

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Géotechnique

Présenté par:

BOUZIANI Wahiba

MOUISSI Chiraz Zohra

Sujet du mémoire

***Investigation expérimentale sur l'effet
des modes de déposition et de la teneur
en eau de préparation sur la résistance
au cisaillement d'un sol granulaire***

Soutenu publiquement le

devant le jury composé de:

M. KERROUM	Nadir	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. DJEBLI	Benyagoub	Examineur
M. CHIKH	Abdelbaki	Examineur
M. BOUAKKAZ	Khaled	Examineur

Promotion: 2023-2024

REMERCIEMENTS

En premier lieu on remercie Dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour accomplir ce modeste travail.

*Derrière ce travail se cache la présence, le support et l'ouverture d'esprit de notre enseignant et promoteur **Pr. KRIM Abdallah** Nous le remercions de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé et surtout pour sa confiance totale en nous et sa patience tout au long de ce travail.*

*Notre profond respect va à notre enseignant monsieur **KERROUM Nadir**, Pour avoir accepté de présider le jury et d'apprécier la qualité de notre Travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciements aux membres du jury **DR. DJEBLI Benyagoub** et **Pr. CHIKH Abdelbaki** et **Pr. BOUAKKAZ Khaled** de nous avoir fait l'honneur d'accepter de juger ce travail.*

Nous exprimons également notre profonde gratitude à tous les enseignants du département de génie civil, à tous ceux et celles qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de ce travail.

Enfin, On voudrait remercier très chaleureusement nos parents et nos familles, qui ont été nos plus fidèles supports et qui nous ont aidé à traverser cette période importante de notre vie qui couronne nos études.

DEDICACES

Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux

*C'est avec profonde gratitude et sincérité, que je voudrais dédier ce modeste travail de fin d'étude A mon très cher père **Abdelkader Mouissi** qui est pour moi ma référence en matière de honnêteté intellectuelle ,de rigueur ,c'est pour cette raison que je tiens à l'honorer et de être à la hauteur de la confiance , l'éducation ,qu'il m'a donné et les principes dont il m'a toujours nourri.*

Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension... Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi.

Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployé avec maman qui m'a accompagné tout le long de ma vie et plus particulièrement au cours de mon cursus scolaire et universitaire. Je t'aime papa et j'implore le tout-puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse.

Chiraz Zohra

DEDICACES

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie mon travail ;

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou je dise, je ne serai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotés à toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes cotés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes très chères sœurs Souad, Fatima, Ghezlane et mon cher frère Toufik.

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

Wahiba

Sommaire

ملخص.....	1
Résumé.....	2
Abstract.....	3
Liste des symboles.....	4
Liste des figures	5
Liste des tableaux	10
Introduction générale.....	11

Chapitre 1: Introduction aux caractéristiques et comportements des sols

1.1. Introduction.....	13
1.2. Propriétés des sols.....	13
1.2.1. Sol grenus.....	13
1.2.2. Sols fins.....	13
1.3.3. Plasticité et résistance au cisaillement.....	14
1.3.1. Déformation réversible et déformation irréversible.....	14
1.3.2. Courbe intrinsèque de Caquot.....	15
1.3.3. Loi de coulomb.....	16
1.3.4. Comportement à court terme et à long termes.....	16
1.3.4.1. Sols grenus.....	16
1.3.4.2. Sols fins.....	16
1.3.5. Essai de cisaillement et détermination de la courbe intrinsèque.....	16
1.3.5.1. Appareil triaxial.....	17
1.3.5.2. Essais à la boîte de cisaillement.....	17
1.3.6. Modèle simplifié du comportement des sols en cisaillement.....	18
1.3.6.1. Sols pulvérulents (sols non cohérents: sables, graviers).....	18
1.3.6.2. Sols fins saturés (sols cohérents: argiles, limons).....	18

1.3.6.2.1. Essai consolidé drainé CD.....	19
1.3.6.2.2. Essai consolidé non drainé CU.....	19
1.3.6.2.3. Essai non consolidé non drainé UU.....	19
1.4. Conclusion.....	20

Chapitre 2: Synthèse bibliographique sur le comportement des sols

2.1. Introduction.....	21
2.2. Essai à la boîte de cisaillement direct (Casagrande).....	21
2.3. Essai à monotone l'appareil triaxial.....	22
2.3.1. Essai Drainé.....	22
2.3.2. Essai non Drainé.....	23
2.4. Paramètres influents le comportement des sols.....	25
2.4.1. Influence de la structure du sol.....	25
2.4.2. Effet de la variation de densité relative.....	26
2.4.3. Influence de l'état de contrainte initiale	29
2.4.4. Influence de la granulométrie.....	30
2.4.5. Influence du confinement.....	30
2.4.6. Influence de la saturation.....	32
2.4.7. Influence de la teneur en fines.....	35
2.4.8. Influence des mode de déposition.....	37
2.4.9. Influence du Pré-cisaillement.....	42
2.5. Conclusion.....	43

Chapitre 3: Modes de déposition des sols

3.1. Introduction.....	44
3.2. Modes de dépôt.....	45
3.2.1. Déversement à sec (DS).....	45
3.2.2. Sédimentation (WS).....	45
3.2.3. Placement humide (MP).....	45

3.2.4. Préparation par sous compaction.....	46
3.3. Dispositif de pluviation du sable.....	47
3.3.1. Eléments de bibliographie sur les différents dispositifs de pluviation.....	47
3.3.2. Description du dispositif de pluviation.....	54
3.3.2.1. Réservoir	57
3.3.2.2. Corps cylindrique.....	57
3.3.2.3. Diffuseur.....	58
3.3.2.4. Système de remontée du pluviateur.....	58
3.4. Conclusion.....	58

Chapitre 4: Dispositif expérimental et caractéristiques du sol utilisé

4.1. Introduction.....	59
4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé.....	59
4.2.1. Analyse granulométrique.....	60
4.2.1.1. Définition.....	60
4.2.1.2. But de l'essai.....	60
4.2.1.3. Matériels utilisés.....	60
4.2.1.4. Appareillages.....	61
4.2.1.5. Préparation de l'échantillon.....	61
4.2.1.6. Conduite de l'essai.....	62
4.2.1.7. Expression des résultat.....	62
4.2.2. Essai au pycnomètre.....	64
4.2.2.1. But de l'essai.....	64
4.2.2.2. Principe de l'essai.....	64
4.2.2.3. Appareillage.....	64
4.2.2.4. Exécution des essais.....	64
4.2.2.5. Masse volumique des grains solides (ρ_s).....	65
4.2.2.6. Masse volumique sèche (ρ_d).....	65

4.2.2.7. Indice des vides (e).....	65
4.3. Dispositif expérimental.....	66
4.3.1. Objectif et exigences.....	66
4.3.2. Appareillage utilisé.....	66
4.3.3. Principe de fonctionnement.....	68
4.3.4. Mode opératoire.....	68
4.3.5. Préparation de l'échantillon.....	68
4.3.6. Lecture des résultats d'essais.....	69
4.3.7. Fin de l'essai.....	69
4.3.8. Déroulement de l'essai.....	69
4.3.9. Expression des résultats.....	70
4.4. Conclusion.....	70

Chapitre 5: Résultats des essais réalisés et discussions

5.1. Introduction.....	71
5.2. Présentation et discussion des résultats typiques.....	71
5.2.1. Essais effectués à l'état lâche ($D_r = 10\%$).....	71
5.2.1.1 Sable naturel sec ($w = 0\%$).....	71
5.2.1.2. Sable naturel avec 3% d'eau.....	72
5.2.1.3. Sable naturel avec 5% d'eau.....	72
5.2.1.4. Sable naturel avec 7% d'eau.....	73
5.2.2. Essais effectués à l'état dense ($D_r = 80\%$).....	74
5.2.2.1. Sable naturel sec ($w = 0\%$).....	74
5.2.2.2. Sable naturel avec 3% d'eau.....	74
5.2.2.3. Sable naturel avec 5% d'eau.....	75
5.2.2.4. Sable naturel avec 7% d'eau.....	76
5.3. Conclusion.....	7

Chapitre 6: Etude paramétrique

6.1. Introduction.....	77
6.2. Effet des modes de dépôt.....	77
6.3. Effet de la teneur en eau sur la contrainte de cisaillement maximale.....	79
6.4. Effet de la contrainte normale sur la contrainte de cisaillement maximale.....	80
6.5. Effet de la densité relative sur la contrainte de cisaillement maximale.....	81
6.6. Variation des caractéristiques mécaniques.....	82
6.7. Conclusion.....	83
Conclusion générale et perspectives.....	85
Références bibliographiques.....	87

ملخص

يصف علم الجيوتقنية حالات كثيرة جدا من الخسائر المرتبطة بانهيار في الأرض خاصة و غالبا ما يتم فقدان جزء كبير ، من مقاومتها للقص .هذه الانهيارات تستلزم دراسة السلوك الميكانيكي للتربة الطبيعية التي تعتمد على عدة معايير أولية مثل الكثافة ,الاحتواء و طريقة الترسيب .و الهدف من هذا المشروع هو دراسة تأثير عدد من المعلمات على الخصائص و السلوك الميكانيكي للتربة في منطقة الشلف .خلال هذا البحث سنجري عدة اختبارات باستخدام آلة مربع القص المباشر .لقد وجد أن قوة القص تتحسن بزيادة الكثافة النسبية والضغط الطبيعي .كما أن طريقة الوضع الجاف تعطي عينات أكثر مقاومة من تلك التي يتم تحضيرها بواسطة وضع الرطب ، مع وجود محتويات مائية تعاقب على سلوك التربة وزاوية الاحتكاك ، ولكن من ناحية أخرى تكون مواتية لتماسك الأرض.

الكلمات المفتاحية: الرمل، السلوك، القص، المعلمات، الخصائص الميكانيكية، زاوية الاحتكاك

Abstract

Geotechnical literature describes numerous cases of loss associated with specific breaks and often spectacular floor, where it suddenly seems to lose much of its shear strength. These failures necessitates a study of the mechanical behavior of natural soils depends on several initial parameters such as relative density, applied normal stress and mode of deposition. The purpose of this work is to study the influence of a number of parameters on the mechanical characteristics of the soil in the Chlef region. During this investigation we will conduct laboratory tests series using the direct shear box. It has been found that shear strength is improved by increasing relative density and normal stress. Also the dry pluviation method gives samples more resistant than those prepared by wet placement, with water contents penalizing for the behaviour of the soil and the frictional angle, but on the other hand favorable for the cohesion of the ground.

Keywords: sand, behavior, shear parameters, mechanical characteristics, frictional angle.

Résumé

La littérature géotechnique décrit de très nombreux cas de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement. Ces ruptures rendent nécessaire une étude du comportement mécanique des sols naturels qui dépend de plusieurs paramètres initiaux comme la densité relative initiale, la contrainte normale appliquée et le mode de déposition. Le but de ce travail est l'étude de l'influence d'un certain nombre de paramètres comme la densité relative, la contrainte normale appliquée, le mode de déposition, sur les caractéristiques mécaniques du sol de la région de Chlef. Au cours de cette investigation nous allons mener une campagne d'essais de laboratoire au moyen de la boîte de cisaillement direct. Il a été trouvé que la résistance au cisaillement est améliorée par une augmentation de la densité relative et de la contrainte normale. Aussi la méthode de pluviage à sec donne des échantillons plus résistants que ceux préparés par placement humide, avec des teneurs en eau pénalisantes pour le comportement du sol et l'angle de frottement, mais par contre favorables pour la cohésion du sol.

Mots-clés: sable, comportement, cisaillement, paramètres, caractéristique mécaniques, angle de frottement.

Liste des symboles

Liste des symboles

ϕ [°]	Angle de frottement du sol
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle
$\Delta \sigma$ (kPa)	Variation de contraintes
$\Delta \sigma'$ (kPa)	Variation de contraintes effective
σ' (kPa)	Contrainte effective
τ_{cyc} (kPa)	Déviateur de contrainte cyclique
σ'_0 (kPa)	Contrainte verticale effective en place
FS	Facteur de sécurité
η	Rapport de contrainte
ID	Indice de densité
D_r (%)	Densité relative
q_{max} (kPa)	Valeur du déviateur maximal
σ_c (kPa)	Pression de confinement
K_σ	facteur de correction
B	Coefficient de Skempton
C_c	Coefficient de courbure du matériau
RCC	Résistance au cisaillement cyclique
C_u	Coefficient d'uniformité du matériau
e_{max}	Indice de vides maximum
e_{min}	Indice de vides minimum
e	Indice de vides global

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I:

Figure I.1: Déformation réversible et irréversible.....	14
Figure I.2: Courbe intrinsèque de Cacquot.....	15
Figure I.3: Droite intrinsèque de Cacquot.....	15
Figure I.4: Droite de Coulomb regroupe les points de rupture.....	16
Figure I.5: Composants d'un appareil triaxial.....	17
Figure I.6: Composants de la boîte de cisaillement.....	18
Figure I.7: Phénomène de dilatance.....	18
Figure I.8: Courbe intrinsèque du squelette du sol a long terme « essai CD ».....	19
Figure I.9: Courbe intrinsèque du squelette du sol a court terme «essai UU».....	20

Chapitre II

Figure II.1: Principe d'un essai de cisaillement direct (Casagrande.1975).....	22
Figure II.2: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee 1965).....	23
Figure II.3: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee.1965).....	23
Figure II.4: Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande 1975).....	24
Figure II.5: Variation du volume sous chargement monotone (Habib et Luong 1978).....	24
Figure II.6: Cisaillement drainé typique d'un sable à l'appareil triaxial.....	26
Figure II.7: Cisaillement non drainé typique d'un sable à l'appareil triaxial.....	26
Figure II.8: Comportement des matériaux granulaires lâches et denses (Casagrande, 1936).....	27
Figure II.9: Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro, 1969).....	28
Figure II.10: Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al. 1986).....	28
Figure II.11: Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al. 2011).....	29

Figure II.12: Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos (Della et al., 2010).....	29
Figure II.13: Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (d'après Seed & Peck, 1976).....	30
Figure II.14: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).....	30
Figure II.15: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des Sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).....	31
Figure II.16: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).....	32
Figure II.17: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).....	32
Figure II.18: Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1976 et 1984).....	33
Figure II.19: Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse drainée du sable de Chlef (Della et al., 2009).....	33
Figure II.20: Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009).....	34
Figure II.21: Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse non drainée du sable d'Hostun RF (Arab et Shahrour, 2009).....	34
Figure II.22: Essais triaxiaux non drainés sur un mélange sable Hostun-argile Kaolin (Bouferra et Shahrour, 2001).....	35
Figure II.23: Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (Arab, 2009).....	36
Figure II.24: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Arab, 2009).....	36
Figure II.25: Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab, 2009).....	37
Figure II.26: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés pour un état lâche du sable: (a) courbes de cisaillement; (b) chemins des contraintes effectives Benahmed et al. (2004).....	38
Figure II.27: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal (Della et al., 2009).....	39
Figure II.28: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic (Della et al., 2009).....	39

Figure II.29: Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle (Della et al., 2010) a) pluviation à sec, b) placement humide.....40

Figure II.30: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).....41

Figure II.31: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1^{ère} série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).....41

Figure II.32: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2^{ème} série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).....41

Figure II.33: Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (Zlatovic et Ishihara, 1997). (a). Diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fines. (b). Diminution de la résistance puis ré-augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines.....42

Figure II.34: Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, (qs): déviateur, sable dense ($D_r = 70\%$); sable lâche ($D_r = 50\%$); (Hyodo et al., 1991).....43

Chapitre III:

Figure III.1: Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables. (a) Canou (1989) ; (b) Vaid et al. (1999).....44

Figure III.2: Préparation par déversement à sec.....45

Figure III.3: Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW).....45

Figure III.4: Préparation par sous compaction (Ladd, 1978).....47

Figure III.5: Premiers appareils de pluviation (Kolbuszewski, 1948) (a) pluviation sous air; (b) pluviation sous eau.....48

Figure III.6: Pluviateur à plusieurs tamis (Miura and Toki, 1982).....48

Figure III.7: Influence de la hauteur de pluviation et du débit sur l'indice de densité (Miura and Toki, 1982).....49

Figure III.8: Pluviateur à plusieurs tamis (Rad and Tumay, 1987).....50

Figure III.9: Influence de l'intensité de déposition et de l'ouverture de la maille des tamis Sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).....50

Figure III.10: Influence du nombre de trous et de leur disposition l'intensité de déposition sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).....50

Figure III.11: Influence de la hauteur de chute et de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).....51

Figure III.12: Influence du nombre de tamis et de la distance entre tamis sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).....52

Figure III.13: Pluviateur à hauteur de chute variable (Levacher et al.,1994).....	52
Figure III.14: Pluviateur à hauteur de chute constante (Levacher et al.,1994).....	53
Figure III.15: Influence de la hauteur de chute (Levacher et al.,1994).....	53
Figure III.16: Mécanisme de pluviation avec formation de la « couche énergétique » pour les faibles vitesses de chute (Cresswell et al., 1999).....	54
Figure III.17: Comparaison entre le mécanisme de densification entre la méthode de pluviation et de déversement (Cresswell et al.,1999).....	55
Figure III.18: Schéma de principe du processus de pluviation avec diffuseur.....	56
Figure III.19: Schéma de base du pluviateur avec dispositif de relevage.....	56
Figure III.20: Vue du pluviateur avec dispositif de relevage.....	57
Figure III.21: Schéma de la partie principale du pluviateur.....	57
Figure III.22: Vue des grilles avec différents diamètre et nombre de trous.....	59

Chapitre IV:

Figure IV.1: Photo du sable naturel d'Oued Chlef.....	59
Figure IV.2: Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.....	60
Figure IV.3: Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.....	61
Figure IV.4: Courbe granulométrique du sable de Chlef.....	62
Figure IV.5: Essai au pycnomètre.....	64
Figure IV.6: Photo de la boîte de cisaillement de direct du laboratoire de mécanique des sols.....	67
Figure IV.7: Schéma de disposition.....	67

Chapitre V:

Figure V.1: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 0\%$ à l'état lâche: (a) Variation de la contrainte de cisaillement, en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....	72
Figure V.2: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 3\%$ à l'état lâche: (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....	72
Figure V.3: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 5\%$ à l'état lâche: (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....	73
Figure V.4: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 7\%$ à l'état lâche: (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation de la déplacement vertical en fonction de la déplacement horizontal.....	73

Figure V.5: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 0\%$ à l'état dense: (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction du déplacement horizontal; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....74

Figure V.6: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 3\%$ à l'état dense: (a) Variation de la contrainte cisaillement, en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....75

Figure V.7: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 5\%$ à l'état dense: (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....75

Figure V.8: Comportement du sable d'oued Chlef naturel avec $w = 7\%$ à l'état dense:
(a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontale; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....76

Chapitre VI :

Figure VI.1: Comportement du sable d'oued Chlef naturel à 100 kPa. (a) état lâche (b) état dense.....78

Figure VI.2: Comportement du sable d'oued Chlef naturel à 200 kPa (a) état lâche (b) état dense.....78

Figure VI.3: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 50 kPa (a) état lâche (b) état dense.....78

Figure VI.4: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 100 kPa (a) état lâche (b) état dense.....78

Figure VI.5: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 200 kPa (a) état lâche (b) état dense.....79

Figure VI.6: Effet du confinement sur le comportement du sable naturel de Chlef l'état lâche.....79

Figure VI.7: Effet du confinement sur le comportement du sable naturel de Chlef l'état dense.....80

Figure VI.8: Effet de la densité relative sur le comportement du sable naturel de Chlef.....80

Figure VI.9: Effet de la densité sur le comportement du sable naturel de Chlef.....81

Figure VI.10: Effet des modes de dépôt et de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques du sable naturel de Chlef à l'état lâche.....81

Figure VI.11: Effet des modes de dépôt et de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques du sable naturel de Chlef à l'état dense.....82

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 2.1: Contrainte de rupture déviatorique du sol renforcé.....	45
Tableau 2.2: Summary of the physical and engineering properties of the tested jute fiber material.....	48
Tableau 4.1: Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.....	61
Tableau 4.2: Résultats de l'analyse granulométrique.....	62
Tableau 4.3: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel de Chlef.....	63
Tableau 4.4: Caractéristiques physiques du sable naturel de Chlef.....	65

Introduction générale

Introduction générale

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte - déformation permet entre autres, de déterminer sa capacité portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènement, pentes, les talus naturels ou artificiels, etc. La structure des sols grenus met en oeuvre des forces intergranulaires relativement petites. En revanche, les forces intergranulaires des fines plastiques sont relativement grandes (Mitchell, 1993). Les sables limoneux peuvent être considérés comme une matrice se composant de deux submatrices: l'une à gros grains constituée des particules de sable et d'autre à grains fins à composition de fines (Thevanayagan, 1998).

