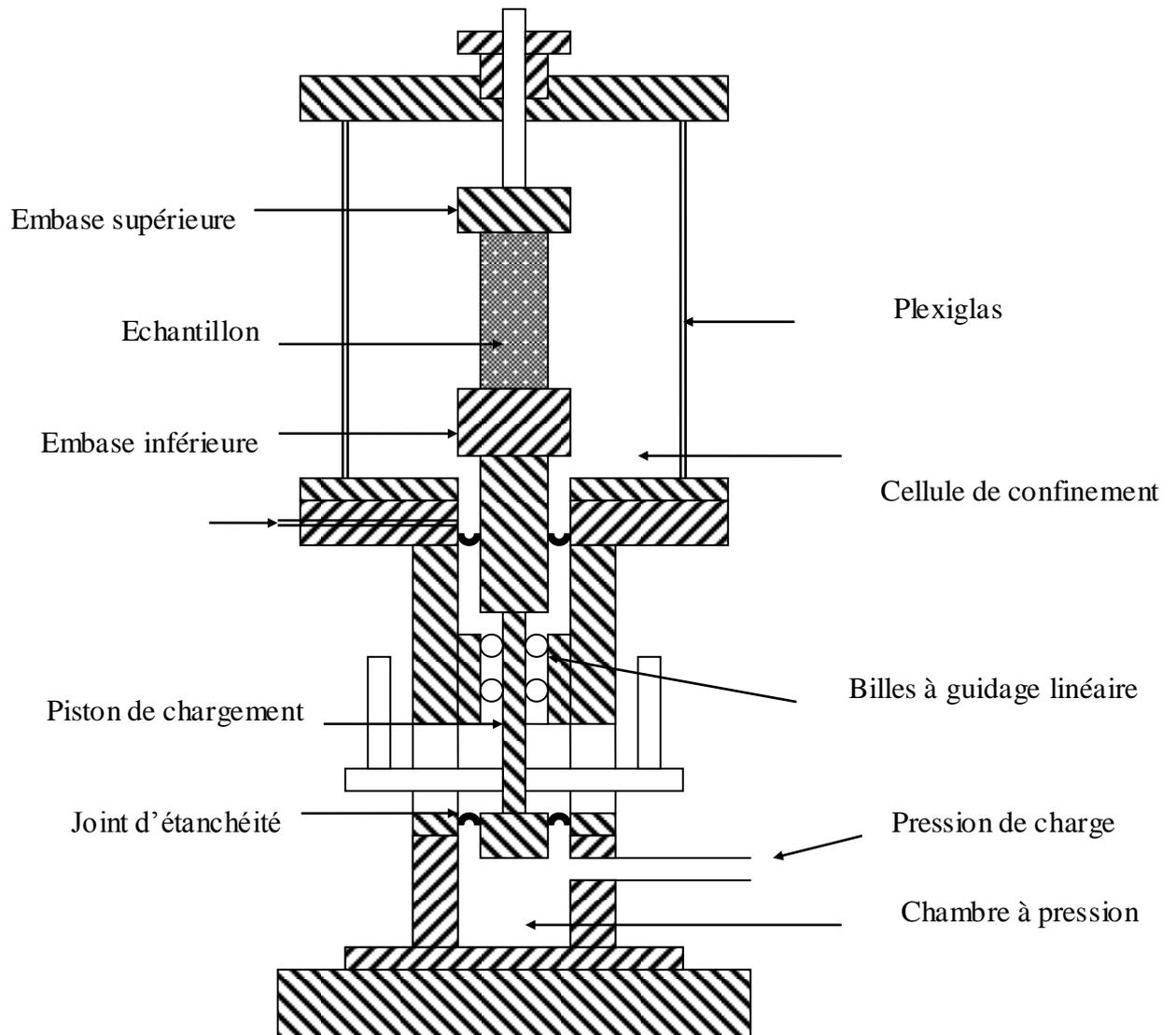


Figure II.3 : Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée

II.2.2 Le moule de fabrication des échantillons

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi-cylindriques (fig.II.4). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm

de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

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

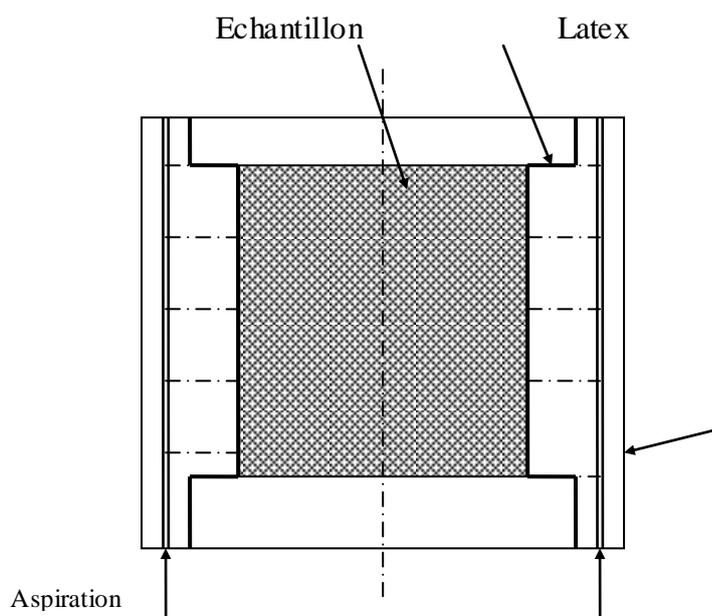


Figure II.4 : moule de fabrication des échantillons

II.2.3 Acquisition (Système de mesure)

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

Ce dispositif permet de mesurer :

- La variation de la force axiale (ΔF),
- La variation de la hauteur de l'échantillon (Δh),
- La variation de volume de l'échantillon (ΔV),
- La pression interstitielle (μ),
- La pression de confinement dans la cellule (σ_c).

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

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

II.2.4 Le système de mesure

II.2.4.1 Mesure des variations de volume de l'échantillon et application de la pression de confinement

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont 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 II.5. L'appareil est muni d'un microprocesseur lui permettant de contrôler la pression avec mesure des variations de volume ou de contrôler le volume avec mesure de la pression. Il est peut être commandé manuellement à l'aide d'un tableau de commande numérique ou par ordinateur.

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

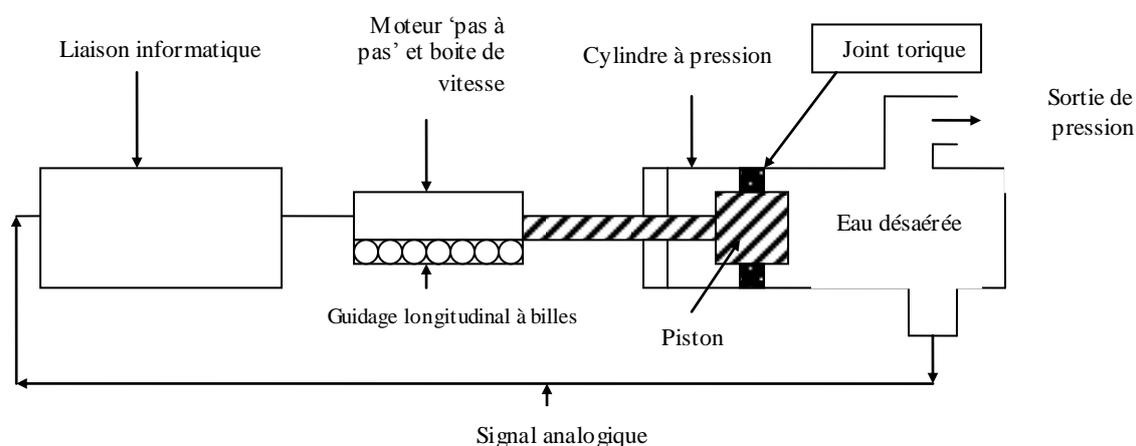


Figure II.5 : Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menziés, 1988).

II.2.5 Système d'anti frettage

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs (Lee 1978. Robinet 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'anti frettage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants (fig. II.6) :

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

Ce système a été utilisé dans ce travail.

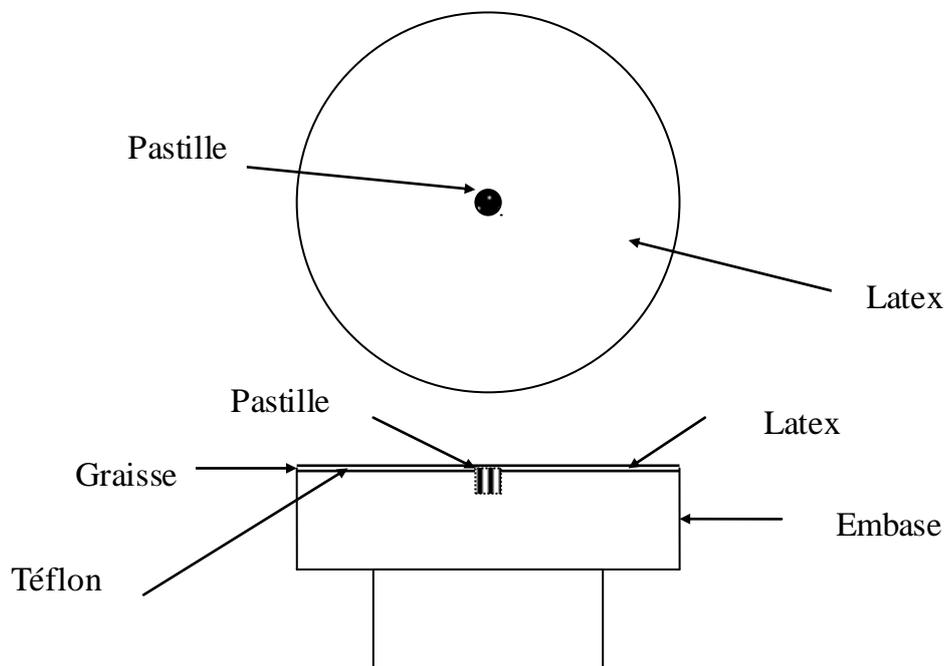


Figure II.6 : Système d'anti frettage utilisé

II.2.6 Système d'accrochage

Le système d'accrochage a été modifié pour la réalisation d'essais cycliques. La figure II.7 illustre 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 est 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.

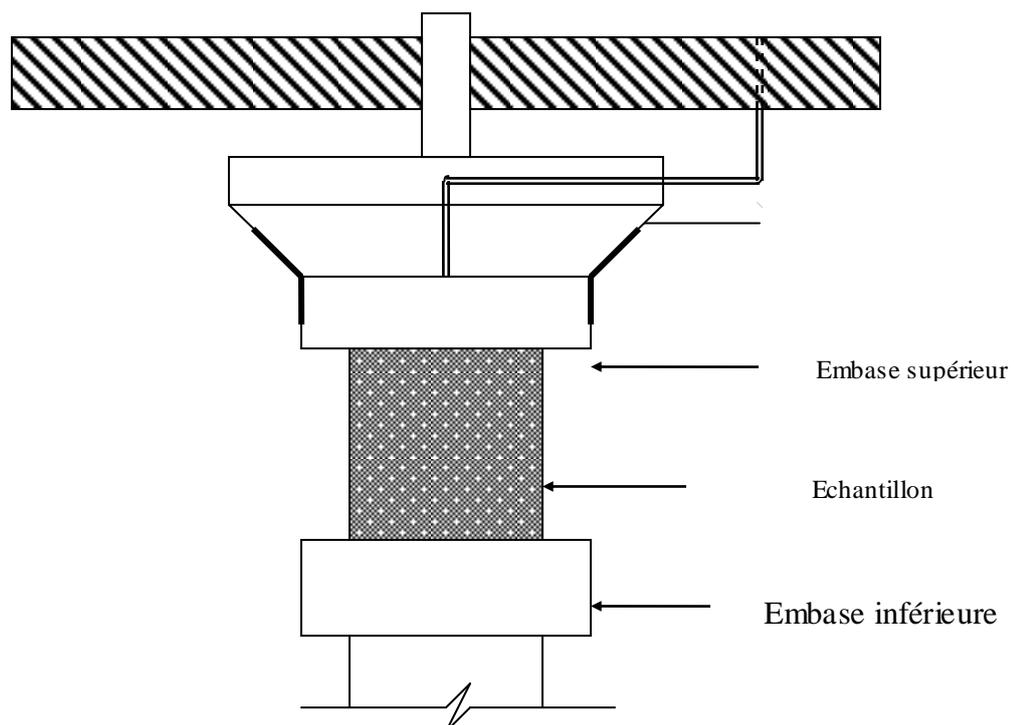


Figure II.7: Système d'accrochage utilisé

II.3 Mode opératoire

II.3.1 Préparation de l'échantillon

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

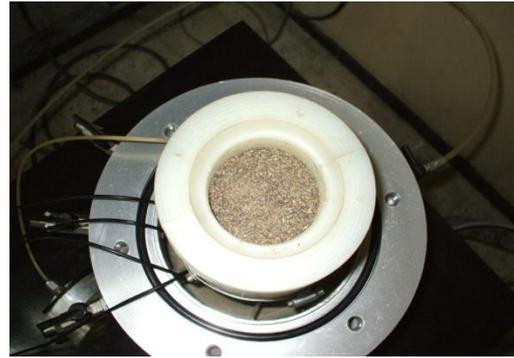
- mise en place de la manchette en latex,
- mise en place du moule,
- remplissage du moule par le matériau,
- mise en place de la cellule.

On met en place de la manchette de 0,2mm d'épaisseur, bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour pouvoir avoir une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement. Ensuite, on place le moule sur l'embase inférieure et on le serre avec un collier. La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de maintenir la membrane lors du remplissage du moule (fig. II.8). Après remplissage, on procède à la mise en place de l'embase supérieure (fig. II.9a); on retire délicatement les deux coquilles pour ne pas perturber la structure initiale de l'échantillon (fig. II.9b). On met en place la cellule et on procède au remplissage avec de l'eau désaérée (fig. II.10). L'évaluation de la densité des éprouvettes doit être réalisée avec une bonne précision, selon l'expression (1) :

$$Id = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots\dots\dots(1)$$



(a)



(b)

Figure II.8 : Plaquage de la membrane et remplissage du moule.



(a)



(b)

Figure II.9 : Mise en place de l'embase et démoulage.



Figure II.10: Mise en place et remplissage de la cellule.

II.3.2 Déversement à sec (DS)

Dans notre étude on a utilisé la méthode de déversement à sec, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (fig. II.11). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

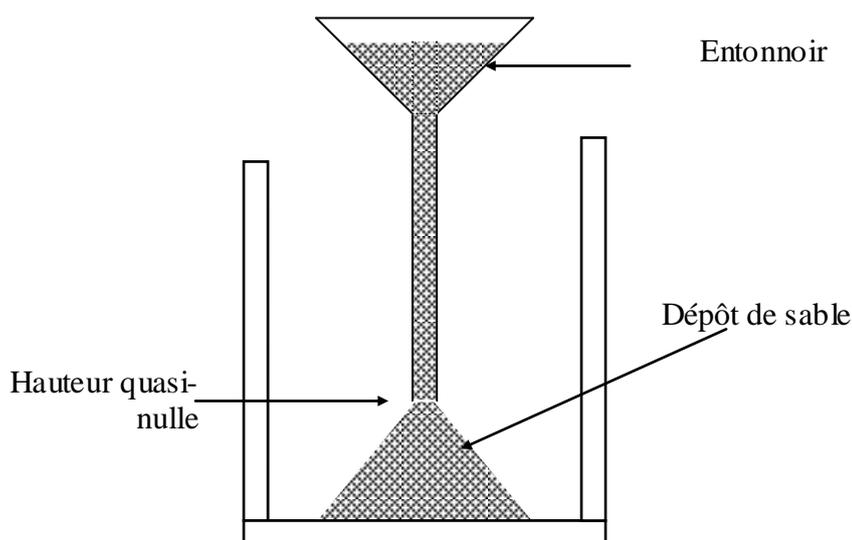


Figure II.11 : Mise en place du matériau dans le moule (déversement à sec)

II.4 Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car sa qualité conditionne la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Duncan. Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent toujours occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO₂ muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 1 heure. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de

l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est pratiquement saturé.

II.5 Consolidation

La phase de consolidation consiste à appliquer parallèlement une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les microbulles 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 β mesuré est égal à $\frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma}$. On donne un incrément $\Delta\sigma$ de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle $\Delta\mu$ par le GDS2 relié à l'échantillon.

II.5.1 Application du déviateur

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

II.6- Pré chargement monotone drainé

Pour le pré chargement monotone drainé, on pré charge l'échantillon en condition drainé jusqu'à la déformation axiale voulue; ensuite on décharge l'échantillon jusqu'à annulation du déviateur. Ensuite on cisaille l'échantillon en condition non drainé.