Il est actuellement communément admis que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial, en termes d'indice de densité et d'état de consolidation. Les données recueillies après les différents séismes indiquent que les dégâts occasionnés par la liquéfaction se sont produits dans des sites contenant des sables limoneux et des limons sableux (Ishihara et al. 1980; Seed et Harder, 1990), en particulier un autre type de structure de sol observé dans un sable limoneux est la structure métastable. A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules sont inoccupés, les fines occupent juste les points de contact entre les grains durant l'effondrement de la structure du sol.

La présence des fines dans les sols a pris une part grandissante dans les études du comportement mécanique de ces sols. Les résultats des études sont controversés quant à la présence de ces fines. Des études dans plusieurs laboratoires ont montré que l'augmentation de la teneur en fines et la teneur en eau dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang et al. 1982; Amini et Qi 2000). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester, 1994; Bouferra et Shahrour, 2003). A partir d'essais de compression monotone réalisés par Lade et Yamamuro (1997) à l'appareil triaxial sur un mélange sable - limon de densité moyenne, Yamamuro et Convert (2001) concluent que la présence d'une petite quantité de fines semble conduire à un comportement contractant seulement durant le cisaillement initial. Par la suite, le caractère dilatant du squelette formé par les particules de sable est mobilisé et la résistance augmente. Ceci est conforme aux résultats de Polito et Martin (2001), pour qui les sols avec une matrice de limon prédominante ont une résistance à la liquéfaction plus faible que celle des sols avec une matrice de sable prédominante pour la même densité relative. Dans ce contexte, nous envisageons d'étudier le comportement mécanique d'un sable naturel appartenant à la région de Chlef, provenant des berges d'Oued Chlef et considéré comme un sable de référence à cause de l'instabilité avérée des couches constituées de ce sable et l'apparition du phénomène de liquéfaction au cours des différents événements sismiques majeurs qu'a connu la région (1954 et 1980). Dans cette étude on touche aussi à l'influence de quelques paramètres caractérisant l'état initial comme le mode de dépôt, la teneur en eau, la densité relative et le confinement.

Ce travail a été préparé et structuré en six chapitres:

Le premier chapitre présente des éléments bibliographiques sur le comportement des sols et plus particulièrement les sols sableux.

Le deuxième chapitre regroupe les différents paramètres influençant le comportement d'un sol sableux.

Dans le troisième chapitre, on présente une description des différentes méthodes de préparation des échantillons correspondants aux modes de dépôt des sols dans la nature.

Le quatrième chapitre comporte le dispositif expérimental utilisé et le protocole des essais adopté, ainsi que les caractéristiques du matériau (sol) sujet aux différents essais de comportement.

Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des résultats typiques des essais de cisaillement sur l'effet de la présence de l'eau sur le comportement mécanique du sable de Chlef. On discute aussi de l'influence de quelques paramètres sur le comportement de sol étudié.

Le dernier chapitre est consacré à une étude paramétrique sur l'influence des modes de dépôt avec différents pourcentages de la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef.

Chapitre 1:

Introduction aux caractéristiques et comportement des sols

Chapitre 1: Introduction aux caractéristiques et comportements des sols

1.1. Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblais et talus...) il est nécessaire de connaître la résistance du sol. La résistance peut être évaluée à partir d'essai triaxial, essai de compression simple, essai CBR, essai pressiométrique, essai triaxial. Lorsqu'un système de force est appliqué à un volume de sol il se développe des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces dites «surfaces de glissement ou de rupture».

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture au moment de la rupture. Le but pratique de l'essai est donc de déterminer la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ qui représentent les caractéristiques intrinsèques du sol. Les appareils les plus communément utilisés dans l'étude de l'évolution de la résistance des sols aux différentes sollicitations sont: la boîte de cisaillement rectiligne et l'appareil triaxial. En général, le comportement d'un sol est intimement lié aux propriétés de celui-ci.

1.2. Propriétés des sols

Un sol est le produit de décomposition mécanique ou physico-chimique de roches. C'est le mélange d'une fraction granulaire plus ou moins importante et d'une fraction argileuse plus ou moins portante.

Le but des essais d'identification est d'analyser la part relative des deux fractions pour préjuger du comportement du sol dans sa globalité. Il est parfois nécessaire de réaliser des essais de comportement.

Les forces d'attraction intergranulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) influencent le comportement des sols pour les grains de dimension très petite. Dans ce cas, le sol présente de la cohésion.

On distingue deux catégories de sols:

- Les sols cohérents ou sols fins $d < 20 \mu\text{m}$ avec cohésion (argile, limon).
- Les sols grenus $d > 20\mu\text{m}$ sans cohésion (sable, gravier, etc).

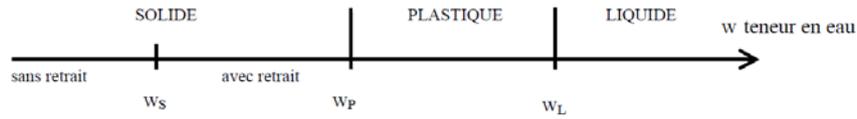
Dans la réalité, les sols sont constitués d'un mélange de particules de différentes dimensions, soit un état intermédiaire entre les sols grenus et purement cohérents.

1.2.1. Sols grenus

Les vides inter-granulaires sont de grande dimension. L'eau libre circule très facilement et l'eau absorbée est inexistante. Ce sont les paramètres caractérisant le squelette solide qui définissent le comportement du sol. Ainsi un sable sec, humide ou saturé ont le même comportement. Dans l'étude des sols grenus, on ne tiendra pas compte de la présence (ou pas) d'eau.

1.2.2. Sols fins

L'eau joue un rôle très important sur le comportement des sols fins. Les propriétés mécaniques évoluent sensiblement entre l'état solide (teneur en eau w faible) et l'état liquide (w élevée). Entre les deux, l'état plastique caractérise un sol capable de se déformer rapidement et considérablement sans se fendiller ou se casser. On définit arbitrairement des limites appelées «Limites d'Atterberg» qui donnent les teneurs en eau lors des changements d'états du sol fin (solide, plastique ou liquide):



w_P : Limite de plasticité;

w_L : Limite de liquidité;

w_S : Sépare l'état solide en deux (02) états: avec retrait (eau absorbée encore présente) et sans retrait (sans eau absorbée).

On définit ainsi l'indice de plasticité notée I_P :

$$I_P = w_L - w_P$$

$I_P = 40\%$ Sol très plastique;

$I_P = 20\%$ Sol moyennement plastique;

$I_P = 10\%$ Sol faiblement plastique.

Remarque:

$I_P > 30\%$ Matériau difficile à mettre en place et à compacter.

Tableau 1.1: Tableau de valeurs d'indice de plasticité

Sols	w_L	w_P	I_P
Argile verte de Sannoisien (fin)	67	30	37
Limon d'Orly (fin)	36	24	12
Tourbe de Bourgoin (organique)	66	37	29
Vase de Martrou (organique)	83	38	45

1.3. Plasticité et résistance au cisaillement

1.3.1. Déformation réversible, déformation irréversible

Le sol a un comportement élastique pour les faibles contraintes. Au-delà, il subit des déformations irréversibles et on entre dans le domaine de la plasticité, on dit qu'il y a rupture.

Un sol se rompt par cisaillement suivant un plan de rupture (glissement de deux facettes l'une sur l'autre). Il y a donc rupture lorsque la contrainte de cisaillement τ dépasse une certaine valeur fonction de la contrainte normale (σ).

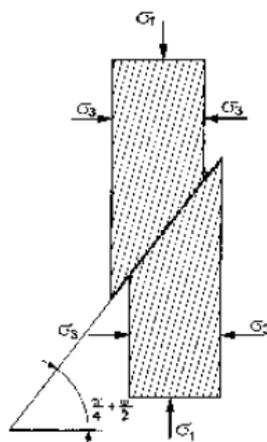


Figure 1.1: Déformation réversible et irréversible.

1.3.2. Courbe intrinsèque de Caquot

Soit une facette dS d'un solide sollicitée par des charges extérieures quelconques sur laquelle on applique une contrainte T d'obliquité α .

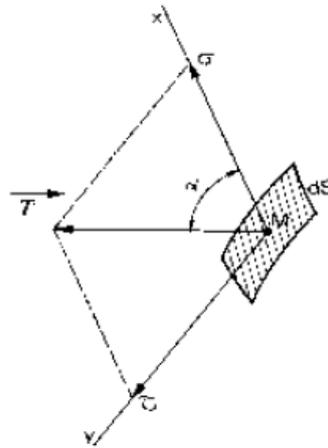


Figure 1.2: Courbe intrinsèque de Caquot

- Caquot admet que:

Si T augmente, il se produira un glissement (rupture) dans le plan de la facette lorsque T atteindra une valeur limite T_{rupt} .

On en déduit ainsi le point de rupture du cercle de Mohr limite (de rupture) représentatif de cet état de contrainte.

On reproduit l'opération pour d'autres facettes et on remarque que les extrémités P des vecteurs de contraintes de rupture décrivent une droite.

C'est la droite intrinsèque de Caquot qui sépare la zone de contrainte possible de la zone de contrainte impossible (il y a rupture avant).

Lorsqu'un cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque, il y a rupture suivant la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

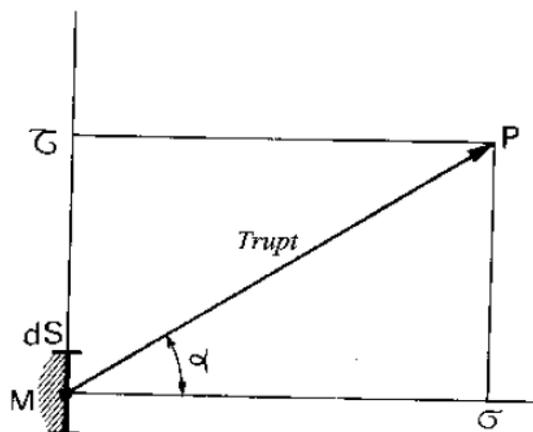


Figure 1.3: Droite intrinsèque de Caquot

La courbe intrinsèque de Caquot est l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture. Ainsi, on définit:

- Equilibre surabondant: cercle de Mohr à l'intérieur de la courbe intrinsèque.
- Equilibre limite: cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque.

1.3.3. Loi de coulomb

Equation de la droite de Coulomb: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$

c: Cohésion entre grains.

ϕ : Angle de frottement interne (compris entre 30 et 45°).

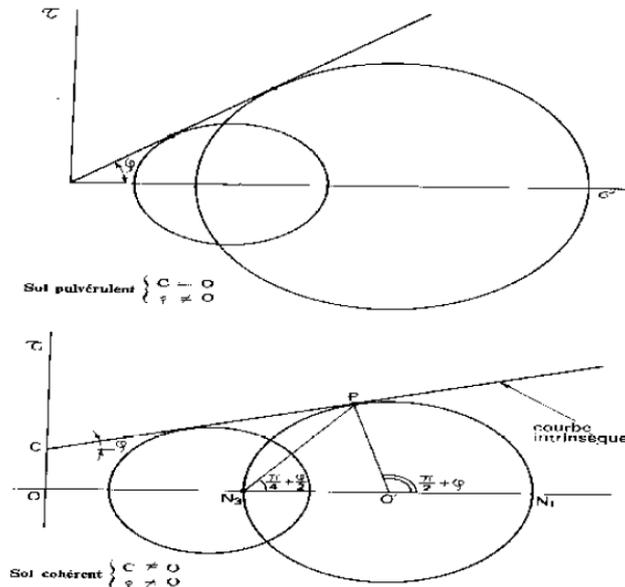


Figure 1.4: Droite de Coulomb regroupe les points de rupture.

1.3.4. Comportement à court terme et comportement à long terme

Lors de l'application d'une charge sur le sol, les contraintes sont reprises par le squelette solide et par l'eau. Le comportement du sol va dépendre de la vitesse de migration de l'eau et donc de sa perméabilité. Pour les comportements à courts et à longs termes on distinguera:

- Les sols grenus (pulvérulents);
- Les sols fins (non pulvérulents).

1.3.4.1. Sols grenus ou sol pulvérulents

Les sols grenus comme le sable et le gravier sont également appelés sols pulvérulents car de cohésion nulle ($c = 0$).

De part leur forte perméabilité, l'eau migrera instantanément au moment de l'application des charges. Le comportement des sols n'est régi que par le comportement du squelette solide.

1.3.4.2. Sols fins

Les sols fins sont dits sols non pulvérulents car ils présentent une cohésion entre grains (colle). Le coefficient de perméabilité est faible et donc l'eau mettra longtemps à s'écouler. On distingue donc:

- Un comportement à court terme: l'eau n'a pas le temps de s'évacuer et participe au comportement du sol ($u \neq 0$).
- Un comportement à long terme: au bout d'un temps assez long, l'eau s'évacue et ne participe donc plus au comportement du sol ($u = 0$).

1.3.5. Essais de cisaillement - détermination de la courbe intrinsèque

1.3.5.1. Essais à l'appareil triaxial

Une éprouvette de sol cylindrique ($\phi = 4 \text{ à } 10 \text{ cm}$) est entourée d'une membrane et placée dans une cellule en plexiglas.

De l'eau sous pression introduite dans la cellule va exercer une contrainte isotrope (σ_3) sur l'éprouvette. D'autre part, un piston applique une contrainte verticale variable (σ_1) sur l'éprouvette. L'échantillon peut être drainé lors de l'essai.

L'opération consiste, pour une valeur de σ_3 donnée à faire croître σ_1 jusqu'à la rupture.

On obtiendra ainsi les valeurs σ_3 et σ_1 correspondant au cercle de Mohr de rupture d'où la connaissance de la droite intrinsèque (enveloppe des différents cercles de Mohr).

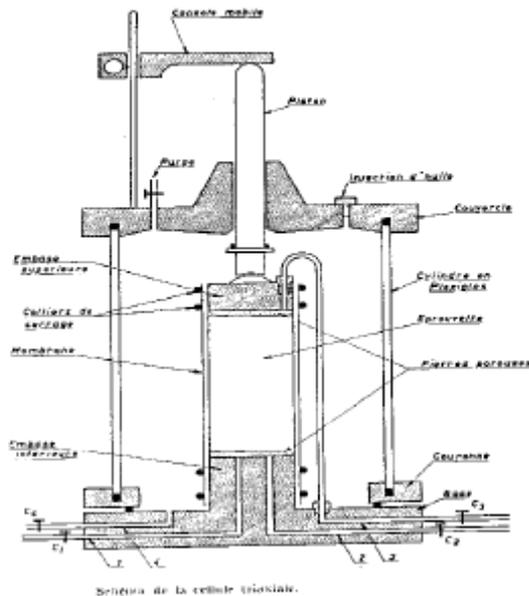


Figure 1.5: Composants d'un appareil triaxial

1.3.5.2. Essais à la boîte de cisaillement:

L'échantillon de sol (d'épaisseur de quelques cm) est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre.

Un piston exerce sur le sol une contrainte normale (σ).

La demi boîte inférieure est entraînée horizontalement avec mesure de la contrainte tangentielle (τ)
L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

On obtient ainsi les coordonnées de cisaillement à la rupture σ et τ correspondant à un point de la courbe intrinsèque.

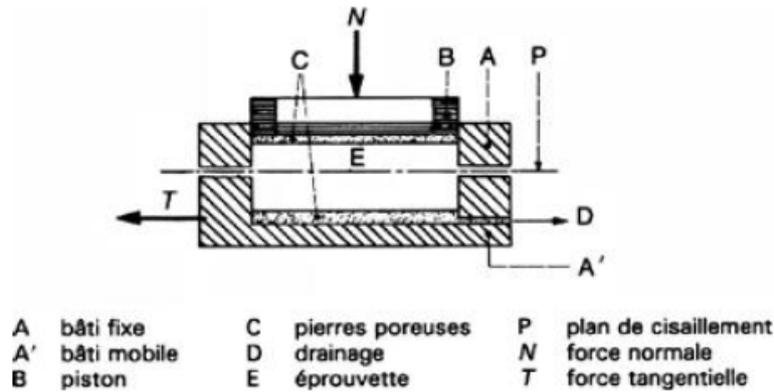


Figure 1.6: Composants de la boîte de cisaillement

1.3.6. Modèle simplifié du comportement des sols au cisaillement

1.3.6.1. Sols pulvérulents ($c = 0$; $u = 0$) (sables, graviers):

- Contraintes totales = contraintes effectives

$$\tau' = \sigma' \cdot \tan \phi'$$

ϕ : Angle de frottement interne peut être représenté par la pente du tas de sable. Valeur identique en présence ou absence d'eau en raison de la grande perméabilité ($\phi' = \phi$).

- Phénomène de dilatance

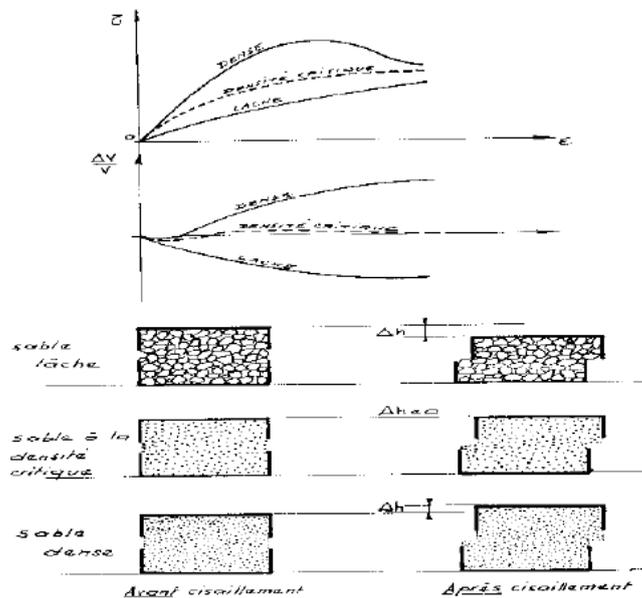


Figure 1.7: Phénomène de dilatance

Lors du cisaillement, un sable lâche se contracte alors qu'un sable dense se dilate (dilatance). L'état intermédiaire (aucune variation de volume) est caractérisé par une densité critique.

1.3.6.2. Sols fins saturés ($c \neq 0$; $u \neq 0$) (sols non pulvérulents)

Un sol fin a, en général, une densité inférieure à la densité critique d'où une tendance à une diminution de volume et donc à l'augmentation des pressions interstitielles au cours du cisaillement. La résistance au cisaillement des sols fins saturés dépend du rôle que joue l'eau interstitielle (comportement à long ou à court terme).

A ces deux comportements correspondent deux types d'essais pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque: les essais drainés et les essais non drainés.

La consolidation correspond à l'application d'une contrainte isotrope jusqu'à disparition des pressions interstitielles.

1.3.6.2.1. Essai consolidé drainé CD:

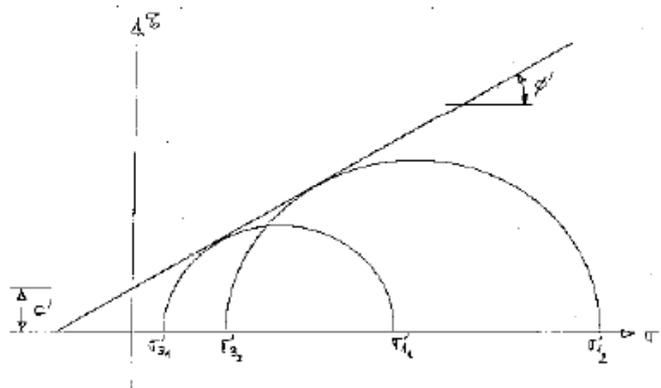


Figure 1.8: Courbe intrinsèque du squelette du sol à long terme « essai CD »

Détermine la courbe intrinsèque du squelette du sol. Correspond au comportement du sol à long terme.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

c' : Cohésion drainée

ϕ' : Angle de frottement effectif

Essai utilisé pour la stabilité d'un talus à long terme.

1.3.6.2.2. Essai consolidé non drainé CU:

Permet de déterminer:

- La variation de la cohésion non drainée en fonction de la consolidation;
- Les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme grâce à la mesure de u (essai plus rapide que CD)

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

1.3.6.2.3. Essai non consolidé non drainé UU:

Correspond au comportement du sol à court terme.

$$\tau = C_u$$

C_u cohésion non drainée

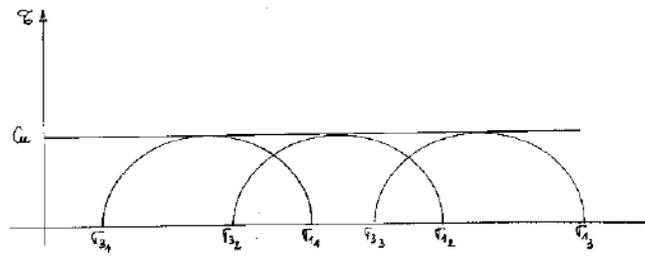


Figure 1.9: Courbe intrinsèque du squelette du sol à court terme «essai UU»

Tableau 1.2: Valeurs de quelques caractéristiques de sols.

Sols	ϕ' (°)	c' [kPa]	C_u [kPa]
Argile verte du Sannoisien (fin)	20	0	120
Limon d'Orly (fin)	39	19	50
Vase de Martrou	26	13	18
Tourbe de Bourgoin (organique)	39	5	14
Sable fin argileux	25-30	1-5	-
Sable (grenu)	30-45	0	-
Gravier (grenu)	35-40	0	-

1.4. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été présenté quelques définitions et terminologies utilisées dans la géotechnique et les domaines d'application de cette dernière. Il a été mentionné les types de sols et leurs caractéristiques physiques ainsi que les différentes classes de sols. Il a été abordé aussi le comportement des sols au cisaillement direct à la boîte et au triaxial et les caractéristiques mécaniques des principaux types de sols.

Dans le chapitre suivant on va présenter une synthèse des travaux sur les différents paramètres influents sur le comportement des sols.

Chapitre 2:

Etude bibliographiques sur le comportement des sols

Chapitre 2: Etude bibliographique sur le comportement des sols

2.1. Introduction

Un sol soumis à différentes sollicitations externes peut produire plusieurs types de réponses caractéristiques de son comportement vis-à-vis de ces sollicitations, parmi ces comportements on peut citer notamment: la résistance au cisaillement et la résistance au phénomène de liquéfaction.

La résistance au cisaillement d'un échantillon, dépend principalement de plusieurs paramètres. Parmi les principaux paramètres on peut citer, l'histoire des contraintes et des déformations, le degré de saturation, confinement, granulométrie, présence des fines.

Le sol de la région de Chlef, n'est pas en reste, car il est connu par ces problèmes de comportement, et notamment son comportement à la liquéfaction. En effet ce phénomène est apparu lors du séisme d'Octobre 1980, où il a été constaté l'apparition de cratères de sable saturé dans une vaste zone limitrophe à Oued Chlef, à la sortie est de la région de Chlef. L'apparition de ce phénomène, qui constitue une perte de résistance au cisaillement, s'est accompagnée d'un certain nombre de dégâts, comme les glissements, l'effondrement des berges, déformation des chaussées.....etc.

Vue les problèmes liés au comportement du sol de Chlef, et les risques géotechniques engendrés par ces problèmes comme la liquéfaction, les glissements, on se propose d'étudier l'incidence des conditions initiales, et notamment l'influence des modes de déposition sur le comportement des sols de la région de Chlef à l'aide des essais à la boîte de cisaillement.

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur les comportements des sols au cisaillement en général et à la liquéfaction en particulier. On présente aussi 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.

2.2. Essai à la boîte de cisaillement direct (Casagrande)

Les premiers types d'essais sont historiquement les essais de cisaillement direct. Lors de cet essai, une contrainte verticale (dite contrainte normale) ainsi qu'un effort de cisaillement sont appliqués à l'échantillon. Les résistances au cisaillement des sols sont déterminées en utilisant l'approche rigide plastique.

En revanche, les tenseurs de contraintes et de déformations sont inconnus en raison de leur non uniformité et le volume ne peut plus être considéré comme homogène. Le «simple shear test» est une amélioration du dispositif à la boîte de cisaillement direct car les tenseurs de contraintes y sont uniformes.

Les dispositifs «ring shear» de cisaillement annulaire appartiennent également à cette catégorie d'essais: Le cisaillement est contrôlé par la torsion. L'intérêt principal de cet essai est de pouvoir suivre le comportement aux grandes déformations (plusieurs rotations sont possibles), et d'obtenir les valeurs de cisaillement résiduel qui interviennent, notamment dans les glissements de terrains, selon un plan de cisaillement prédéterminé.

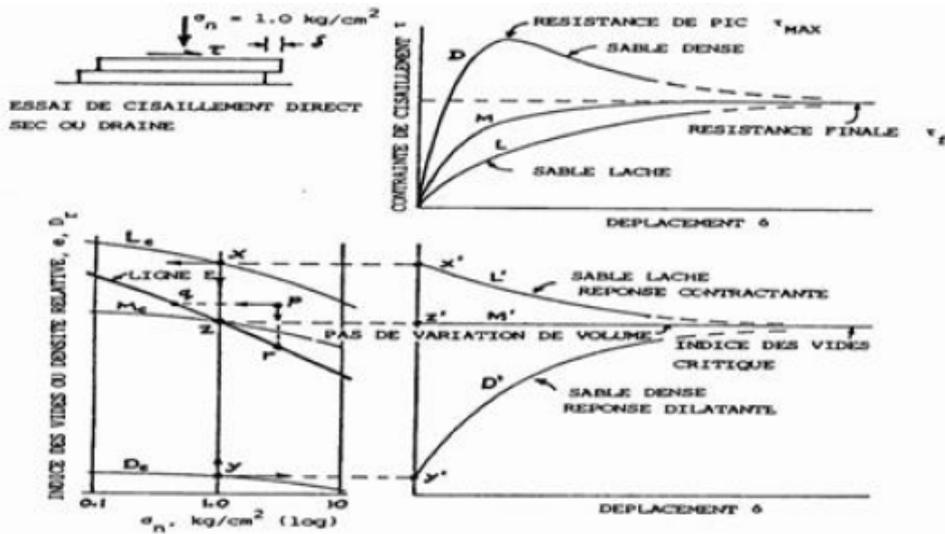


Figure 2.1: Principe d'un essai de cisaillement direct (Casagrande.1975).

2.3. Essai à monotone l'appareil triaxial

2.3.1. Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable. La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ'_c). La figure 2.2 et 2.3 établies par Lee (1965), mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

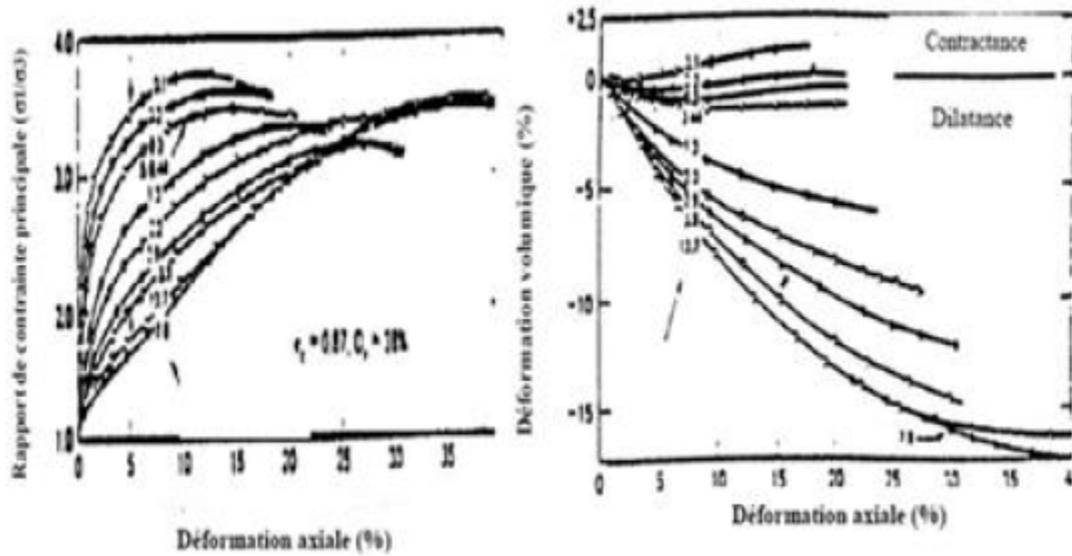


Figure 2.2: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee 1965).

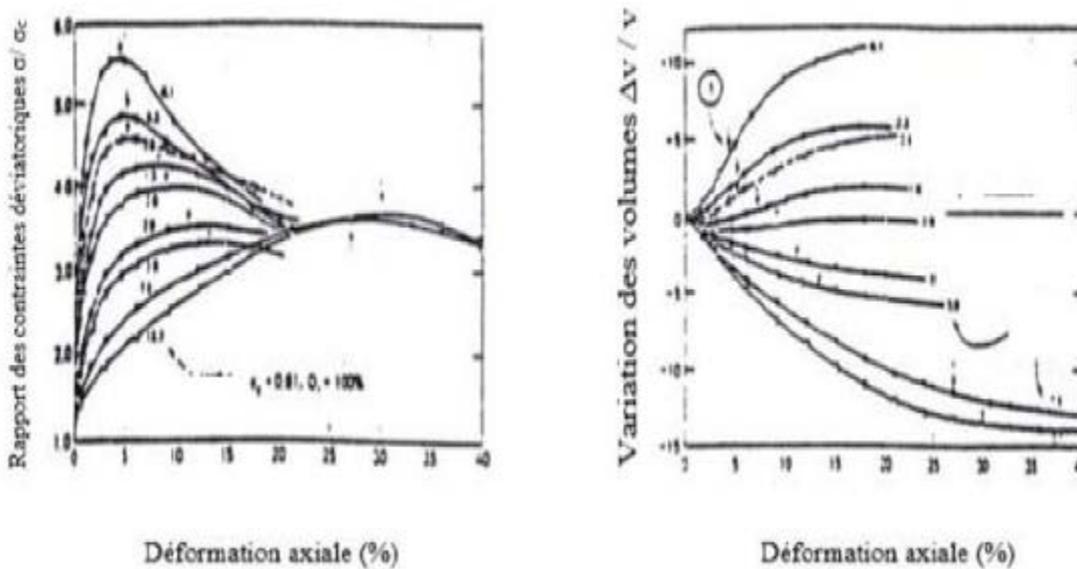


Figure 2.3: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (Lee.1965).

2.3.2. Essai non Drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainée sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai, de ce fait la phase de contractance et celle de dilatace peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle. La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatace, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

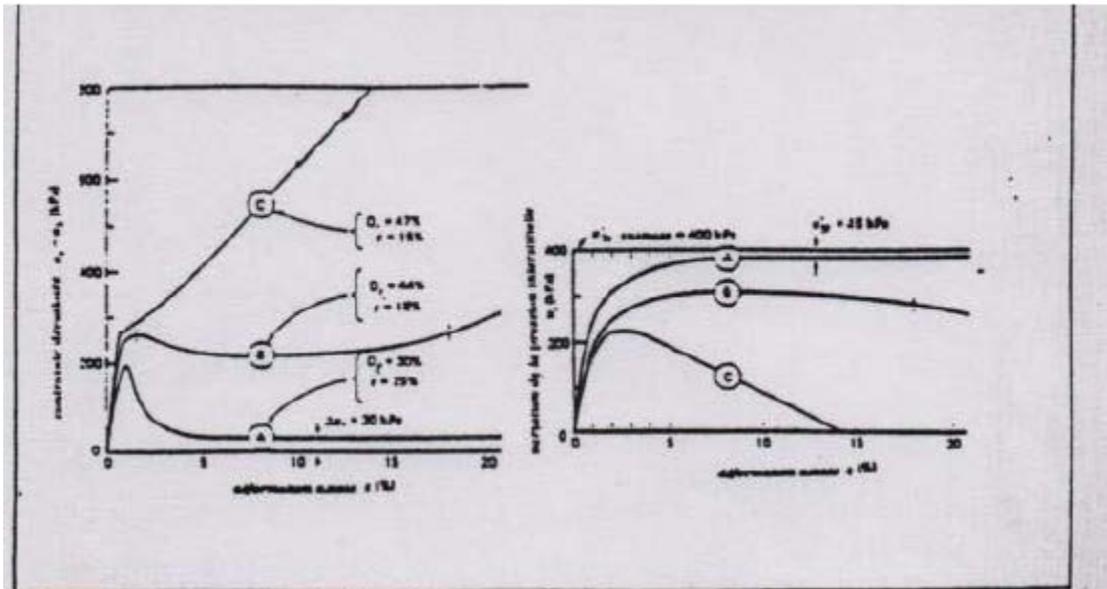


Figure 2.4: Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (Casagrande 1975).

Au début du chargement, nous constatons sur la (Figure 2.4) établie par Casagrande (1975), une augmentation de la pression interstitielle pour les trois (03) essais non drainés (A), (B), et (C), puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sables lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon. Le niveau de déviateur de contrainte pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de du déviateur de contrainte pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (Figure 2.5). Ce niveau de contrainte a été défini par Habib et Luong (1978), comme étant l'état caractéristique du matériau.

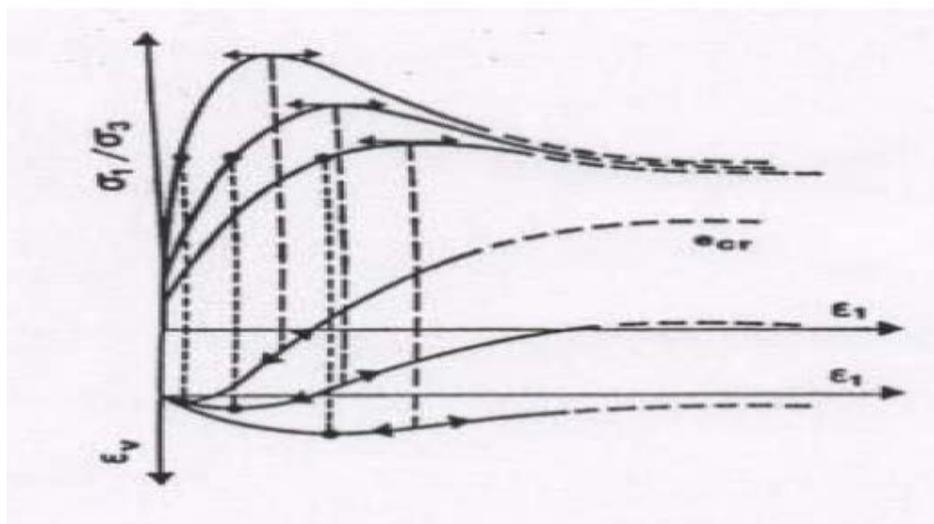


Figure 2.5: Variation du volume sous chargement monotone (Habib et Luong 1978).

A ce niveau de contrainte est associé:
 - Une vitesse de variation de volume nulle $\epsilon_v = 0$.

- Le seuil entre l'enchevêtrement et le désenchevêtrement des grains de sable.
- Des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- Un angle de frottement caractéristique.

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial, en effet si nous revenons aux (Figures 2.2 et 2.3) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de $(\sigma_1 / \sigma_3 = 3)$.

2.4. Paramètres influents le comportement des sols

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement mécanique des sols: La densité relative, la pression de confinement, la présence de fines, la saturation, la consolidation, modes de déposition...etc. Ces paramètres conditionnent la tendance à la contractance ou à la dilatance des sols et contrôlent ainsi leur susceptibilité à la liquéfaction. Dans la suite, nous passerons en revue les diverses constatations concernant la variation du comportement du sol en fonction de ces paramètres.

2.4.1. Influence de la structure du sol

L'arrangement minimal est obtenu par déversement à sec, sans vibration, et au contraire, l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide. Nous constatons que:

- La différence entre les résistances à la liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillements élevées.
- La liquéfaction instantanée n'est observable que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

La figure 2.6b présente les comportements typiques observés à l'appareil triaxial lors du cisaillement drainé d'un sable dans un état initial lâche et dense (pour un même niveau de consolidation isotrope appliqué).

Les résultats sont représentés dans les plans (q, a) pour les courbes de cisaillement, $(\Delta V/V$ et $v, a)$ pour les variations de volume des éprouvettes et $(p, p$ et $p')$ pour les chemins des contraintes, ξ_a étant la déformation axiale.

En termes de courbe de cisaillement, on observe une réponse plus rigide pour le sable dense, mais avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime que celle du sable lâche (état de plasticité parfaite, qualifié d'état critique LCR). En termes de déformation volumique, le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance.

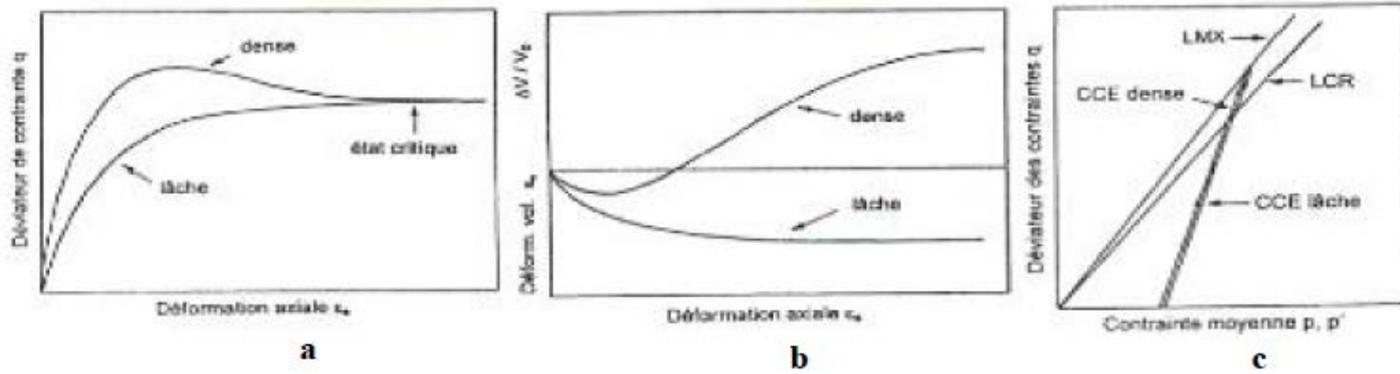


Figure 2.6: Cisaillement drainé typique d'un sable à l'appareil triaxial.