II.7 Matériau Utilisé

II.7.1 Sable

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Oued Chlef. Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued-Chlef qui traverse la ville de Chlef. Ce sable est un sable alluvionnaire. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen $D_{50} = 0,61\text{mm}$. La figure II.12 : montre la courbe granulométrique du matériau utilisé, cette courbe a été obtenue par tamisage sur une série complète de tamis. Le tableau II-1 donne les

caractéristiques de ce sable à savoir: compacités maximale, et minimale, poids volumique des grains solides, etc....

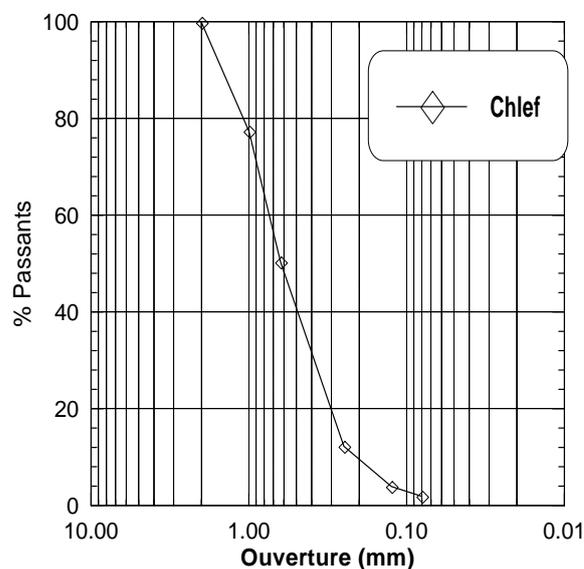


Figure II.12 : Courbe granulométrique du sable utilisé.

Tableau II-1 : Propriétés du sable utilisé.

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

II.8 Essais de répétabilité

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais non drainés monotones sur le sol de Chlef. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure II.13. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

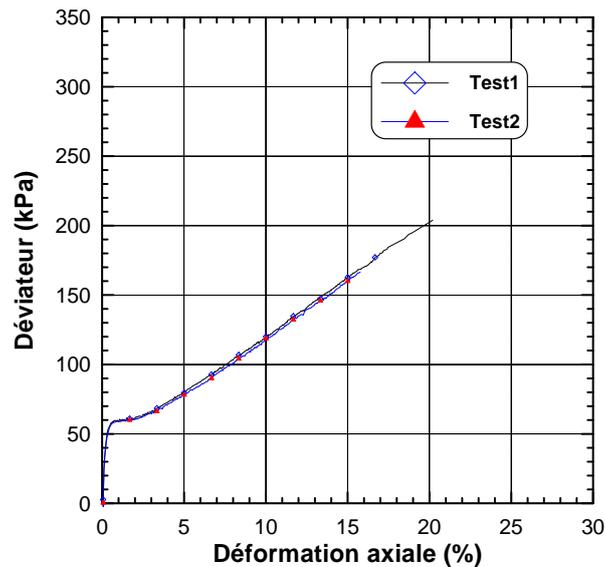


Figure II.13: Essais de répétabilité sur sol de Chlef

II.9 Conclusion

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

Le chapitre a également décrit les caractéristiques du sable étudié dans ce mémoire ainsi que une seule techniques de que a été discutée.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de la saturation et du pré chargement monotone sur le comportement des sols.

Chapitre III

Etude de l'influence de la saturation sur le comportement du sol

Chapitre III. Etude de l'influence de la saturation sur le comportement du sol

III.1- Introduction

La majorité des investigations sur la liquéfaction des sols granulaires a été basée sur le matériau complètement saturé. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au dessus de la nappe ; ce qui implique la présence des sols partiellement saturés. L'incidence d'une saturation partielle sur la résistance cyclique a été abordée d'une manière théorique par Martin et al. (1978). Mulilis et al. (1978) qui ont examiné l'effet du degré de saturation sur la liquéfaction du sable de Monterrey. Ils ont constaté que la variation du coefficient de Skempton B entre 0.91 et 0.97 n'affecte pas d'une manière significative la liquéfaction de ce sable. Chan (1976) trouve qu'une variation de B entre 0.91 et 0.99 peut avoir un effet important sur la liquéfaction des sols. Cette influence dépend du type de sol, de la densité et de la pression confinement initial.

L'exploitation des essais de liquéfaction s'appuie en général sur l'hypothèse d'une saturation parfaite de l'échantillon et d'une absence de variation de volume, or, dans la pratique, on peut trouver des sols avec une saturation imparfaite.

Dans ce chapitre on propose d'étudier en laboratoire le comportement du sable de Chlef partiellement saturé en condition drainé et non drainé. Ces essais nous permettront de bien comprendre l'effet de la saturation sur le comportement du sol de Chlef et sur les caractéristiques mécaniques.

III.2- Résultats des essais

III.2.1 Essais de compression drainée

Afin d'étudier l'influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction des sables, nous avons effectué une série d'essais qui a comporté des essais monotone drainés et non drainés sur le sable de Oued Chlef avec un indice de densité initiale $I_d = 0,06$ et $0,70$ en faisant varier le coefficient de Skempton B entre $0,92$ (quasi saturé) à $0,13$.

La figure III-1 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 13 et 91% et avec un indice de densité initiale (I_d) égale à $0,06$. On note que le coefficient de Skempton B affecte d'une manière sensible les variations du déviateur (fig. III-1a) et l'évolution de déformation volumique (fig. III-1b). L'augmentation du coefficient de Skempton B de 13 à 91% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal); la valeur du déviateur mobilisé passe de 151 kPa à 80 Kpa lorsque le coefficient B passe de 13 à 91% (fig. III-1a). En ce qui concerne la déformation volumique, on note que l'augmentation du coefficient de Skempton B fait retarder l'apparition de la dilatance ; pour l'échantillon avec un degré de saturation $B=13\%$, la dilatance apparaît après 6% de

déformation axiale, tandis que pour l'échantillon avec un degré de saturation $B=91\%$ on observe une amplification de la phase de contractance et la phase de la dilatance est retardée et apparaît après 15% de déformation axiale (fig. III-1b).

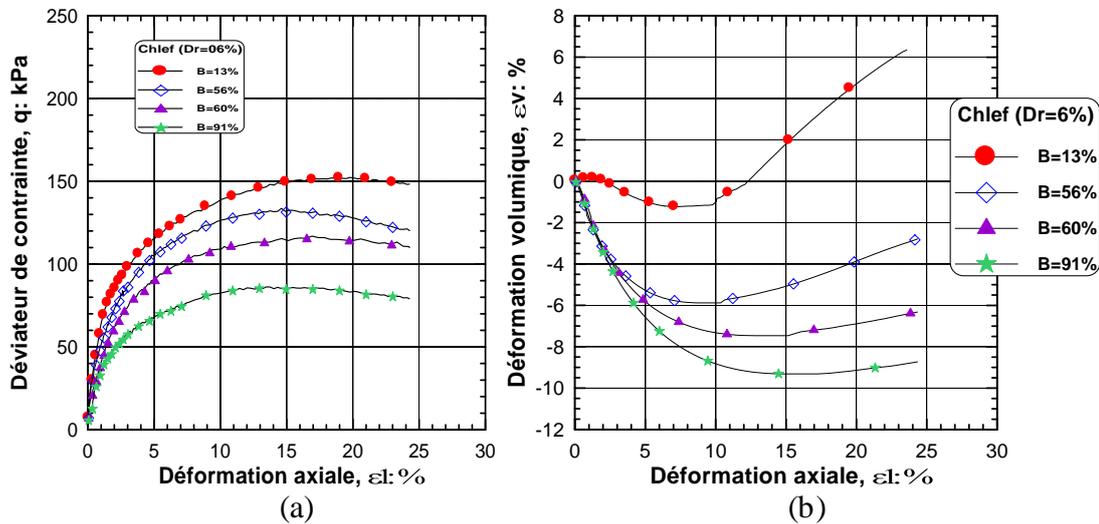


Figure III-1 : Essais de compressions drainées sur sable de Chlef ($I_d=0.06$)

La figure III-2 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 23 et 91% sur des échantillons de sable dense.

On remarque que l'échantillon avec un coefficient de Skempton B égale à 23% présente une résistance plus élevée que ceux avec un B égale à 52 et 91%. La valeur du déviateur maximal (déviateur au pic) passe de 175 kPa à 102 kPa lorsque B passe de 23 à 91%. La valeur du déviateur mobilisé à la fin de cisaillement passe de 138 kPa pour un coefficient B égale à 23% à 80 kPa pour un B égale à 91%. En général la résistance diminue avec l'augmentation du coefficient B (fig. III-2a).