La figure 2.6c présente les comportements typiques observés lors du cisaillement non drainé d'un matériau sable.

Pour le sable dense, on constate, un comportement très stable. Pour le sable lâche, par contre, on observe un comportement apparemment très instable.

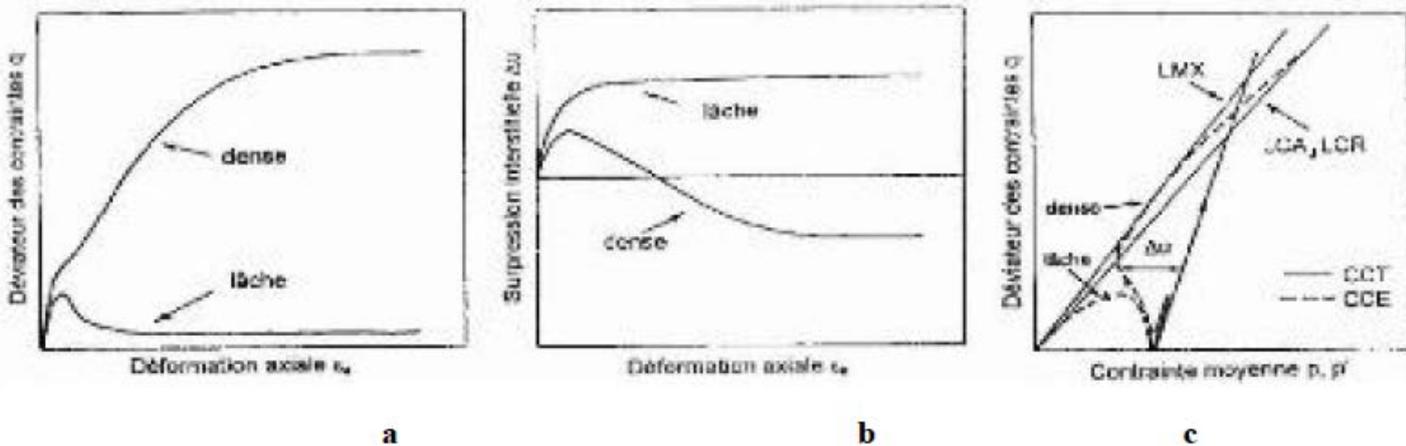


Figure 2.7: Cisaillement non drainé typique d'un sable à l'appareil triaxial.

Les résultats typiques présentés sur les figures 2.7b et 2.7c montrent que le seul type de comportement qui pourra être à l'origine d'un écoulement déclenché par une sollicitation monotone, qui nécessite une résistance résiduelle très faible, est celui du sable lâche en condition non drainées.

2.4.2. Effet de 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 (1936). En réalisant des essais de cisaillement draine sur des matériaux granulaires, Casagrande (1936) 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 (Figure 2.8). 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 e_c .

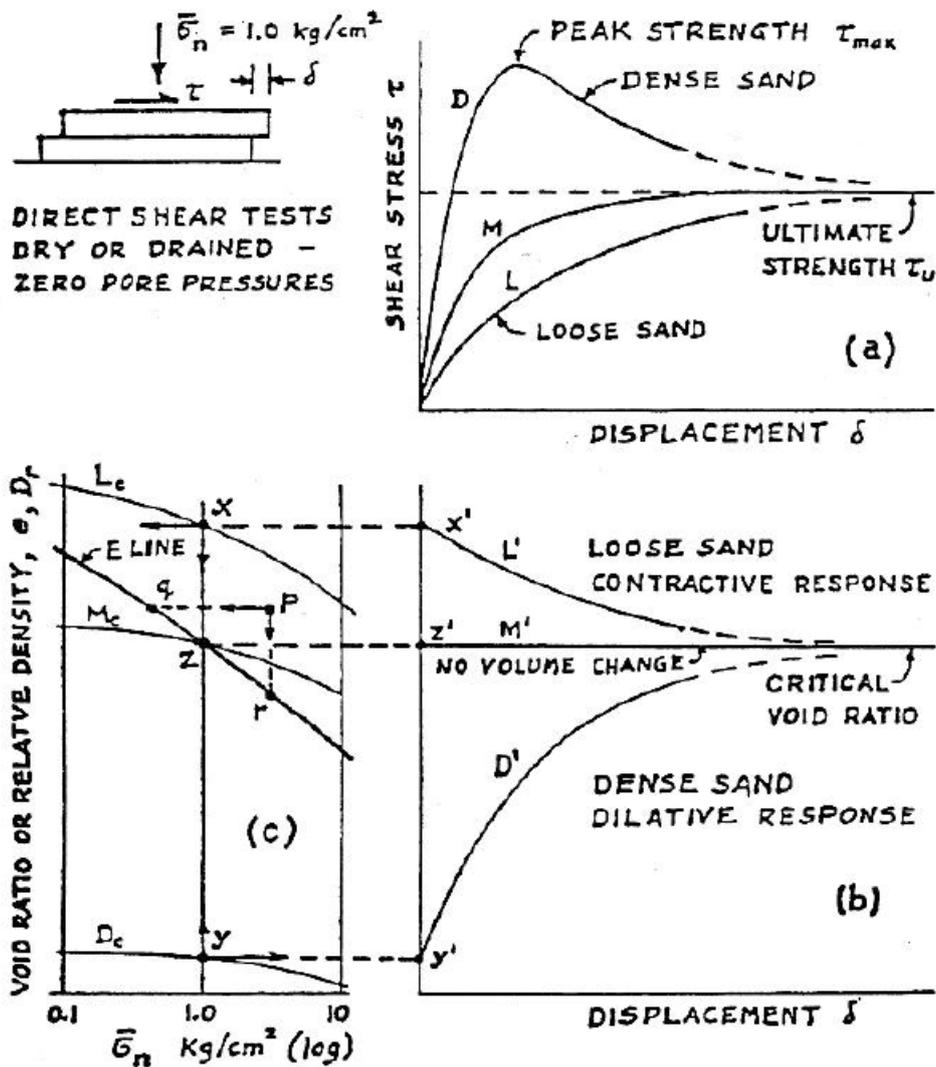


Figure 2.8: Comportement des matériaux granulaires lâches et denses (Casagrande, 1936).

Castro (1969) a reproduit le phénomène de liquéfaction au laboratoire et a illustré les différents comportements typiques des sables en fonction de leur densité, en réalisant des essais non drainés pilotés en contrainte sur des échantillons de sable consolidés d'une manière isotrope ou anisotrope.

Il a distingué trois types de comportement: liquéfaction, liquéfaction temporaire ou comportement dilatant suivant que l'échantillon de sable est lâche, moyennement dense, ou dense.

La figure 2.9 montre les résultats des essais sur le sable de Banding consolidé à 400 kPa à différentes densités relatives initiales Castro (1969).

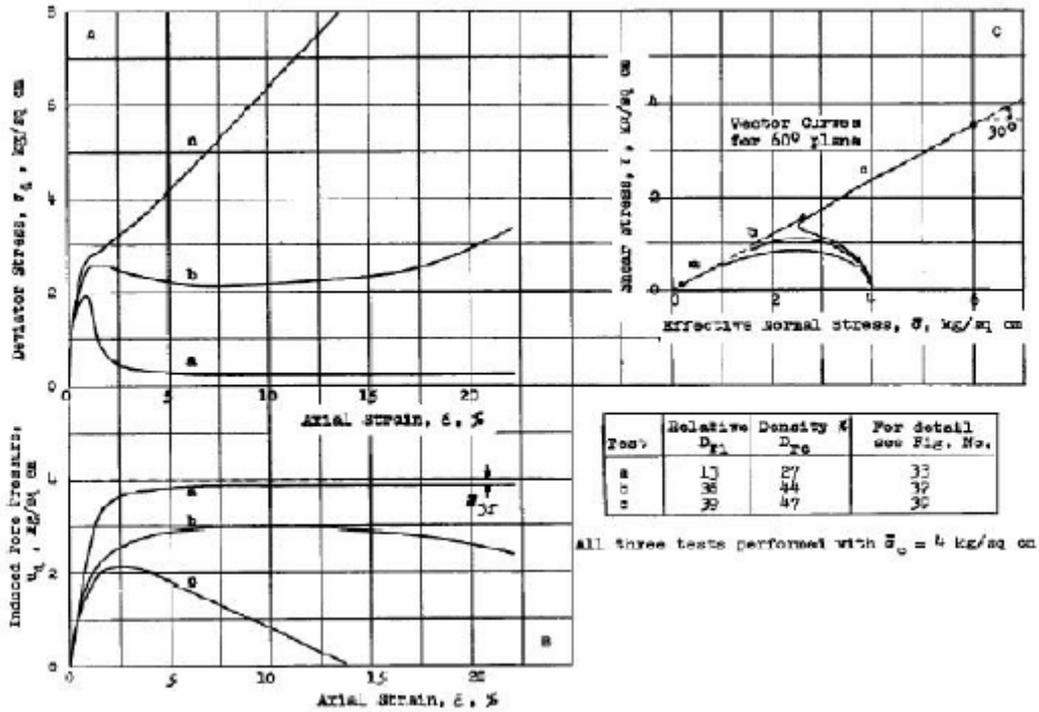


Figure 2.9: Comportement non drainé du sable suivant la variation de la densité relative (Castro, 1969)

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 $D_r = 70\%$. Après cette valeur, on remarque une augmentation importante de la résistance avec l'augmentation de la densité relative, comme le décrit la figure 2.10.

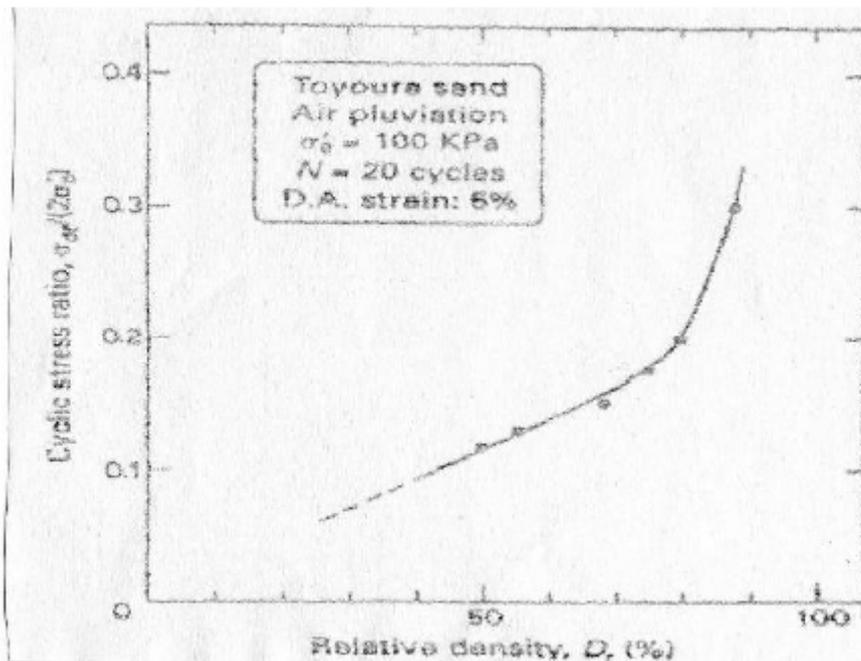


Figure 2.10: Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al. 1986)

Della et al. (2011) 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 pluviométrie humide, ont trouvé 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 pluviométrie humide (Figure 2.11).

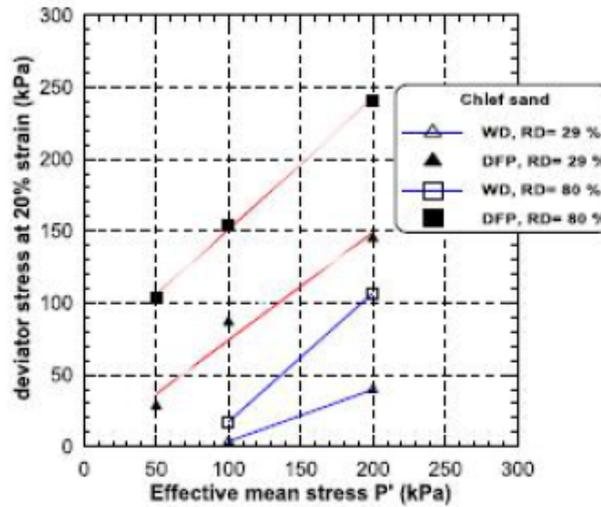


Figure 2.11: Influence de la densité relative sur la réponse non drainée du sable (Della et al., 2011)

2.4.3. Influence de l'état de contrainte initial

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur H est défini par la contrainte effective σ'_v et σ'_h régnant à cette profondeur (Figure 2.12).

A la surface du sol:

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v$$

k_0 : Coefficient des terres au repos

σ'_v : Contrainte effective verticale

σ'_h : Contrainte effective horizontale

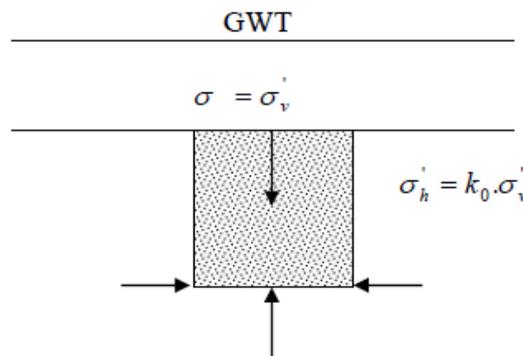


Figure 2.12: Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos (Della et al., 2010)

D'après Seed et Peck (1976), la résistance à la liquéfaction augmente avec K_0 . Comme K_0 croît avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va provoquer une amélioration de la résistance à la liquéfaction pour les couches les plus profondes (Figure 2.13).

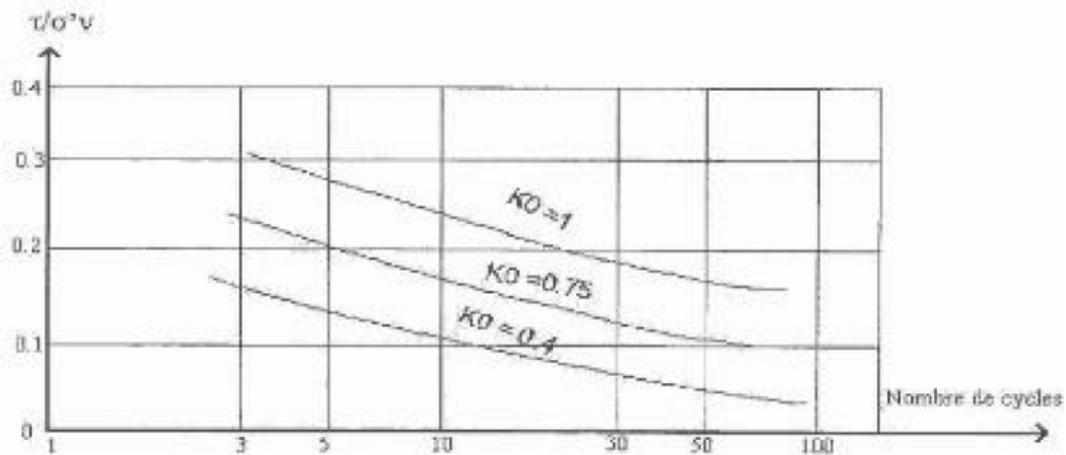


Figure 2.13: Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction (d'après Seed & Peck, 1976)

2.4.4. Influence de la granulométrie

Il est connu dans la littérature que la granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire (Lee et Fitton 1968) ou des observations in-situ (Tsuchida, 1970; Seed et Idriss 1971), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 2.14 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

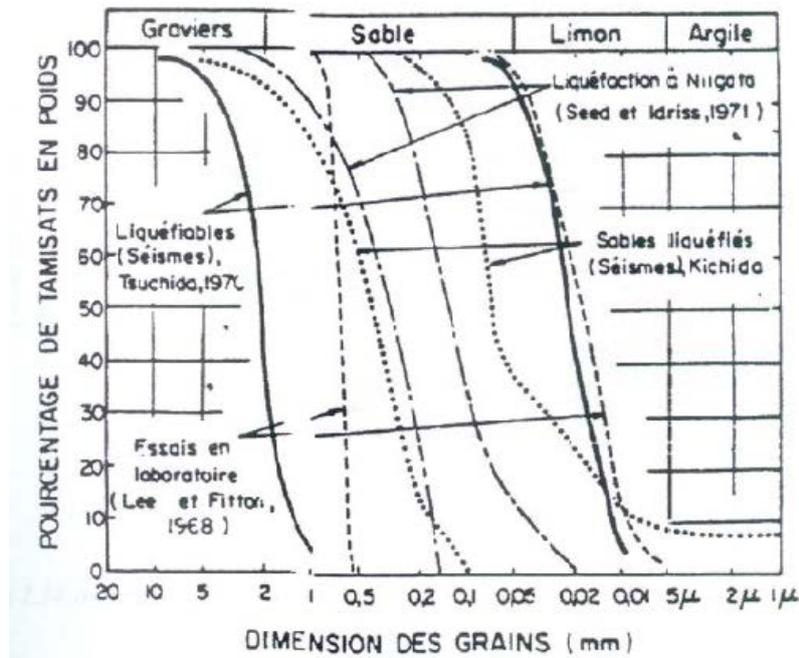


Figure 2.14: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

2.4.5. Influence du confinement

Le potentiel de liquéfaction des sables est influencé par la contrainte de confinement. Les résultats obtenus par Vaid et Sivathayalan (1995) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches ($D_r = 31\%$); par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement (Figure 2.15). En effet, on sait que la dilatance des sols denses augmente avec la diminution du confinement.

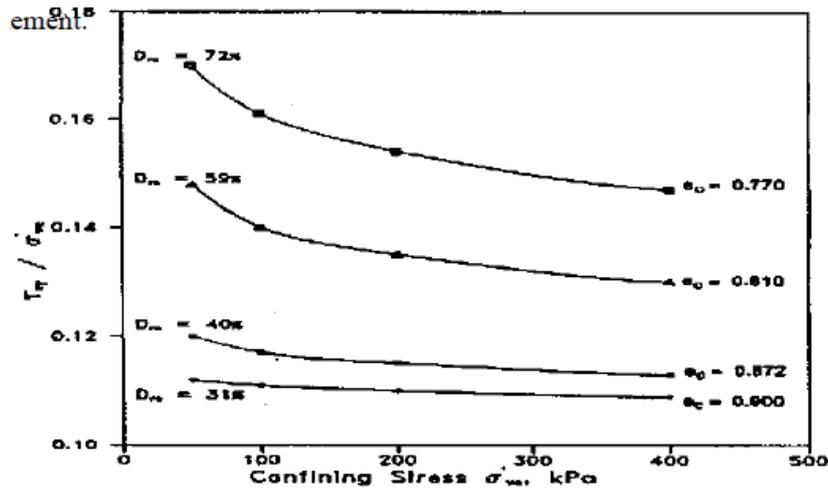


Figure 2.15: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Vaid et Sivathayalan, 1995).