On constate aussi que la déformation volumique est aussi affectée par le coefficient de Skempton B. On note que l'augmentation du coefficient de Skempton B fait retarder l'apparition de la dilatance ; pour l'échantillon avec un degré de saturation $B=23\%$, la dilatance apparaît après 1% de déformation axiale, tandis que pour l'échantillon avec un degré de saturation $B=91\%$ on observe une amplification de la phase de contractance jusqu'à une déformation volumique $\varepsilon_v = 5\%$, au-delà l'échantillon entame une phase de dilatance très prononcée (fig. III-2b).

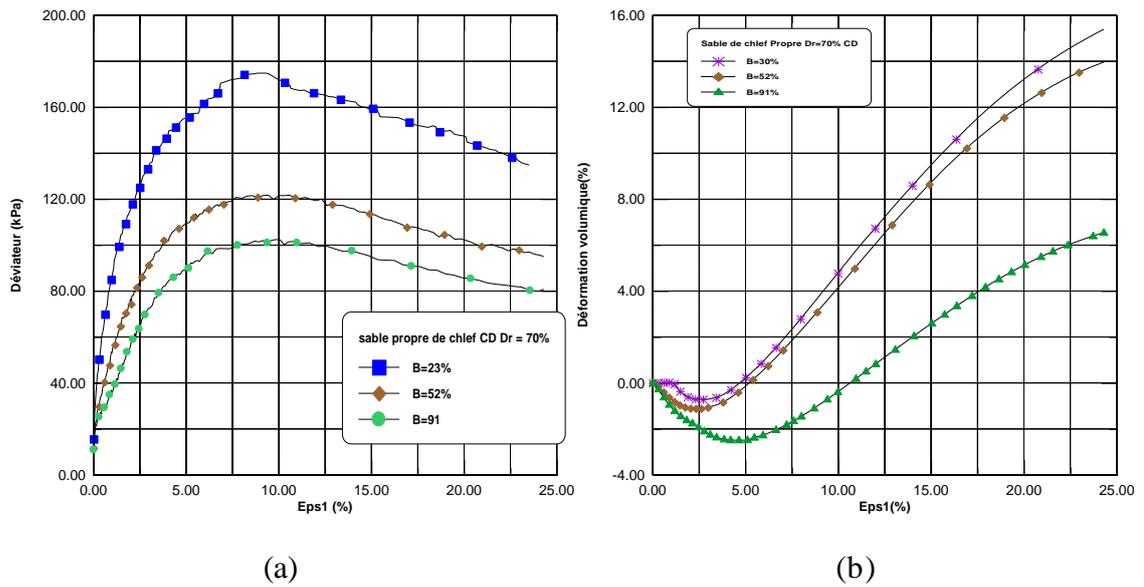


Figure III-2: Essais de compressions drainées sur sable de Chlef (Id=0.70)

La figure III-3 montre l'évolution de la déformation volumique à la fin de cisaillement en fonction du degré de saturation (coeff.B). On note que la déformation volumique augmente d'une manière significative avec l'augmentation du coefficient B pour l'échantillon lâche, cette augmentation de la déformation volumique est le résultat de l'augmentation de la phase de contractance avec l'augmentation du coef.B; pour le sable dense cette augmentation de la déformation volumique reste faible par rapport au sable lâche vu le caractère dilatant du sable dense.

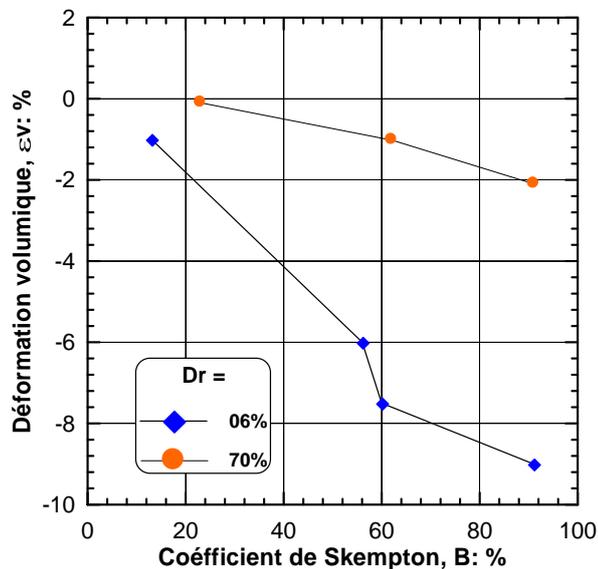


Figure III-3: Evolution de la déformation volumique en fonction du degré de saturation (Ceof.B)

III.2.2 Essais de compression non drainée

La figure III-4 montre les résultats des essais de compression non drainée réalisés pour des coefficients de Skempton B compris entre 36 et 92% effectués sur des échantillons lâches ($I_d=0.06$). On note que la variation coefficient de Skempton B affecte d'une manière significative l'évolution du déviateur (fig. III-4a) et de la pression interstitielle (fig. III-4b). La résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur mobilisé augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B. Le déviateur mobilisé à la fin du cisaillement passe de 95 kPa pour un coefficient B égale à 92% à 140 kPa pour un coefficient B égale à 36% (fig. III-3a). On note aussi que la variation de la pression interstitielle est très influencée par le degré de saturation caractérisé par le coefficient B; la pression interstitielle diminue avec la diminution du coefficient de Skempton B. On remarque sur la figure III-3b qu'à l'annulation du taux de variation de la pression interstitielle, la valeur de la pression interstitielle passe de 525 kPa pour l'échantillon avec un B = 36% à 570 kPa avec l'échantillon avec un B= 92%. La figure III-3c montre l'évolution du chemin de contrainte; on constate le chemin de contrainte se dirige vers la valeur zéro avec la valeur la plus grande du coefficient de Skempton B.

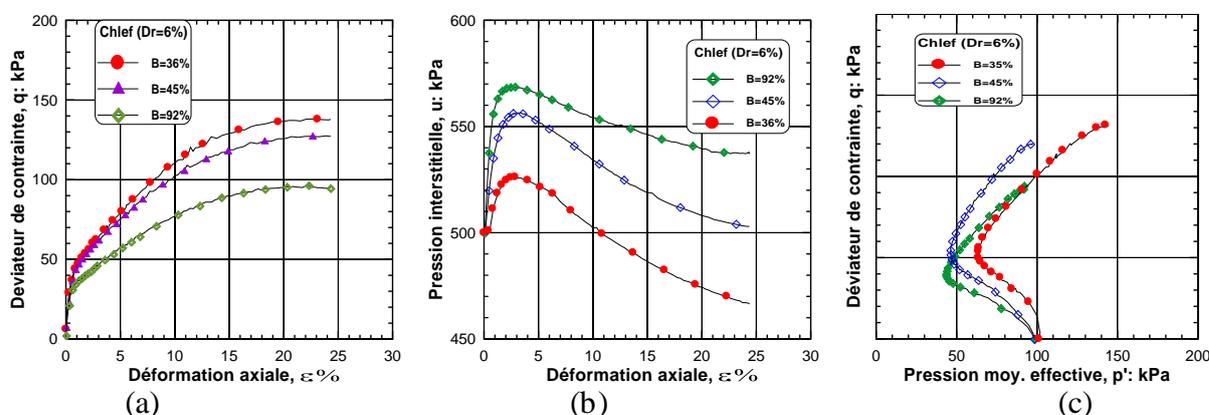


Figure III-4: Essais de compressions non drainées sur sable de Chlef ($I_d=0.06$)

La figure III-5 montre l'évolution des résultats des essais réalisés sur sable dense ($I_d=0.70$) avec un coefficient de Skempton B variant de 19 à 63%. Les résultats de ces essais montrent une nette dépendance de la résistance au cisaillement avec l'évolution du coefficient B. La résistance au cisaillement non drainée augmente avec la diminution du coefficient de Skempton B (fig. III-4a). L'annulation du taux de variation est aussi affectée par le coefficient de Skempton B, elle de 15 kPa avec un coefficient B= 19% à 180 kPa pour un coefficient B= 63% (fig. III-4b). La figure III-5c

montre l'évolution du chemin de contrainte, l'échantillon avec un $B=63\%$ présente une résistance plus faible que ceux avec des valeurs de $B=19\%$ et 63% .