D'autre part, afin de prendre en compte l'influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction, Seed et Harder (1990) ont introduit la notion de facteur de correction K_σ qui désigne le rapport entre la résistance à la liquéfaction pour un confinement donné (σ'_{vc}) et la résistance à la liquéfaction pour $\sigma'_{vc} = 100$ kPa. La résistance à la liquéfaction est définie par le niveau de contrainte causant la liquéfaction après dix cycles de chargement. La figure 2.16 montre la variation K_σ avec la contrainte de confinement et pour différentes densités relatives. On remarque que le facteur K_σ est proche de l'unité pour les sables lâches. Pour les sables denses, on note une diminution de K_σ avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cette diminution s'amplifie avec la densité relative. On remarque que pour les sables lâches, le facteur K_σ est proche de l'unité; par contre, pour les sables denses, le facteur K_σ diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La diminution s'amplifie avec la densité relative.

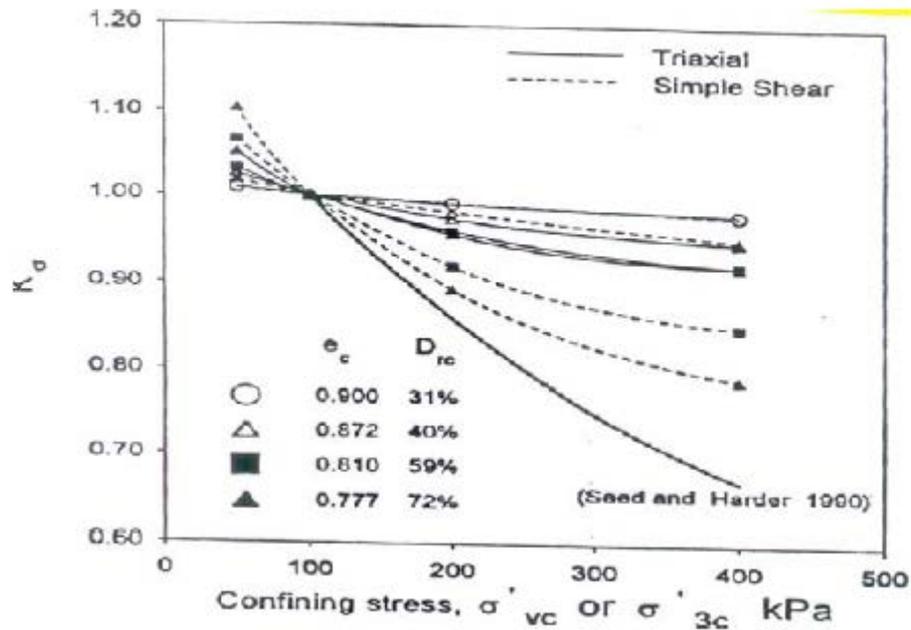


Figure 2.16: Influence de la contrainte de confinement sur le potentiel de liquéfaction des sables (Seed et Harder, 1990).

Bouckovalas et al. (2002) ont trouvé que la résistance au cisaillement est très influencée par la contrainte de confinement. La figure 2.17 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.

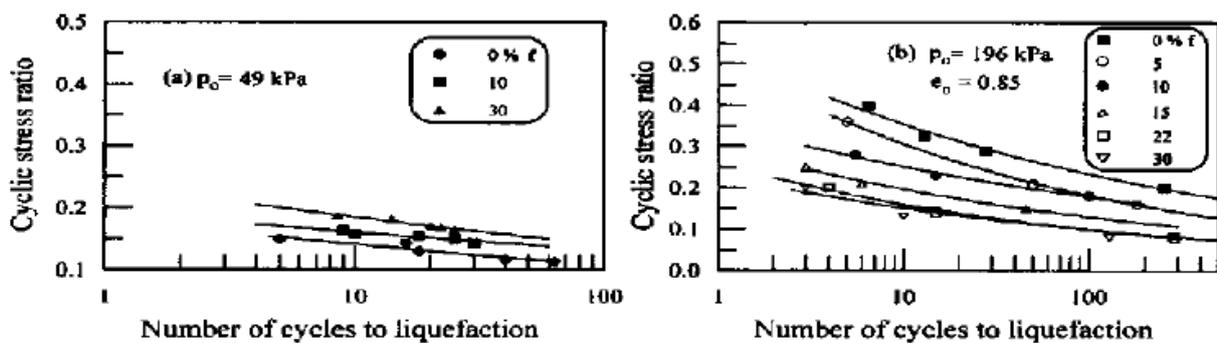


Figure 2.17: Effet des fines et du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Bouckovalas et al., 2002).

2.4.6. Influence de la saturation

La résistance d'un échantillon non saturé (avec un degré de saturation S_r plus proche de 1) est plus élevée que celle de l'échantillon saturé. La figure 2.18 Élaborée par Pecker (1984) montre que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction croît de 50%. Donc au cours des essais à effectuer au niveau du laboratoire, il est impératif de s'assurer de la parfaite saturation des échantillons.

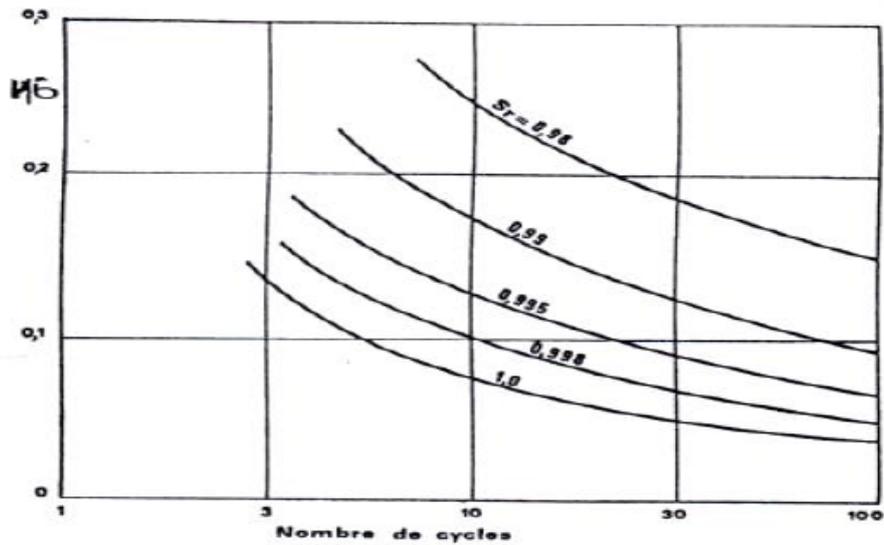


Figure 2.18: Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1976 et 1984)

Les résultats d'essais en laboratoire ont montré que la résistance des sables augmente quand le degré de saturation diminue (Martin et al., 1978; Yoshimi et al., 1989; Bouferra, 2000; Ishihara et al., 2001 et 2004; Yang, 2002; Yang et al., 2004; Bouferra et al., 2007).

Della et al. (2009) ont réalisés des essais drainés sur le sable de Chlef pour des coefficients de Skempton B compris entre 13 et 90%. On note que le coefficient de Skempton B affecte d'une manière sensible les variations du déviateur (Figure 2.19a) et de la déformation volumique (Figure 2.19b). L'augmentation du coefficient de Skempton B de 13 à 90% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de sa résistance (déviateur maximal). 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 un échantillon avec un degré de saturation B = 13% la dilatance apparaît après 3% de déformation axiale, tandis que pour un échantillon avec un degré de saturation B = 90% on observe une amplification de la phase de contractance et la dilatance est retardée et apparaît après 12% de déformation axiale.

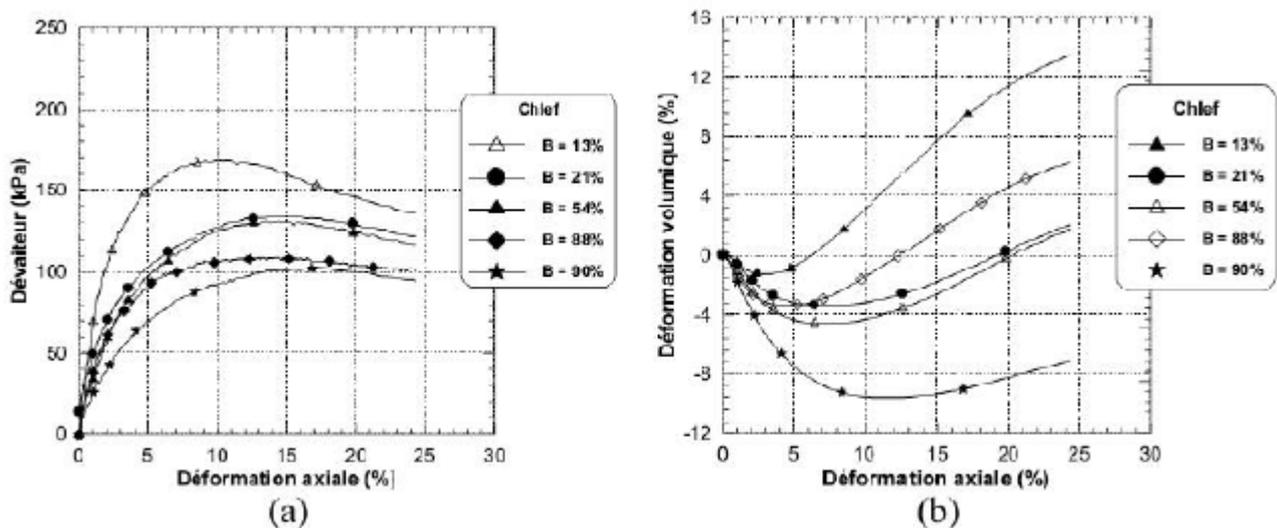


Figure 2.19: Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse drainée du sable de Chlef

(Della et al., 2009)

La figure 2.20 (Della et al., 2009) montre les résultats des essais non drainés réalisés sur le sable de chlef pour différentes valeurs de coefficient de Skemton B entre 32 et 90% à une pression de confinement initiale de 100 kPa. On note que l'augmentation du degré de saturation caractérisé par le coefficient de Skemton B conduit à une diminution de la résistance du déviateur (Figure 2.20a) et une augmentation de la pression d'eau (Figure 2.20b). 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 comme l'illustre la figure 2.20a. 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 (Figure 2.20c).

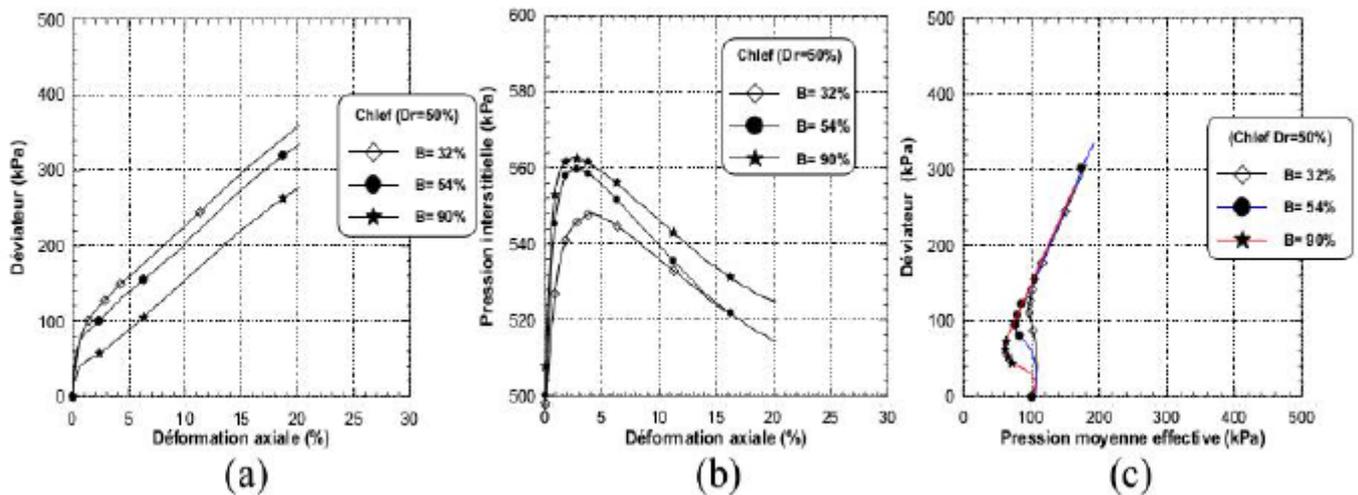


Figure 2.20: Influence du coefficient de Skemton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef (Della et al., 2009).

Arab et Shahrour (2009), Merabet et al. (2019) et Arab et al. (2016), ont réalisé des essais triaxiaux monotones drainés et non drainés, et des essais cycliques non drainés sur du sable d'Hostun Rf et ont trouvé qu'une augmentation de la saturation provoque une diminution de la résistance du sol. Les résultats de la figure 2.21 (Arab et Shahrour, 2009) sont identiques avec ceux de la figure 2.20 (Della et al., 2009).

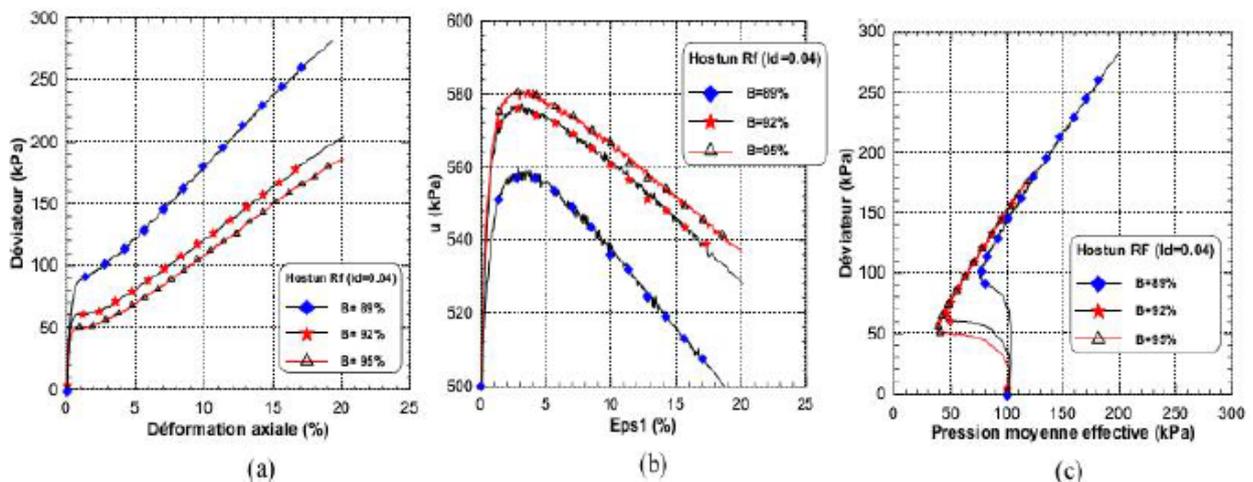


Figure 2.21: Influence du coefficient de Skempton B sur la réponse non drainée du sable d'Hostun Rf (Arab et Shahrour, 2009)

2.4.7. Influence de la teneur en fines

Des études en laboratoire ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (e. g. Chang et al., 1982; Amini et Qi, 2000), tandis que d'autres résultats montrent qu'elle diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Tronsoco et Verdugo, 1985; Vaid, 1994; Lade et Yamamuro, 1997; Zlatovic et Ishihara, 1997). D'autres ont trouvé que la résistance à la liquéfaction diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester, 1994; Bouferra et Shahrour, 2003). A partir d'essais de compression monotone réalisés par Lade et Yamamuro (1997) à l'appareil triaxial sur un mélange sable-limon de densité moyenne, Yamamuro et Convert (2001) concluent que la présence d'une petite quantité de fines semble conduire à un comportement contractant seulement durant le cisaillement initial. Par la suite le caractère dilatant du squelette formé par les particules de sable est mobilisé et la résistance augmente. Ceci est conforme aux résultats de Polito et Martin (2001), pour qui les sols avec une matrice de limon prédominante ont une résistance à la liquéfaction plus faible que celle des sols avec une matrice de sable prédominante pour la même densité relative.

Bouferra et Shahrour (2001) ont réalisé des essais monotones non drainés sur un mélange sable d'Hostun Rf-argile (kaolin) pour différentes fractions d'argile (Figure 2.22). On constate que la réponse du mélange dépend d'une manière sensible de la fraction d'argile. En effet, le sable propre montre une phase d'augmentation de la pression interstitielle (due au comportement contractant du sable au début du chargement), suivie par une diminution importante et rapide de cette pression. La présence d'éléments fins a pour effet d'amplifier la phase d'augmentation de la pression interstitielle (phase de contractance) et de réduire sensiblement la phase de réduction de cette pression. Ceci a pour effet de réduire d'une manière sensible la résistance des sols (valeur maximale du déviateur). Ce résultat est observé pour une faible fraction d'argile (5%) et s'accroît quand cette fraction croît jusqu'à 15%. Au-delà de 15%, on observe une légère inversion du phénomène. En effet, la résistance obtenue avec une fraction de 20% d'argile est plus élevée que celle obtenue avec une fraction de 15%. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Georginno et al. (1990).

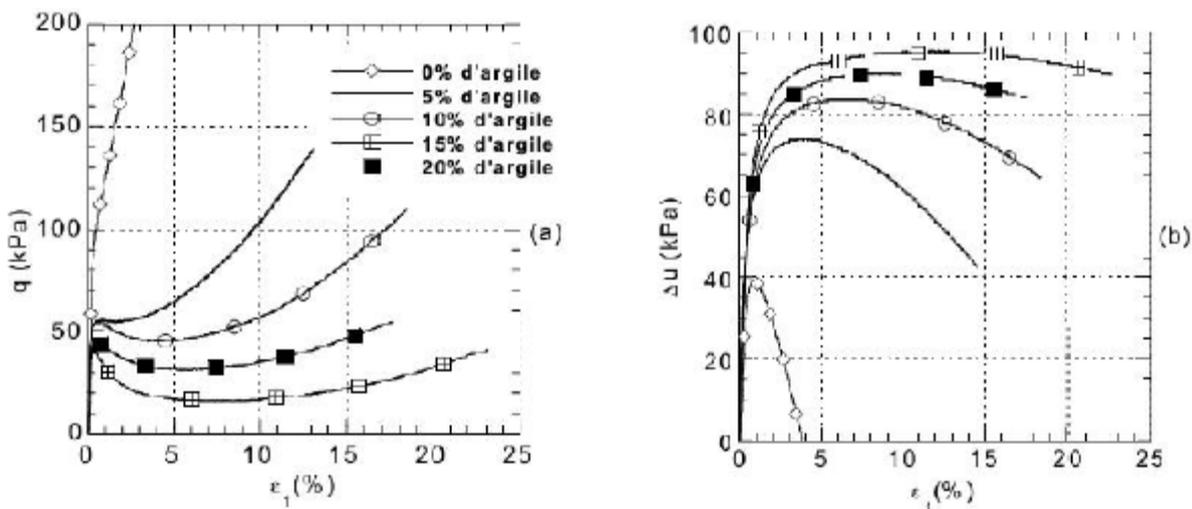


Figure 2.22: Essais triaxiaux non drainés sur un mélange sable d'Hostun-argile (kaolin) (Bouferra et Shahrour, 2001)

Les essais non drainés réalisés par Arab (2009) sur un mélange du sable de Chlef (Algérie) et du limon de l'Oued de Chlef pour différentes valeurs de fraction des fines (entre 0 et 50%) à une

pression de confinement initial de 100 kPa (Figure 2.23) montre que l'augmentation de la fraction des fines conduit à une augmentation de la pression d'eau et par conséquent à une réduction de la résistance du mélange au déviateur comme l'illustre la figure 2.23a. La même tendance a été trouvée par Chemmam et al. (2016) dans leur recherche.