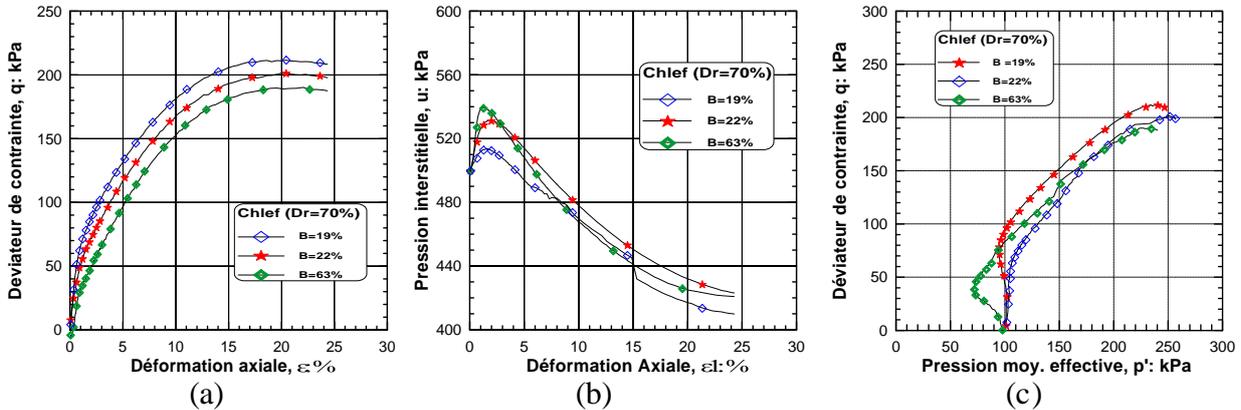


Figure III-5: Essais de compressions non drainées sur sable de Chlef ($I_d=0.70$)

III-3 Influence de la saturation sur les caractéristiques mécaniques

III.3.1 Angle de frottement

La figure III-6 montre l'évolution de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B. on remarque que pour les densités relatives ($Dr=6$ et 70%), l'angle de frottement au pic de déviateur (déviateur maximal) et à l'état critique (état stable) diminue avec l'augmentation du degré de saturation (B), l'écart entre l'évolution de l'angle de frottement est très important (fig. III-6a) pour l'échantillon lâche par rapport à l'échantillon dense (fig. III-6b). Cette diminution de l'angle de frottement est due au rôle de la saturation dans la diminution de la résistance au cisaillement observé lors des essais drainés et non drainés.

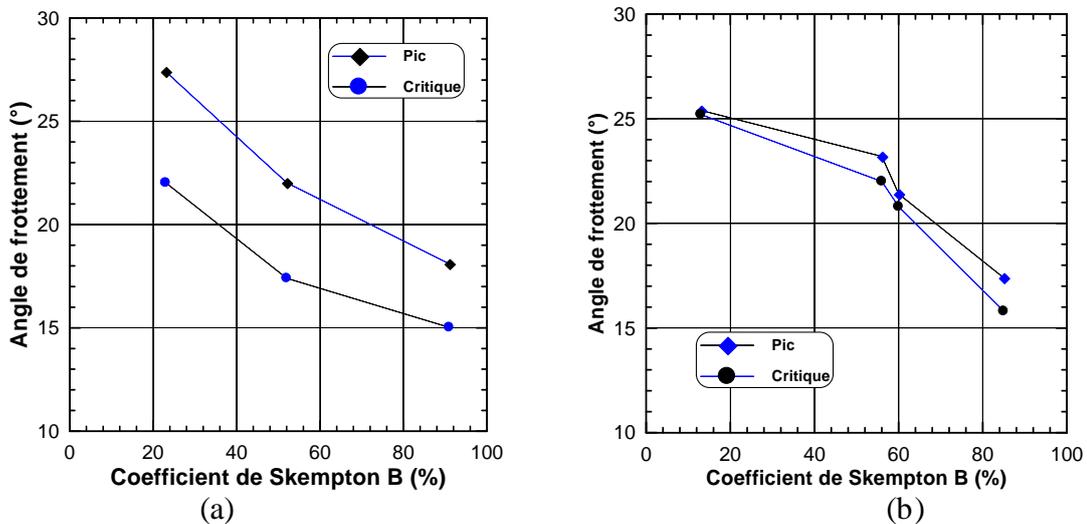


Figure III-6: Evolution de l'angle de frottement en fonction du degré de saturation

III.3.2 Angle de dilatance

La figure III-7 illustre l'influence de la saturation sur l'angle de dilatance pour les deux densités relatives ($D_r=6$ et 70%). On constate que l'angle de dilatance diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B pour les deux densités; cette diminution de la dilatance est due à l'augmentation de la contractance avec l'augmentation du degré de saturation (B)

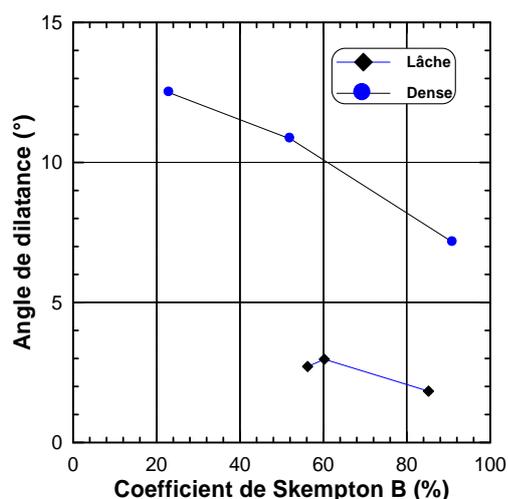


Figure III-7: Evolution de l'angle de dilatance en fonction du coefficient B

III.3.3 Module de Sécant

La figure III-8 montre l'évolution du module sécant E en fonction du coefficient de Skempton B. On remarque que le module sécant diminue avec l'augmentation du coefficient de Skempton B jusqu'à une déformation axiale $\epsilon_1=20\%$ puis tend à se stabiliser pour le sol lâche (fig. III-8a); tandis que pour le sol dense, ce module continue de décroître avec l'augmentation de B (fig.III-8b).

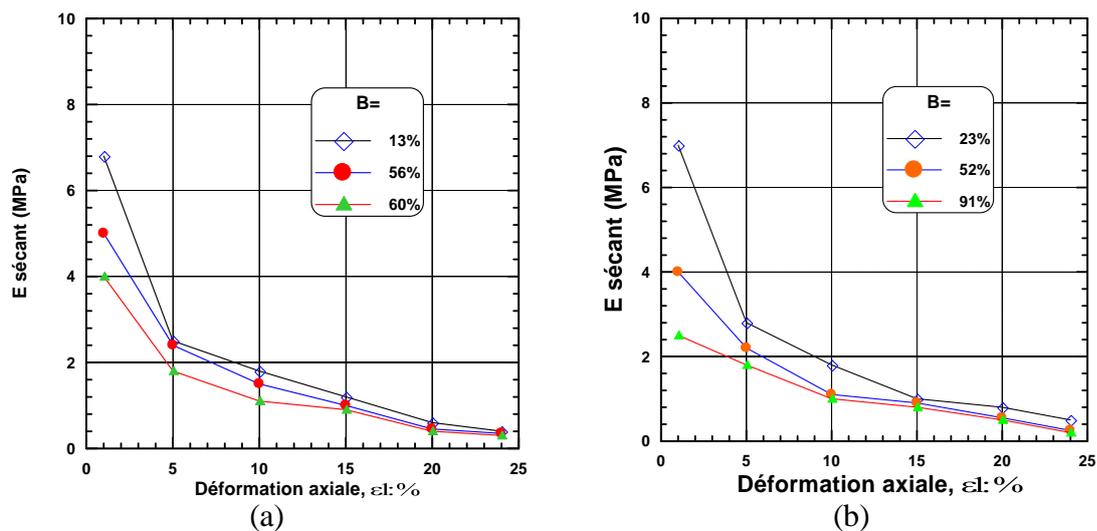


Figure III-8: Evolution du module sécant en fonction du coefficient B

III-4 Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence du degré de saturation sur le comportement d'un sol. Le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés sur des échantillons lâches et denses avec différentes valeurs du coefficient de Skempton B.

Les essais montrent que l'augmentation du coefficient de Skempton B affecte d'une manière importante la déformation volumique. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance, ce phénomène résulte du rôle de la saturation dans la réduction de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance.

Les essais montrent aussi que l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de la résistance du déviateur mobilisé et l'augmentation de la pression d'eau. Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance observé lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal.

Chapitre IV:

Etude de l'Influence d'un Pré-chargement Monotone sur le comportement du sol

CHAPITRE IV : Etude de l'Influence d'un Pré-chargement Monotone sur le comportement du sol

IV.1- Introduction

Dans les sols constitués d'un mélange sable-argile ou sable-limon sont fréquemment rencontrés. Les projets d'aménagement et de construction sur ce type de sols nécessitent une bonne connaissance de leur comportement mécanique.

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 dilatant, il y a un désenchevêtrement qui conduit à une nouvelle structure avec une résistance est plus faible.