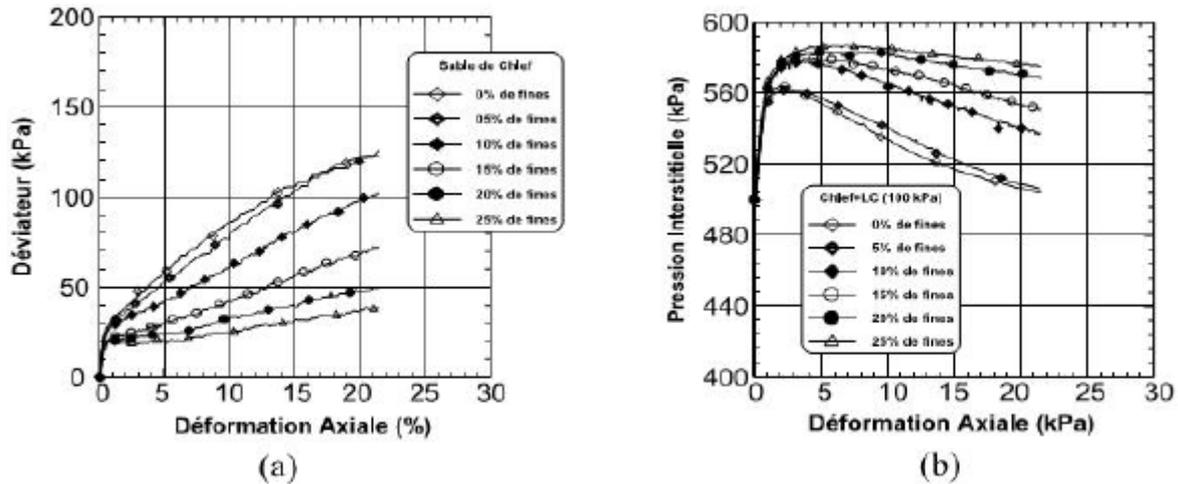


Figure 2.23: Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (Arab, 2009)

Dans ce cas, l'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange est observée pour les faibles teneurs en fines (5% et 10%), et devient très prononcée au delà de 15%. Ces résultats sont en accord avec les observations de Shen et al. (1997) et de Troncosco et Verdugo (1985).

Pour étudier l'influence des fines sur le comportement drainé du mélange (sable-limon), Arab (2009) a réalisé des essais de compression monotones pour différentes fractions des fines (Figure 2.24). On note que l'augmentation de la fraction des fines entre 0 et 50% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal). En ce qui concerne la déformation volumique, on note que le sable propre et les échantillons à faible fraction des fines ($F_c < 20\%$) présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. Pour le sable propre et l'échantillon à 5% de fines, la phase de dilatance apparaît à partir de 8% de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 10% à 30% la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13%. Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50%, on observe uniquement une phase de contractance.

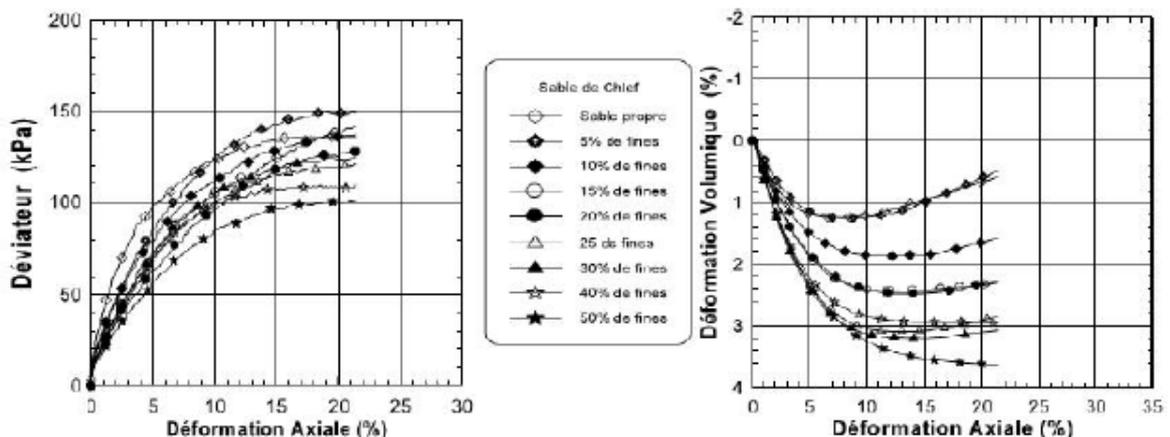


Figure 2.24: Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Arab, 2009)

La figure 2.25a (Arab, 2009) montre l'influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement du mélange sable-limon. On note que cet angle décroît selon une relation quasi-linéaire quand la fraction des fines croît de 0 à 50%. Arab (2009) a étudié la variation de l'angle caractéristique (changement de phase contractance/dilatance) en fonction de la teneur en fines (Figure 2.25b). On remarque que la teneur en fines n'a pas d'influence sur l'angle caractéristique pour les mélanges étudiés. La réduction de l'angle de frottement avec l'augmentation de la fraction des fines et la faible influence de cette dernière sur l'angle caractéristique expliquent le rôle de la fraction des fines dans l'augmentation de la phase de contractance des sols étudiés.

Belkhatir et al. (2014) et Benghalia et al. (2014) ont établi à travers les résultats de leurs essais triaxiaux monotones et cycliques, la relation directe et prépondérante entre la teneur en fines et le comportement mécanique du sable limoneux

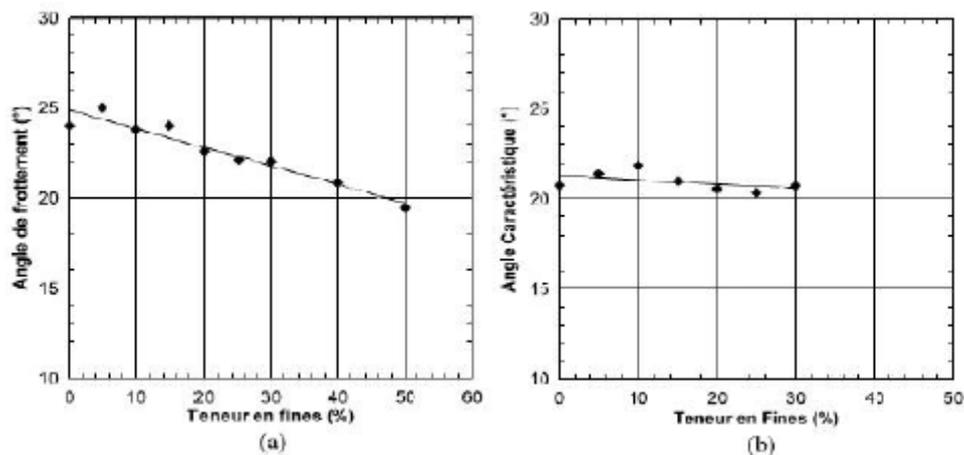


Figure 2.25: Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique (Arab, 2009)

2.4.8. Influence des modes de déposition

L'effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance à la liquéfaction a fait l'objet de certaines recherches controversées, car on ne trouve pas un consensus dans la littérature, certains auteurs trouvent que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par la méthode de sédimentation que pour des échantillons préparés par d'autres méthodes à savoir la pluviation à sec et le placement humide (Zlatovic et Ishihara, 1997); d'autres trouvent que la résistance à la liquéfaction des échantillons préparés par placement humide est plus élevée que pour ceux préparés par pluviation à sec (Mulilis et al., 1977). Canou (1989) a présenté des résultats montrant que les essais préparés par pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par placement humide. Vaid et al. (1999) confirment ce résultat en montrant que le placement humide favorise l'initiation de la liquéfaction par rapport à une mise en place par pluviation sous eau.

Benahmed et al. (2004) ont effectué des essais sur le sable d'Hostun Rf selon deux modes de reconstitution des éprouvettes, le damage humide et la pluviation à sec (Figure 2.26). L'examen des courbes de cisaillement (Figure 2.26a) permet de mettre en évidence des comportements très différenciés, en fonction du mode de préparation, avec un comportement typique de liquéfaction pour le damage humide et, pour la pluviation, après amorçage d'un léger radoucissement, une phase de durcissement (écrouissage positif) significatif, caractéristique des sables dilatants en conditions

non drainées. Les chemins de contraintes correspondants sont représentés sur la figure 2.26b, où l'on retrouve la forme typique caractérisant la liquéfaction pour le damage humide et, pour la pluviation à sec, une forme typique de matériau d'abord contractant puis dilatant après franchissement du seuil caractéristique tel que défini par Luong (1980). Donc Benahmed et al. (2004) confirment les résultats de Canou (1989) et Vaid et al. (1999).

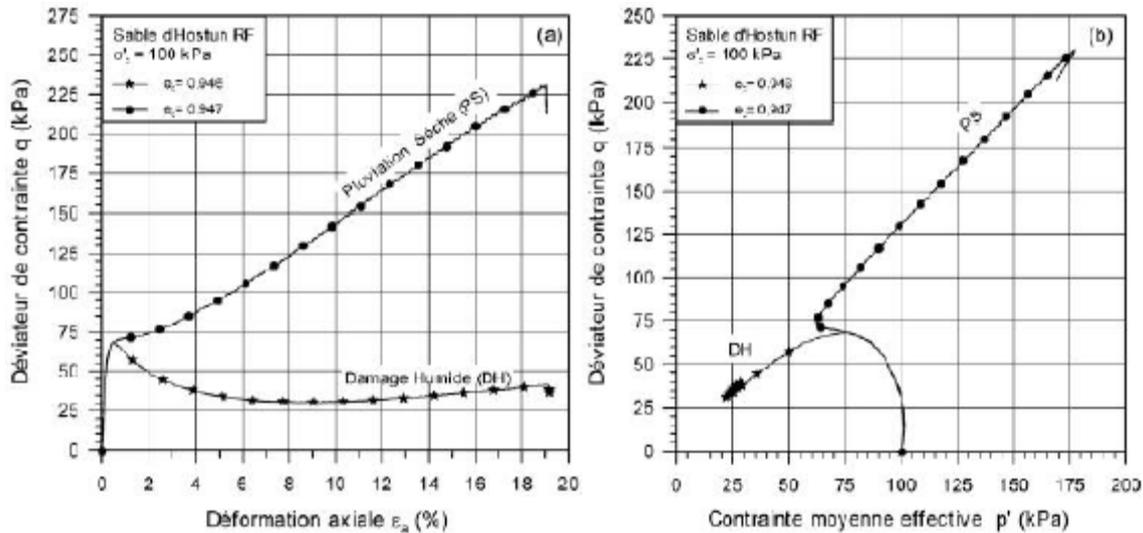


Figure 2.26: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur les comportements observés pour un état lâche du sable: (a) courbes de cisaillement; (b) chemins des contraintes effectives. Benahmed et al. (2004)

Dans le but d'évaluer l'influence de la méthode de préparation des échantillons sur le comportement non drainé du sable de Chlef, Della et al. (2009) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés selon deux méthodes de préparation : pluviation à sec (PS) et placement humide (PH) avec une teneur en eau de 3%.

La figure 2.27 (Della et al., 2009) montre l'influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal. On note que la méthode de déposition par pluviation à sec (PS) donne des valeurs du déviateur maximal beaucoup plus importants donc une résistance à la liquéfaction beaucoup plus grande, à l'inverse de la méthode de placement humide (PH) où l'on constate des valeurs du déviateur maximal plus faibles pour des densités faibles ou modérée (état lâche pour $I_d = 0.29$) avec stabilisation progressive autour d'une valeur ultime stationnaire très faible ou nulle signifiant la liquéfaction de l'échantillon.

Les mêmes tendances sont constatées pour les variations des valeurs au pic du déviateur données sur la figure 2.28, où l'on remarque que les échantillons conçus par la méthode de pluviation à sec montrent une résistance au cisaillement monotone supérieure ($q_{\max} = 240.97$ kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa) à ceux fabriqués par placement humide ($q_{\max} = 106.73$ kPa à l'état dense et à un confinement de 200 kPa).

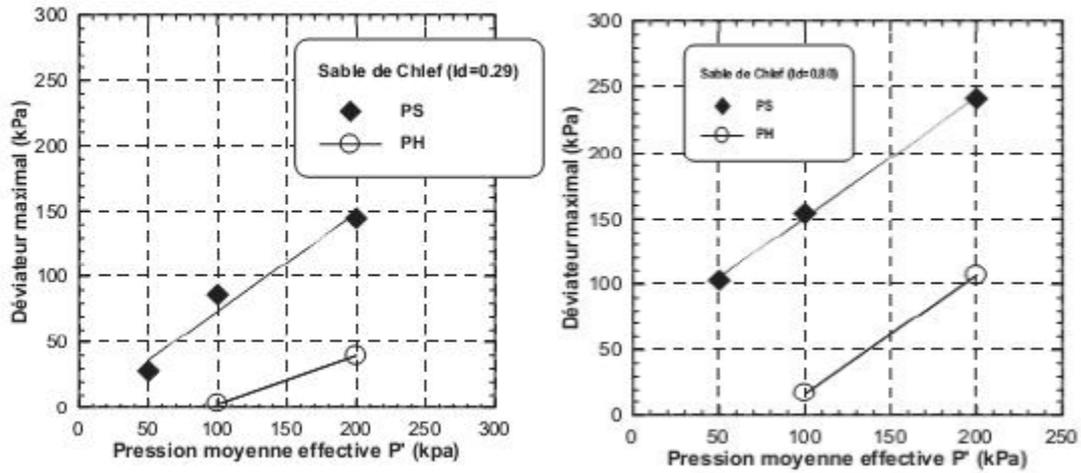


Figure 2.27: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur maximal (Della et al., 2009)

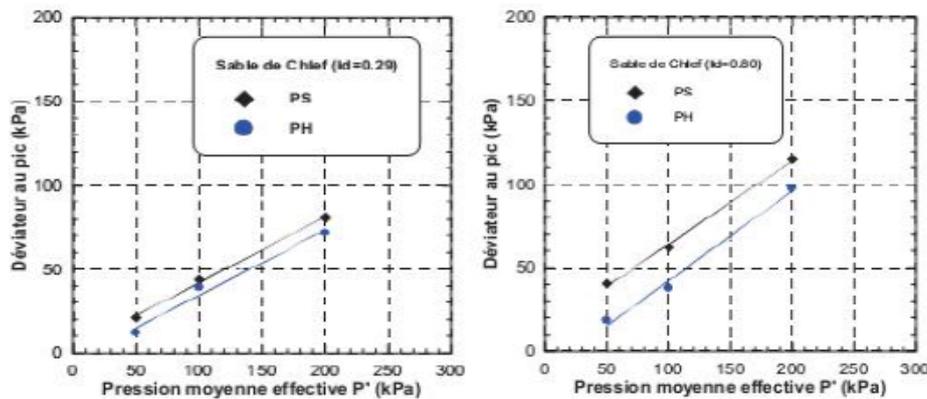


Figure 2.28: Influence de la méthode de déposition sur le déviateur au pic (Della et al., 2009).

Les mêmes tendances ont été constatées par Della et al. (2016) dans leurs essais cycliques et Della et Feia (2018) dans leurs essais monotones.

Les résultats obtenus par Della et al. (2009) sont conformes à ceux trouvés par Benahmed et al. (2004) et Canou (1989).

Les figures 2.29a et 2.29b (Della et al., 2010) décrivent l'évolution de l'effort résiduel en fonction de la pression de confinement effective.

On constate sur la figure 2.29a que l'effort résiduel des échantillons préparés par la méthode de pluviation à sec augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement effective et avec la densité relative initiale (I_d). En revanche, pour les échantillons préparés avec la méthode de placement humide (Figure 2.29b), on note que l'effort résiduel augmente avec l'augmentation de la pression de confinement effective de 100 à 200 kPa pour des indices de densité relative $I_d = 0.50$ et 0.80 . Pour la contrainte de confinement effective $P'_c = 50$ kPa et pour l'indice de densité relative $I_d = 0.29$, cet effort résiduel est nul même pour la contrainte de confinement effective 200 kPa.

Ces différences de comportement constatées entre les deux méthodes de déposition, peuvent s'expliquer par le fait que les échantillons préfabriqués par la méthode de pluviation à sec présentent un comportement dilatant et stable, tandis que ceux préparés par la méthode de

placement humide sont plutôt contractants et instables. Cette instabilité peut provenir de la présence d'une certaine quantité d'eau qui permet d'avoir des échantillons foisonnés avec des macropores facilement compressibles et vulnérables à la liquéfaction.

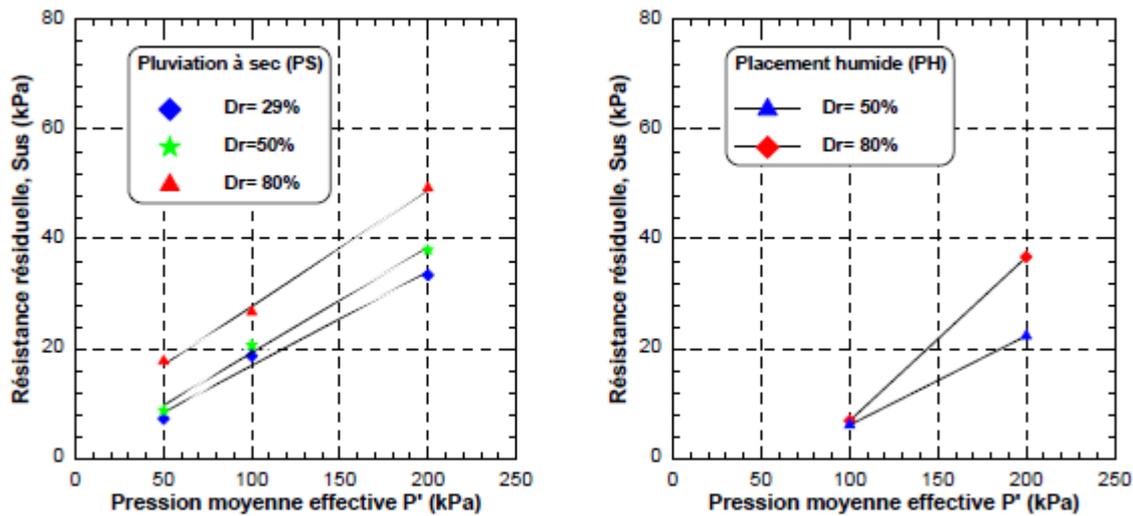


Figure 2.29: Influence de la méthode de déposition des échantillons sur la résistance résiduelle (Della et al., 2010): (a) pluviation à sec, (b) placement humide.

Plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction (Lade 1974; Mulilis et al. 1977; Tatsuoka et al. 1986a; Amini et Sama 1999). Les résultats trouvés par Mulilis et al. (1977) et reportés sur la figure 2.30 montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec. Amini et Sama (1999) lors de leur étude sur le comportement d'un mélange d'argile-sable-grave, ont utilisé deux méthodes pour la préparation des échantillons à savoir la préparation par damage humide et sédimentation. La préparation humide (damage) est utilisée pour obtenir des échantillons homogènes tandis que la sédimentation entraîne une stratification du sol. Les résultats montrent que pour la 1^{ère} série (30% graviers), la résistance à la liquéfaction au début du chargement est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage (compactage) humide que par sédimentation puis elle diminue avec l'augmentation du nombre de cycles (Figure 2.31).