Ishihara et Okada (1982) ont étudié l'influence de fortes distorsions préalables sur la résistance à la liquéfaction des sables. Les essais ont été effectués à l'appareil triaxial classique selon deux procédures. Dans la première procédure, le cycle initial est arrêté lorsque la contrainte dévia-torique s'annule ; dans la seconde, le cycle initial est complété par un chargement en extension ou en compression pour annuler la déformation résiduelle. Ils ont montré qu'il y a une faible influence de la déformation préalable sur la résistance au cisaillement cyclique lorsque le chargement préalable se termine par une phase de compression. A l'inverse, lorsque le chargement initial se termine par une phase d'extension, le comportement du sable s'avère beaucoup plus contractant et la résistance au cisaillement cyclique est fortement réduite. Wichmann et al. (2005) trouve qu'un échantillon sans pré-cisaillement initial présente un faible potentiel de liquéfaction ;

alors que les échantillons ayant subi des pré-cisaillements de faible amplitude présentent un très grand potentiel de liquéfaction.

Bouferra et al. (2007) a étudié l'influence du pré chargement sur le comportement cyclique d'Hostun. Il a trouvé que le pré-chargement affecte d'une manière importante la résistance à la liquéfaction, cette dernière diminue avec un pré-chargement de grande amplitude aussi bien en compression qu'en extension. La réduction de la résistance induite par un pré-chargement en compression est plus forte que celle induite par un pré-chargement en extension.

Dans ce chapitre on propose d'étudier en laboratoire le comportement du sable de Chlef l'effet d'un pré-chargement monotone sur la réponse drainé et non drainé. Ces essais nous permettront de bien comprendre l'effet du pré-chargement sur le comportement du sol de Chlef et sur les caractéristiques mécaniques.

IV.2 - Résultats des essais

IV.2.1- Essais de compression drainée

Afin d'étudier l'influence du pré-chargement monotone sur la résistance à la liquéfaction des sables, nous avons effectué une série expérimentale qui a comporté des essais monotone drainés et non drainés sur le sable de Oued Chlef avec un indice de densité initiale $I_d = 0,06$ et $0,70$ en faisant varier le niveau de pré-chargement de ε_1 (déformation axiale) de 1 à 3% pour les essais lâches et de 1 à 3.5% pour les essais denses.

La figure IV.1, 2 montres les résultats des essais monotones drainés de pré-chargement pour les essais sur sol lâche et dense pour des niveaux de déformation axiale ε_1 (déformation axiale) de 1 à 3% et 1 à 3.5% respectivement.

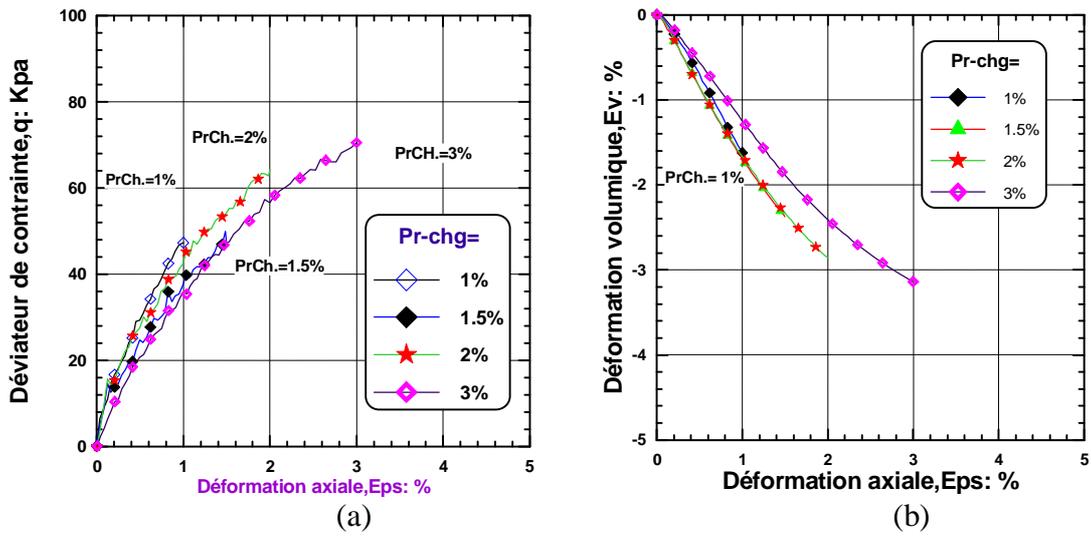


Figure IV-1: Essais drainés de Pré chargement sur sol lâche ($I_d=6\%$)

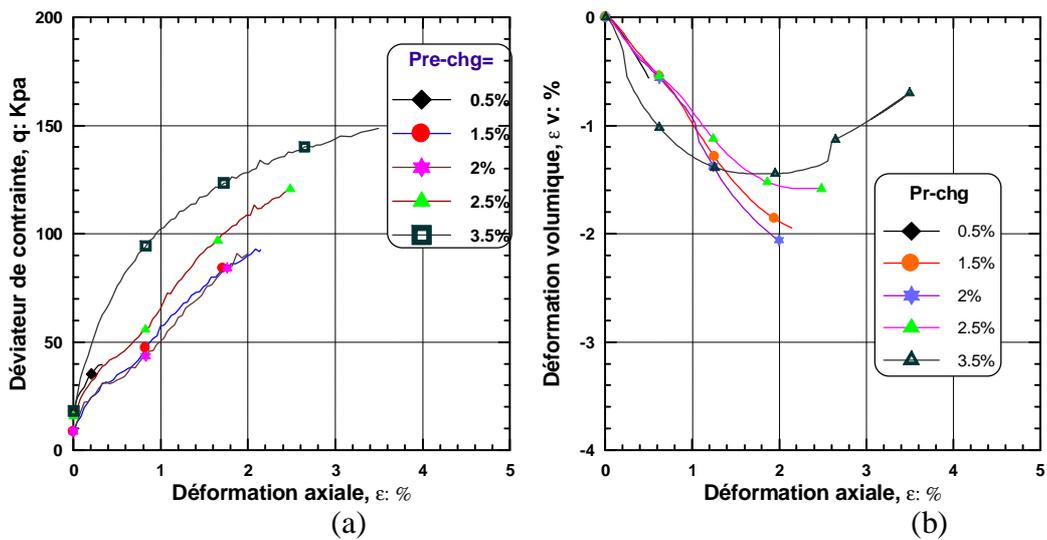


Figure IV- 2: Essais drainés de pré-chargement sur sol dense ($I_d=70\%$)

IV.2.2- Essais de compression non drainée

La figure IV.3 montre les résultats des essais monotones non drainés sur sol lâche pré-chargé. On remarque que la résistance du sol augmente d'une manière significative jusqu'à une déformation axiale $\varepsilon_1=1.5\%$ puis cette résistance diminue avec l'augmentation du niveau de pré-chargement. Cette augmentation de la résistance s'explique par le fait que le sol pré-charge jusqu'à un niveau de pré-chargement $\varepsilon_1=1.5\%$, les grains de sol subissent un enchevêtrement et par conséquent sa résistance augmente; au-delà de ce niveau de pré-chargement, le sol subit un désenchevêtrement des grains et par conséquent il aura une nouvelle structure moins résistante (plus contractante) (fig. IV.3a). La pression interstitielle diminue avec l'augmentation du niveau de pré-chargement jusqu'à un niveau de 1.5% puis ré-augmente avec l'augmentation du niveau de pré-chargement (fig. IV.3b)

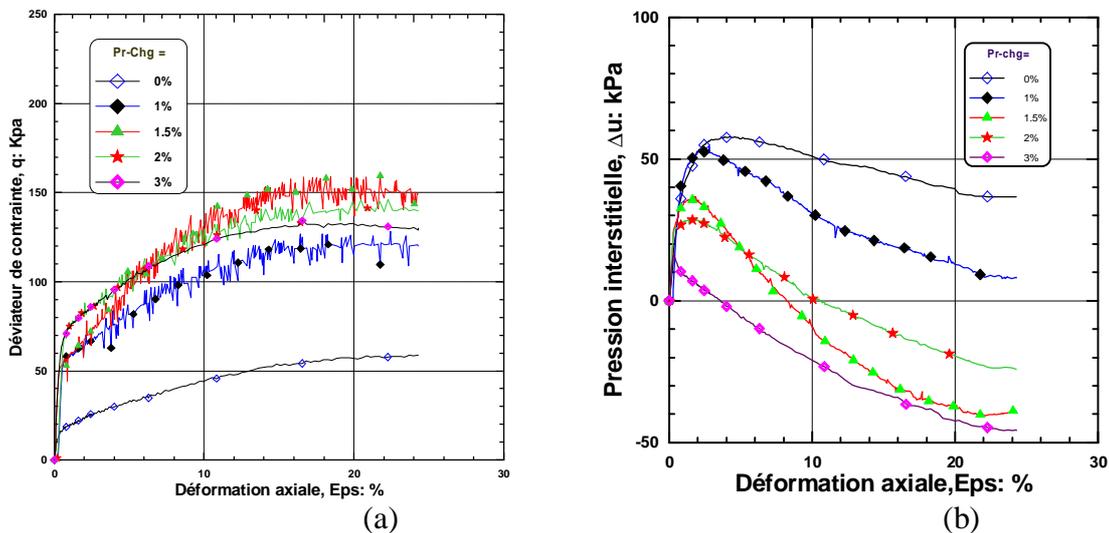


Figure IV-3: Essais de compression non drainée sur sol lâche ($I_d=0.06$)

La figure IV.4 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement non drainée caractérisé par le déviateur de contrainte pour les essais denses. On note que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du niveau de pré-chargement jusqu'à $\varepsilon_1=2.5\%$ puis la résistance diminue avec l'augmentation du niveau de pré-chargement. On note que cette augmentation de la résistance jusqu'à $\varepsilon_1=2.5\%$, s'explique par le fait que le sol subit une densification et voit par conséquent sa dilatance augmentée, au-delà de ce seuil de 2.5% le sol subit effet destructurant donnant lieu à une diminution de la résistance à la liquéfaction (fig4.a). La figure 4b montre l'évolution de la pression interstitielle en fonction du niveau de pré-chargement. On remarque la pression interstitielle diminue avec l'augmentation du niveau de pré-chargement jusqu'à 2.5% puis ré-augmente lorsqu'elle dépasse ce seuil

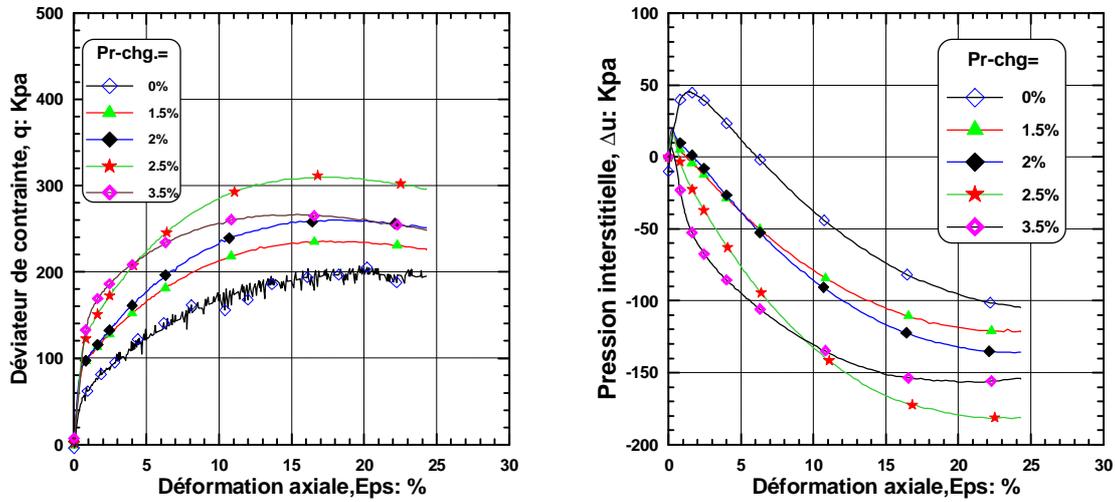


Figure IV-4 : Essais de compression sur sol dense ($I_d=0.70$)

La figure IV.5 montre l'évolution du déviateur de contrainte maximale en fonction du niveau de pré-chargement; On constate que ce déviateur augmente jusqu'à une valeur de 150 kPa correspondante au niveau de pré-chargement de 1.5% puis diminue pour le sol lâche; pour le sol dense, le déviateur de contrainte atteint une valeur maximale de 310 kPa correspondante au niveau de pré-chargement de 2.5% puis diminue avec l'augmentation du niveau de pré-chargement.

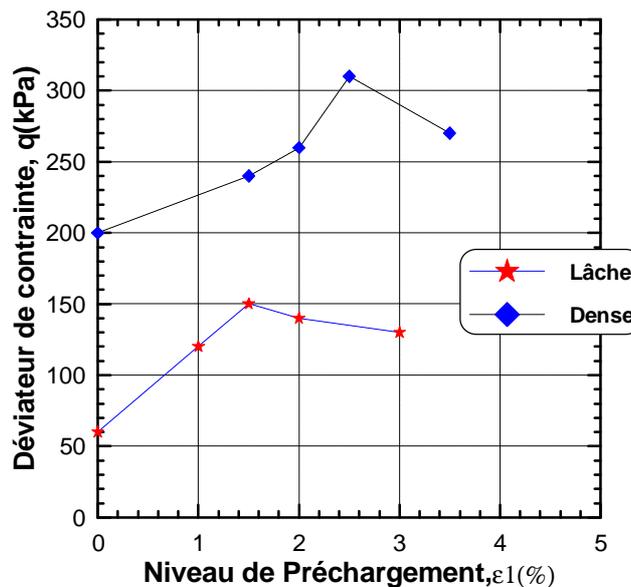


Figure IV- 5: Evolution du déviateur maximal mobilisé en fonction du niveau de pré-chargement

La figure IV.6 montre l'évolution de la pression interstitielle à la fin de cisaillement avec l'augment du niveau de pré-chargement. On remarque que la pression interstitielle diminue jusqu'à une valeur négative de -55 kPa correspondante à un niveau de pré-chargement de 2% puis ré-augmente pour le sol lâche; tandis que pour le sol dense la pression interstitielle continue de diminuer jusqu'à une valeur minimale négative de -180 kpa puis ré-augmente.

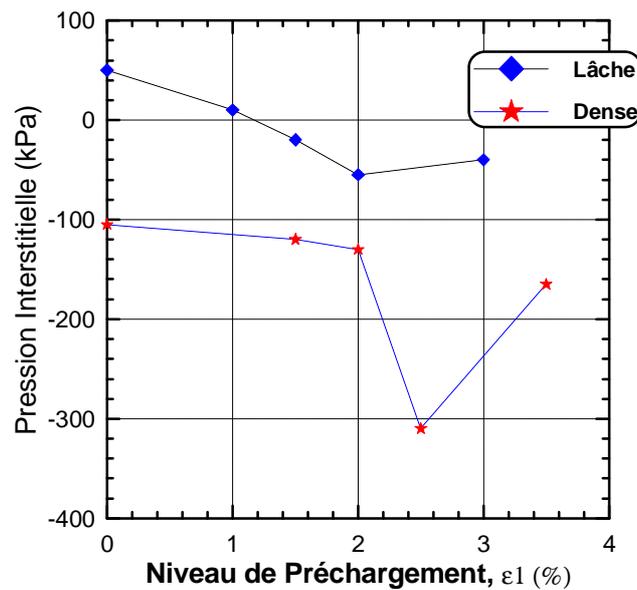


Figure IV- 6: Evolution de la pression interstitielle en fonction du niveau de pré-chargement

Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence du niveau de pré-chargement sur le comportement d'un sol. Le programme expérimental a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés sur des échantillons lâches et denses soumis à des niveaux de pré-chargement variant de 0 à 3.5%.

Les essais montrent que les échantillons de sol soumis à des niveaux de pré-chargement jusqu'à 1.5% pour le sol lâche et 2.5 % pour le sol dense voient leur résistance augmentée; ceci est du faite que le niveau de pré-chargement dans ce domaine a tendance à augmenter la résistance et par conséquence leur comportement dilatant augmente. Au-delà de ces deux seuils, la résistance diminue pour les deux densités; conséquence d'une déstructuration des échantillons donnant lieu à une diminution de leur résistance au cisaillement (augmentation de la contractance).