La 2^{ème} série (10% graviers) montre que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour les échantillons obtenus par damage humide que par sédimentation; et elles ne sont significativement différentes malgré le fait que le mode de préparation des échantillons est totalement différent; cela peut être expliqué par le fait que la perméabilité horizontale est plus élevée que la perméabilité verticale dans le cas des échantillons stratifiés. On remarque qu'il n'y a pas de différence notable pour les courbes de résistance à la liquéfaction (Figure 2.32).

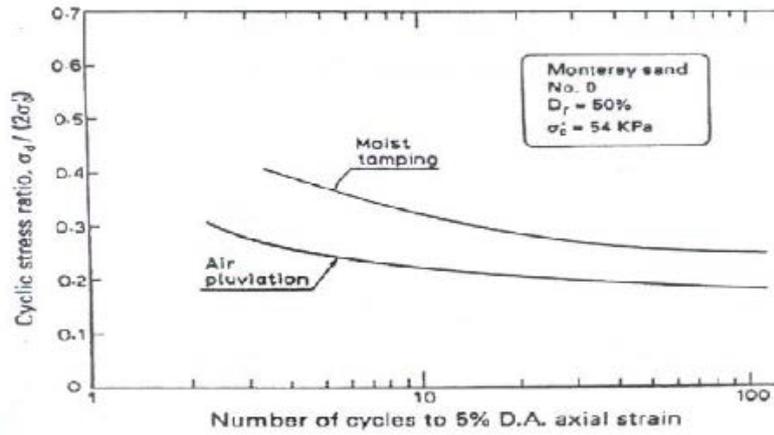


Figure 2.30: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable (Mulilis et al., 1977).

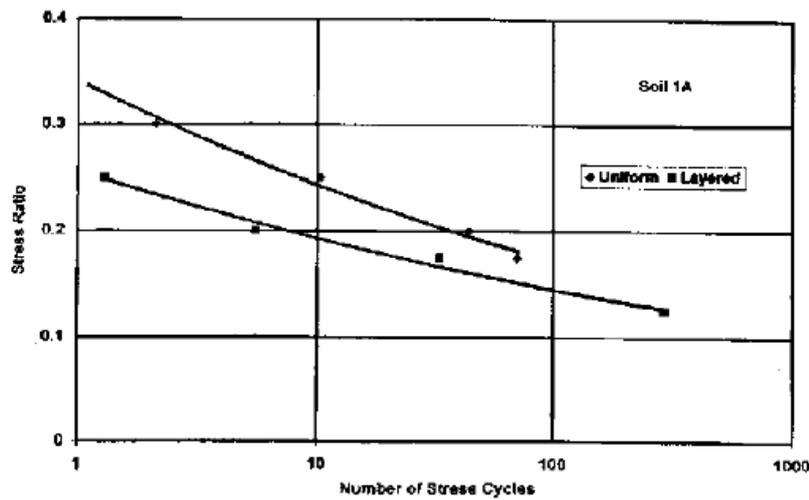


Figure 2.31: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 1^{ère} série avec 30% gravier (Amini et Sama, 1999).

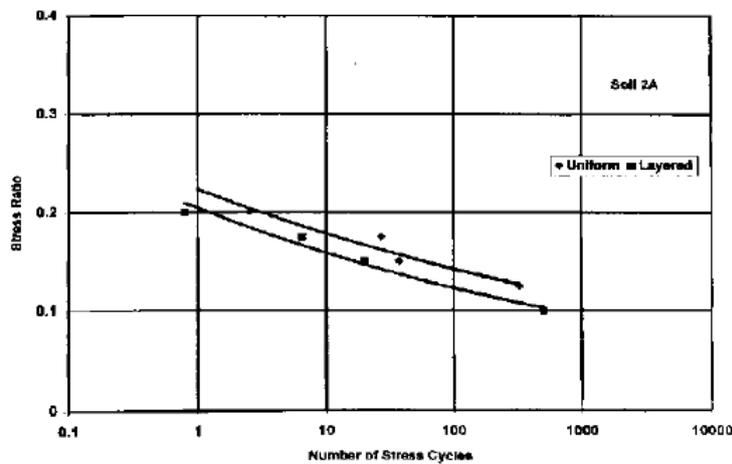


Figure 2.32: Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable, 2^{ème} série avec 10% gravier (Amini et Sama, 1999).

Une autre étude a été réalisée sur un sable limoneux par Zlatovic et Ishihara (1997) et a montré que la méthode de préparation a un effet sur le comportement du sol. En préparant l'échantillon par la méthode de déversement à sec, la résistance au cisaillement du mélange diminue avec l'augmentation de la fraction des fines; en optant pour une autre méthode à savoir la déposition par sédimentation, l'échantillon montre un autre comportement: La résistance diminue jusqu'à une teneur en fines $F_c = 30\%$ puis elle réaugmente (Figure 2.33a. et 2.33b).

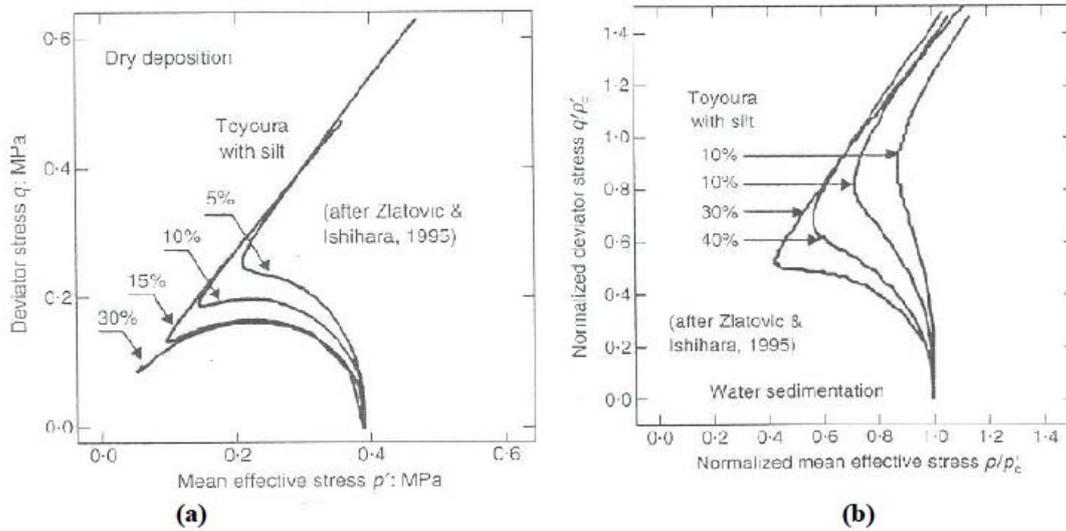


Figure 2.33: Effet de la méthode de préparation sur le comportement d'un sol (Zlatovic et Ishihara, 1997).

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

2.4.9. Influence du Précisaillement

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

Du fait que la liquéfaction des sols nécessite l'application d'un chargement cyclique comportant un changement de signe du déviateur (Lee et Seed 1967, Yoshimi et Oh-Ok 1975, Vaid et Finn 1979, Mohkam 1983), on s'attend à ce que toute contrainte de cisaillement initiale améliore la résistance à la liquéfaction. La figure 2.34 montre les résultats des essais réalisés par Hyodo et al. (1991) pour différentes valeurs du cisaillement initial et avec deux densités relatives initiales ($D_r = 70\%$ et 50%). On remarque que la résistance à la liquéfaction s'améliore d'une manière sensible avec l'augmentation du cisaillement initial.

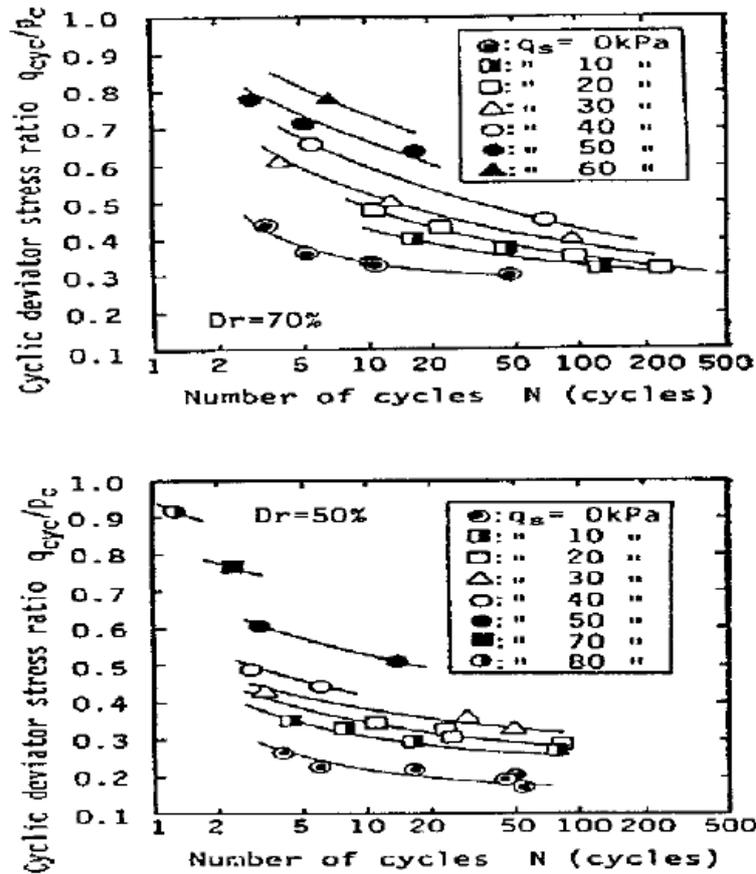


Figure 2.34: Influence du pré cisaillement sur la résistance à la liquéfaction, (q_s): déviateur, sable dense ($D_r = 70\%$); sable lâche ($D_r = 50\%$); (Hyodo et al., 1991).

2.5. Conclusion

Par le biais de cette synthèse bibliographique il a été présenté les résultats de différents travaux de recherche concernant le comportement des sols et l'effet des différents paramètres (Saturation, consolidation, préchargement, la présence des fines, coefficient des terres au repos, densité relative, confinement.....) sur la résistance de ces sols. Il a été montré que:

- La valeur de déviateur de contrainte d'un sol dans une pluviométrie à sec est supérieure à celle dans un placement humide;
- Le déviateur de contrainte augmente avec l'augmentation de la pression effective;
- L'augmentation de la densité relative améliore la résistance d'un au cisaillement ce qui induit une augmentation du déviateur.

A la lumière de cette recherche bibliographique, on va s'intéresser dans notre futur travail de recherche dans le cadre du projet de master, à l'étude de l'effet des méthodes de reconstitution des échantillons et d'autres paramètres, sur la résistance au cisaillement du sol de la région de Chlef à travers des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Chapitre 3:

Différents modes de déposition des sols

Chapitre 3: Différents modes de déposition des sols

3.1. Introduction

Il est communément admis actuellement que les différentes méthodes de reconstitution telles que le compactage humide, la pluviation sous air, la pluviation sous eau produisent des structures (au sens de l'arrangement géométrique des grains) différentes qui conduisent à des réponses de comportement du 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.

Been and Jefferies (1985) trouvent des résistances au cisaillement et des comportements volumiques différents pour deux échantillons de sable Kogyuk fabriqués par pluviation et damage humide. A partir de leurs résultats d'essais non drainés sur le sable d'Hostun Rf, Canou (1989) et Canou et El-Hachem (1989) montrent qu'un matériau préparé par damage humide peut montrer un comportement de type liquéfaction ou liquéfaction limitée, alors que s'il est préparé par pluviation à sec, il peut être dilatant (Figure 3.1a). Canou (1989) explique ceci par le fait que le dépôt humide favorise la formation d'une structure lacunaire résultant des liaisons capillaires produites par l'humidification du sable et que le dépôt sec, quant à lui, fournit une structure granulaire beaucoup plus régulière. Vaid et al. (1990) montrent également que le dépôt humide procure une structure contractant très susceptible de se liquéfier par comparaison au dépôt par pluviation sous eau. Zlatovic and Ishihara (1977) trouvent que le mode de fabrication affecte profondément la droite de compressibilité du sable et sa réponse non drainée après le pic. Cependant celle-ci n'a aucun effet en très grande déformation, lorsque l'état stable est atteint. Plus récemment, Vaid et al. (1999) mettent en évidence une différence de comportement pour trois modes de préparation différents; le damage humide, la pluviation sous air et la pluviation sous eau (Figure 3.1b). Ils trouvent que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats au laboratoire et, qu'en revanche, la pluviation sous eau est le mode de préparation qui se rapproche le plus des dépôts alluvionnaires naturels et le mieux adapté pour les analyses de liquéfaction. Hoeg et al. (2000) arrivent aux mêmes conclusions.

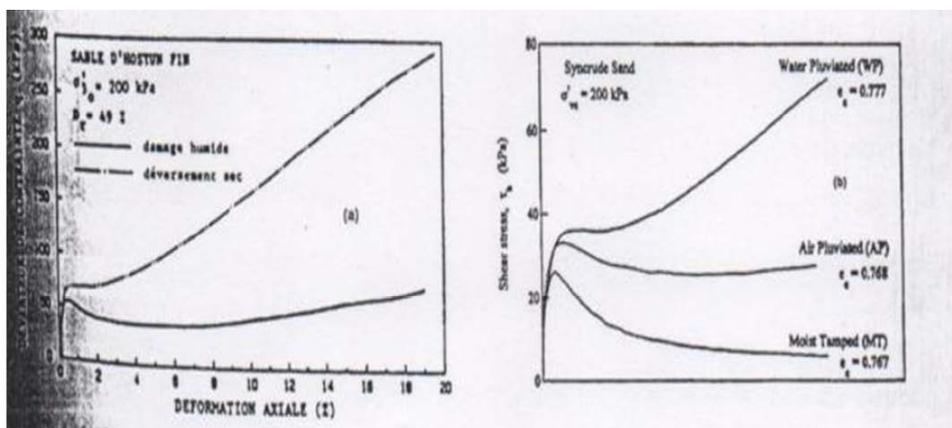


Figure 3.1: Influence du mode de dépôt sur la réponse non drainée des sables.

(a) Canou (1989); (b) Vaid et al. (1999).

3.2. Modes de dépôt

3.2.1. Déversement à sec (DS)

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (Figure 3.2). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir.

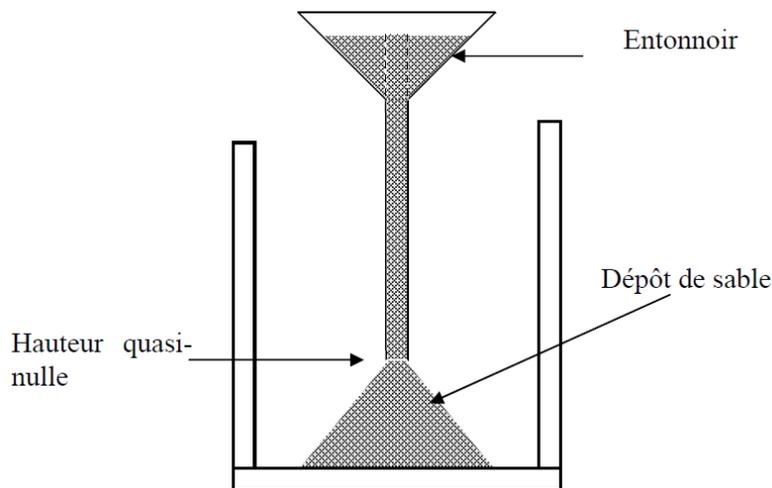


Figure 3.2: Préparation par déversement à sec

3.2.2. Sédimentation (WS)

Le sol sec mélangé doit être déposé dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives (Figure 3.3) (Ishihara, 1993). Le sol est déposé délicatement dans l'eau. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0.3cm au dessus du niveau d'eau. On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. Cette méthode reproduit la déposition naturelle d'un sol.

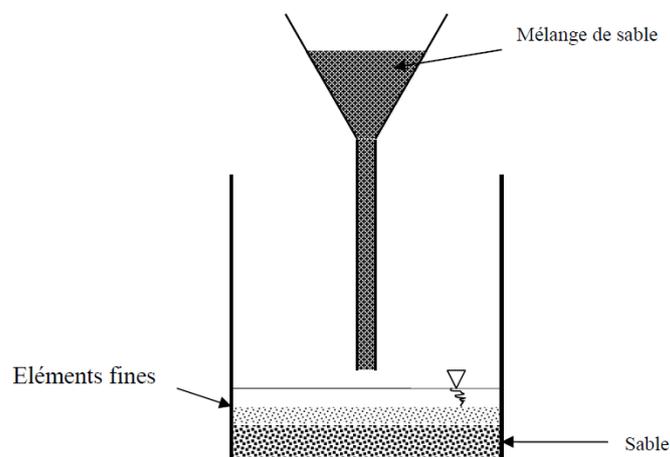


Figure 3.3: Méthode de préparation des échantillons par sédimentation (SW) (Ishihara, 1993)

3.2.3. Placement humide (MP)

Cette méthode consiste en une déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau. Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. La teneur en eau varie de 5% pour le sable à 20% pour les sols fins. Cette méthode est très commode pour le sable, parce qu'elle peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides.

3.2.4. Préparation par sous compaction

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

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_i - 1} x(n-1) \right] \quad (3.1)$$

Pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est:

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \quad (3.2)$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd (1978) propose la formule suivante:

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n-1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad (3.3)$$

Où:

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

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

n : Nombre de couches considérées,

n_i : Première couche initiale,

n_t : Nombre total de couches,

h_n : Hauteur de la nième couche,

h_t : Hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (Figure 3.4). La méthode préconisée par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985), suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

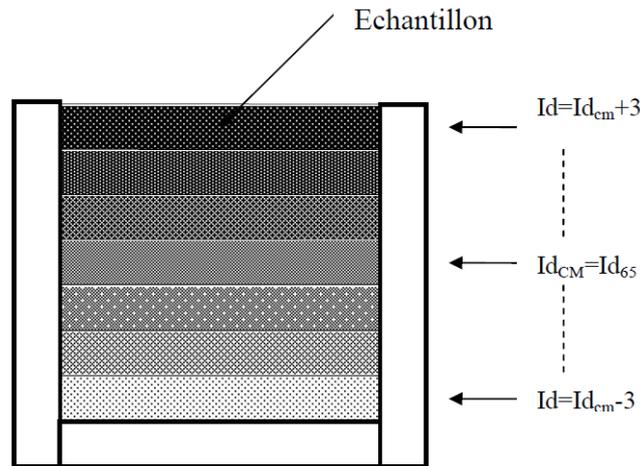


Figure 3.4: Préparation par sous compaction (Ladd, 1978)

3.3. Dispositif de pluviation du sable

La pluviation est un processus de reconstitution assez proche du mode de dépôt géologique naturel (sédimentaire) et qui permet de reconstituer des structures granulaires homogènes, à densité ou indice de densité donné, que l'on peut cibler à priori, en fonction des deux paramètres principaux du processus que sont l'intensité de déposition (ou débit massique) et la hauteur de pluviation.

Un des problèmes important lié à la reconstitution d'éprouvettes de sable en laboratoire est celui de l'homogénéité du matériau, de la répétabilité de la procédure et du bon contrôle de densité des éprouvettes. Ceux-ci ont fait l'objet de nombreux travaux ces dernières années dont nous donnons quelques éléments bibliographiques ci-dessous.