Conclusions générales

Conclusion générale

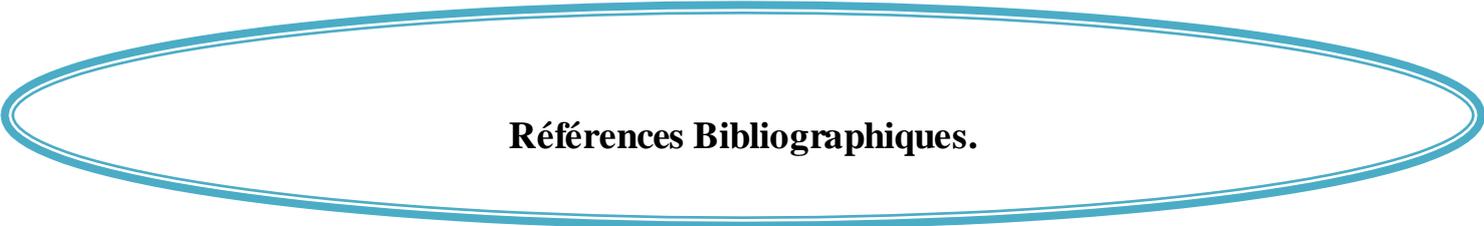
Ce travail a été réalisé pour étudier la liquéfaction des sols et mettant l'accent sur le degré de saturation et niveau de pré-chargement qui sont souvent rencontrés dans la pratique. Il comporté des essais en laboratoire sur divers chemins de chargement et dans différentes conditions des sols.

Les essais montrent que l'augmentation du coefficient de Skempton B affecte d'une manière importante la déformation volumique. Dans l'ensemble cette augmentation se traduit d'abord par une amplification de la phase de contractance, ce phénomène résulte du rôle de la saturation dans la réduction de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance.

Les essais montrent aussi que l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skempton B conduit à une diminution de la résistance du déviateur mobilisé et l'augmentation de la pression d'eau. Cette augmentation de la pression d'eau résulte du rôle du degré de saturation dans l'augmentation de la phase de contractance observé lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance au déviateur. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre bien le rôle du degré de saturation dans la réduction de la pression moyenne effective et du déviateur maximal.

Les essais montrent que les échantillons de sol soumis à des niveaux de pré-chargement jusqu'à 1.5% pour le sol lâche et 2.5 % pour le sol dense voient leur résistance augmentée; ceci est du au faite que le niveau de pré-chargement dans ce domaine a tendance à augmenter la résistance et par conséquence leur comportement dilatant augmente. Au-delà de ces deux seuils, la résistance diminue pour les deux densités; conséquence d'une déstructuration des échantillons donnant lieu à une diminution de leur résistance au cisaillement (augmentation de la contractance).

Le pré-chargement jusqu'à une certaine déformation axiale a tendance à augmenter la résistance, au-delà à un effet déstructurent conduisant à une nouvelle structure de sol moins résistante



Références Bibliographiques.

Références Bibliographiques

- A. Arab. (2008) :** « *Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique* »
Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologie d'Oran.
- A. Hazen,** "Hydraulic fill dams", American Society of Civil Engineers-Transactions,
Vol.83, 1920, pp.1713-1745.
- Been K. & Jefferies M.G. (1985):** «*The critical parameter of sands*», Geotechnique, Vol. 41,
N° 3, pp. 365-382.
- Benhmed N. Canou J. & Dupla J.C. (2004):** «*Structure initial et propriétés de liquéfaction
statique d'un sable* », Comptes Rendus de Mécanique, Elsevier, 332, pp.887-894.
- Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975):** «*A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress
path testing*», Géotechnique, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.
- Bouckovolas G.D, Andria noppoulos K.I, Papadimitriou A.G. (2002):** « *Actitical state
interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands*», Soil Dynamic and
earthquake engineering", Vol. 23, issue 2, pp. 115-125.
- Boufferra 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., (2007):** « *Influence of fines on the resistance to liquefaction of
a clayey sand*», Ground Improvement 8, No 1, 1-5.
- Casagrande, A., (1936).** «*Characteristics of cohesion less Soils affecting the stability of
slopes and earth fills*». Journal of the Boston Society of CIVIL Engineers, January. Reprinted
in Contributions to soil Mechanics 1925-1940. ASCE, Oct. 1940.
- Canou J. (1989):** «*Contribution l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un
sable*», Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, Paris.
- Canou J. & Elhachem M. (1989):** «*Effet de structure et liquéfaction statique d'un sable
lâche*», 12^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Rio
de Janeiro.
- Chaney R.C. (1978):** « *Saturation effects on the cyclic strength of sands*», Earthquake
Engineering and Soil dynamics, ASCE, Vol. 1, pp. 342-358.
- 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.

De gregorio V.B. (1990): «*Loading system, sample preparation, and liquefaction*», Journal of Geotechn. Engineering, Vol. 116, N°5, pp. 805-821.

Finn W.D.L., Emery J.J. & Gupta Y.P. (1970): «*A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake*», proceedings, 3rd European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262.

Giroud P. & Cordary D. (1976) : «*Variation du coefficient de Skempton B* », Annales de I.T.B.T.P., N°335.

Hoeg K., Dyvik R. & Sandbaekken G. (2000): «*Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens*», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, N° 7, pp.606-617.

Ishihara K. & Okada S. (1978): «*Effects of stress history on cyclic behavior of sands*», Soils Found., 18(4), 31-45.

Ishihara K. et Takutsu H (1979): «*effects of overconsolidation and K₀ conditions the liquefaction characteristics of sands*», Soils and Foundations, Tokyo, Japon, PP. 59-68.

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. (1985) : «*Stability of natural deposits during earthquakes*», proc. 11th 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 33rd Rankine lecture, Geotechnique, 43(3), pp. 351-415.

J.L.H. Grozic, P.K. Robertson, and N.R. Morgenstern (Received May 20, 1999. Accepted December 9, 1999 Published on the NRC Research Press website on August 11, 2000) «*Cyclic liquefaction of loose gassy sand*» Geotechnical Group, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, 220 Civil–Electrical Engineering Building, Edmonton, AB T6G 2G7, Canada.

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.

Ladd R.S. (1974): «*Specimen Preparation and liquefaction of sands*», Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, N° GT 10, pp. 1180-1184.

Ladd R.S. (1977): « *Specimen Preparation and cyclic stability of sands*», Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, N° GT 6, pp. 535-547.

Lade P.V. ET Hernandez S.B. (1977): « *Membrane penetration effects in undrained tests* », Journal of Geotechnical Engineering division, ASCE, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125.

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.

Luong M.P. (1980) : « *Phénomène cycliques dans les sols pulvérulents*», revue Française de géotechnique, N°10, pp. 39-53.

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,

M. Belkhatir a, *, A. Araba, N. Della a, H. Missoum b, T. Schanzc (2010): « *Influence of*

inter-granular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils” 1631-0721/\$ – see front matter © 2010 Académie des sciences. Published by Elsevier Masson SAS. All rights reserved. doi:10.1016/j.crme.2010.04.002

Menzies M. (988) :«*A computer controlled hydraulic triaxial testing system*», Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM Philadelphia, pp 82-94

Mullis 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.

Miura S. & Toki S. (1982): «*A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand*», Soils and Foundations, Vol. 22, N° 1, pp. 61-77.

Mullis J.P., Townsend F.C., et Horz R.C. (1978): « *Triaxial testing techniques and sand liquefaction*», ASTM STP 654, Dynamic Geotechnical Testing, pp. 265-279

N. Della a, A. Arab a, M. Belkhatir a, H. Missoum b « *Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction*” Journal CRM (CRAS), Vol.337, Juillet 2009,pp. 282-290.

Oda M. (1972): «*Initial fabrics and their relation to mechanical properties of granular material*», Soils and Foundations, Vol. 12, N° 1, pp. 17-36.

R. Bouferra; N. Benseddiq; and I. Shahrour, “*Saturation and Preloading Effects on the Cyclic Behavior of Sand*”, International Journal of Geomechanics, ASCE/September/October 2007.

Robinet J.C., Mohkam M., Doanh D. & Torrenti J.M. (1983) : « *Amélioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons* », 18ème Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.

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., Idriss I.M. et Lee K.L. (1975): « *Dynamics analysis of the slide in the lower San Fernando dam during the earthquake of February 1971* », Journal Geotechnical Engineering, division ASCE, vol. 101, GT 9, PP. 889-911.

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, Molenkanp F, Torii T. & Hino T. (1984): « *Behavior of lubrication layers of platens in element tests* », Soil and foundations, Vol.24, n°1, March, p.113-128.

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.

Vaid P.Y. & Negussey D. (1984): « *Relative density of pluviated sand samples* », Soils and Foundations, Vol. 24, N° 2, pp. 101-105.

Vaid P.Y., Chung E.K.F. & Kuerbis R.H. (1990): « *Stress path and steady state* », Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, pp.1-7.

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.

Yoshimi, Y., Yanaka, K. and Tokimatsu, K. (1989): « *Liquefaction resistance of partially saturated sand* », Soils and Foundations, 29(2), 157-162.

Yoshimi Y. Tanaka K. & Tokimatsu K. (1989): « *Liquefaction resistance of a partially saturated sand* », Soils and Foundations, vol. 29, n°3, pp. 157-162.

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