3.3.1. Eléments de bibliographie sur les différents dispositifs de pluviation

La première génération de pluviateurs est due à Kolbuszewski (1948a, 1984b). En effet, en voulant déterminer les porosités limites, c'est-à-dire maximale et minimale, pour un sable donné, Kolbuszewski a constaté au début de ses recherches que l'indice de densité du sable dépend de la vitesse de chute des grains et de leur intensité de déposition ainsi que de la hauteur de pluviation. Il a, en conséquence, développé le premier pluviateur qui permettait de fabriquer des éprouvettes de sable par la technique de pluviation sous air avec possibilité de fixer plusieurs hauteurs de pluviation et, surtout, de mesurer la durée de pluviation pour un volume donné à partir duquel il déduisait la masse et les porosités correspondantes. Il l'a ensuite adapté à la pluviation sous eau (Figure 3.5). Ces résultats ont montré que la porosité pour une hauteur donnée diminuait avec le temps de pluviation jusqu'à une valeur limite, qui elle-même, diminuait avec l'augmentation de la hauteur de pluviation.

Il a également mis en évidence l'existence d'une hauteur de pluviation limite au-delà de laquelle celle-ci n'a plus d'effet sur la variation de la porosité.

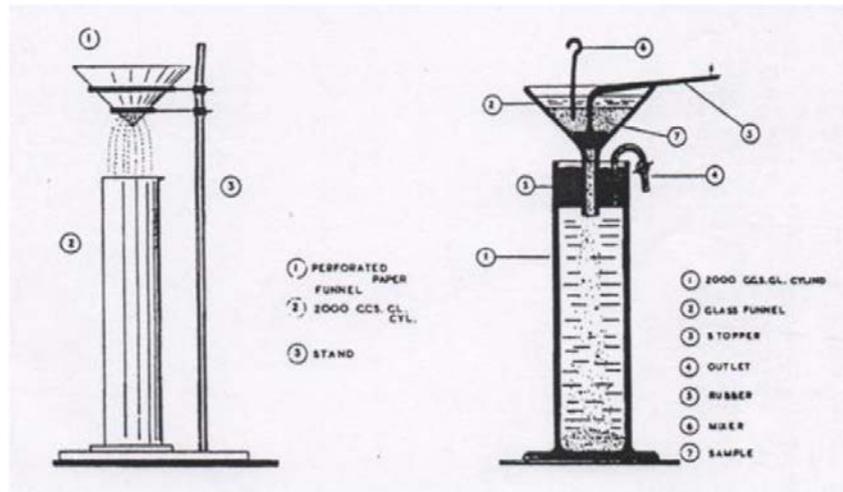


Figure 3.5: Premiers appareils de pluviation (Kolbuszewski, 1948)
 (a) pluviation sous air; (b) pluviation sous eau.

En voulant étudier l'effet du mode de préparation sur le comportement mécanique du sable, Miura et Toki (1982) utilisent un autre modèle de pluviateur plus sophistiqué pour la reconstitution de leurs éprouvettes. Celui-ci est constitué d'un réservoir de sable conique possédant à sa base une ouverture qui permet de gérer le débit du sable, d'un cylindre en plexiglas contenant sept tamis servant à assurer une déposition uniforme du sable et donc une bonne homogénéité de l'échantillon.

Le tout est fixé à un support qui permet le mouvement vertical du réservoir et du cylindre pour faire varier la hauteur de pluviation (Figure 3.6). Contrairement à Kolbuszewski (1948a, 1948b), leurs résultats montrent que l'influence de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité est insignifiante.

Cependant, ce dernier est fortement affecté par le diamètre de sortie, et donc le débit du sable (Figure 3.7). Ils concluent que dans la méthode de préparation par pluviation, le débit est le principal facteur qui contrôle la densité des éprouvettes. Celui-ci permet, par sa variation, de fournir toute une gamme de densité allant de la plus lâche à la plus dense.

Mulilis et al. (1975) avaient présenté auparavant des résultats similaires concernant l'influence du débit sur l'indice de densité mais mentionnent tout de même une légère influence de la hauteur de pluviation.

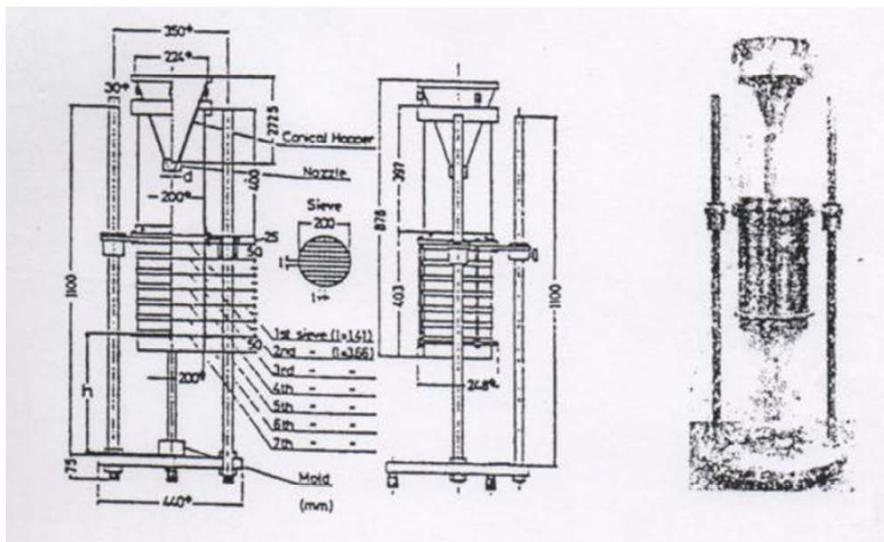


Figure 3.6: Pluviateur à plusieurs tamis (Miura and Toki, 1982)

En revanche, les résultats présentés par Vaid and Negussey (1984) vont plutôt dans le même sens que ceux de Kolbuszewski (1948a, 1948b) à savoir que l'indice de densité dépend fortement de la hauteur de pluviation aussi.

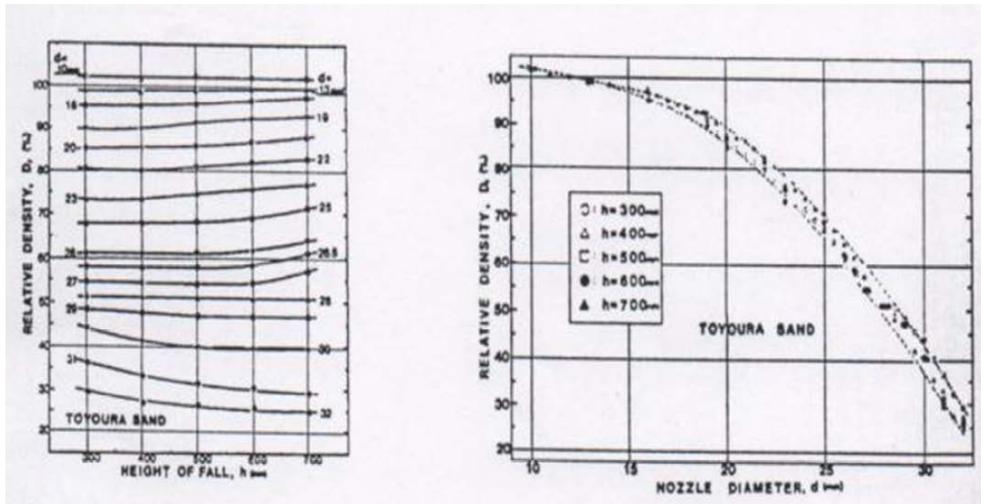


Figure 3.7: Influence de la hauteur de pluviation et du débit sur l'indice de densité (Miura and Toki, 1982).

En utilisant un pluviateur à une échelle plus grande (Figure 3.8), Rad and Tumay (1987) réalisent une étude très détaillée concernant l'influence de différents paramètres incluant l'intensité de déposition, la hauteur de pluviation, la hauteur de chute, l'utilisation de tamis et la dimension de leurs mailles, leur nombre, la distance entre eux, le nombre de trous de la plaque qui gère le débit ainsi que leur diamètre et leur disposition sur l'indice de densité des échantillons reconstitués par la méthode de pluviation (Figures 3.9 à 3.12).

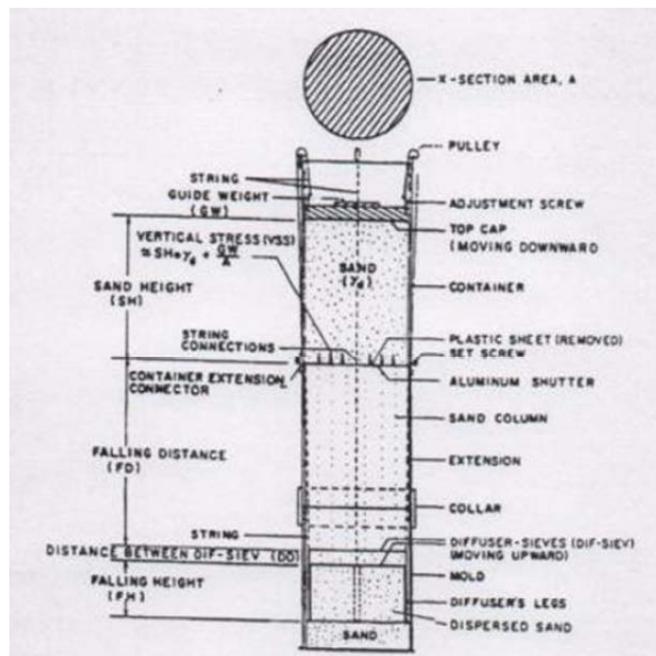


Figure 3.8: Pluviateur à plusieurs tamis (Rad and Tumay, 1987).

Leurs travaux confirment la forte influence de l'intensité de déposition sur la densité obtenue et montrent un effet beaucoup moins prononcé de la hauteur de pluviation, de la taille des milles du

tamis et de la configuration des trous dans la plaque supérieure. Ils trouvent également que la hauteur du sable dans le réservoir, le nombre de tamis utilisés et la distance entre eux, ainsi que la hauteur de chute ont une influence relativement négligeable.

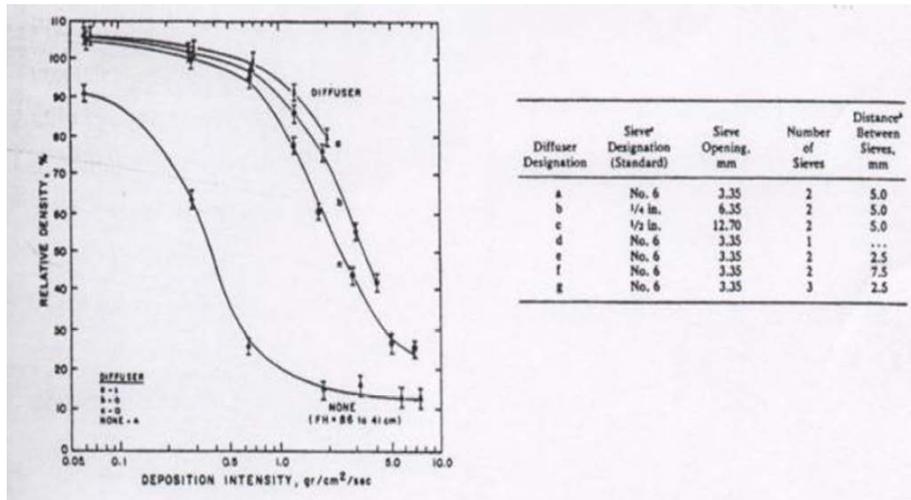


Figure 3.9: Influence de l'intensité de déposition et de l'ouverture de la maille des tamis sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).

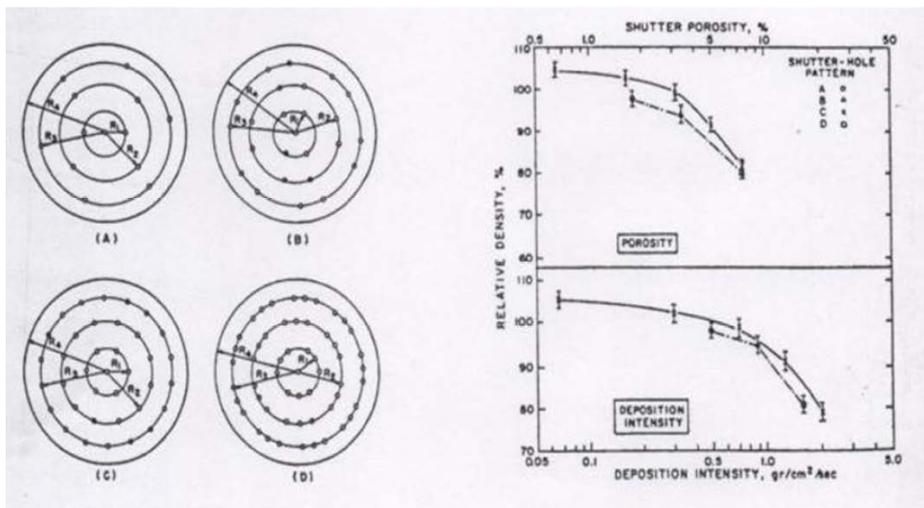


Figure 3.10: Influence du nombre de trous et de leur disposition l'intensité de déposition sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).

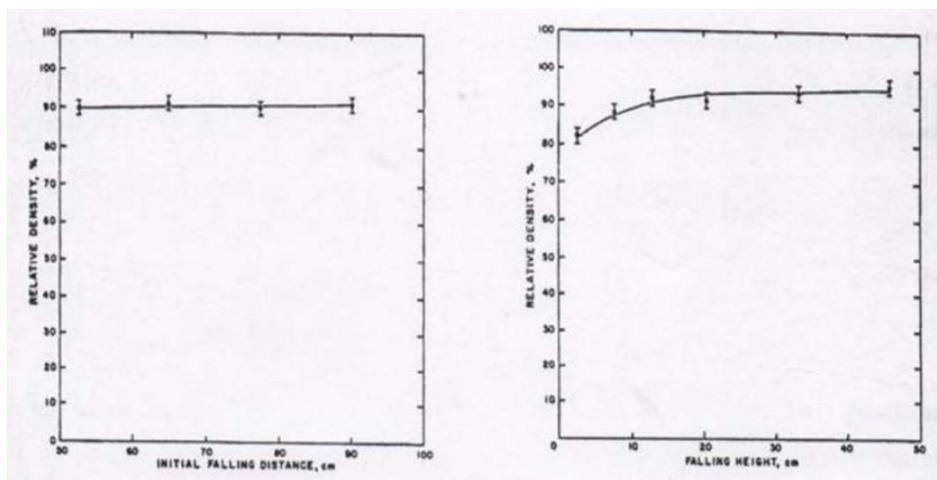


Figure 3.11: Influence de la hauteur de chute et de la hauteur de pluviation sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).

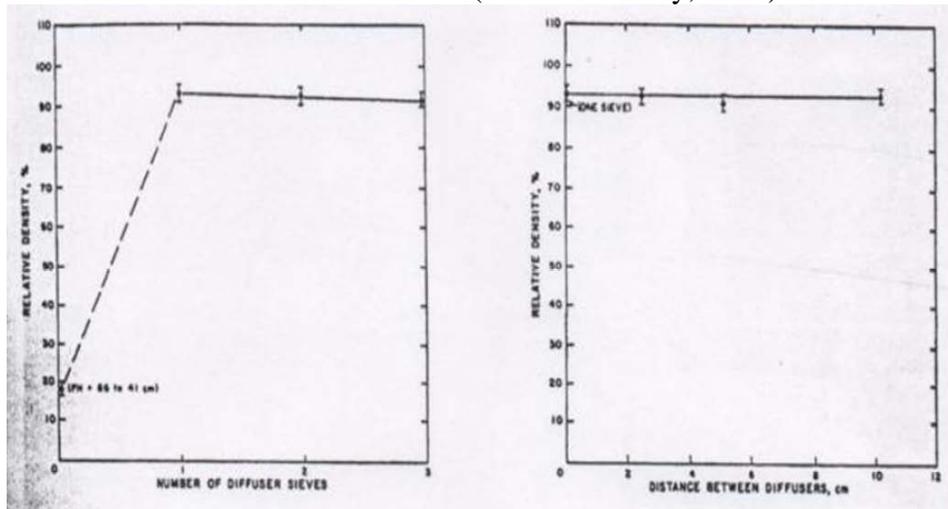
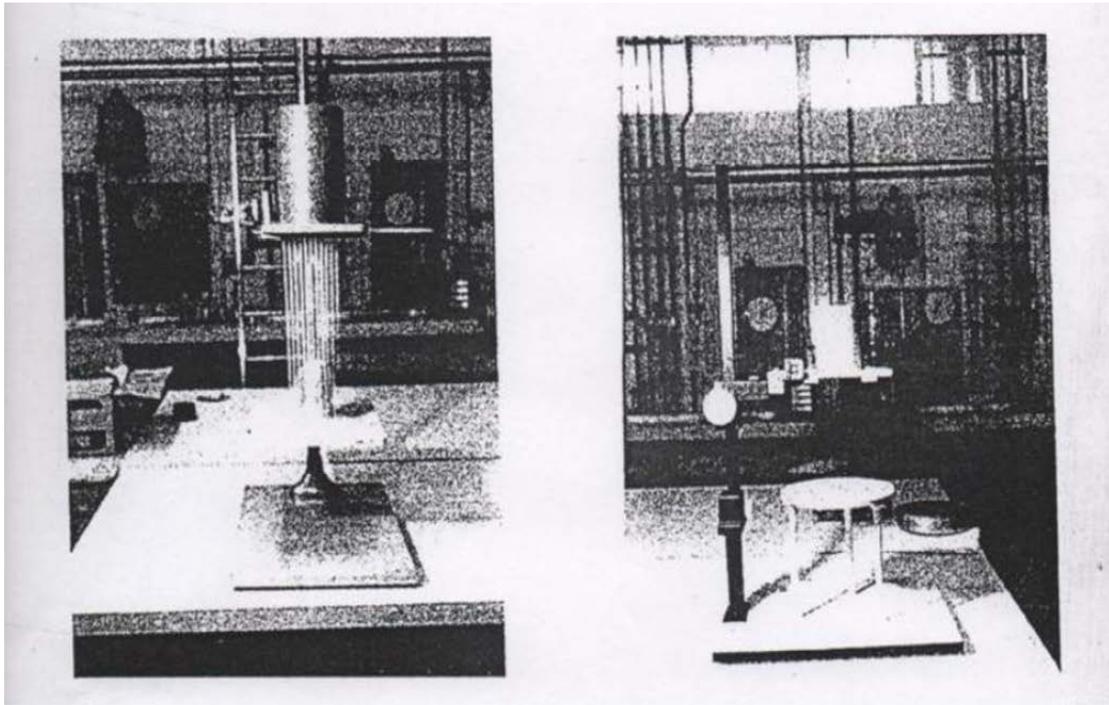


Figure 3.12: Influence du nombre de tamis et de la distance entre tamis sur l'indice de densité (Rad and Tumay, 1987).

A partir d'un modèle mis au point au laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) de Nantes pour la confection des massifs de sable pour modèles centrifugés, et qui a donné des résultats très satisfaisants concernant l'homogénéité des massifs reconstitués et la répétitivité des densités, Levacher et al. (1994) présentent quatre types de pluviateurs dont le développement est dérivé du premier système utilisé pour les modèles réduits. Les deux premiers appareils, PSA1 et PSA2, sont à hauteur de chute variable (Figure 3.13). Les deux autres pluviateurs, PSA3 et PSA4, sont similaires aux premiers mais sur lesquels des modifications ont été apportées pour palier le problème lié à la hauteur de chute variable qui conduit à la formation d'échantillons plus lâches en tête. Ceux-ci ont été équipés d'un asservissement à ressort sur lequel vient se suspendre le réservoir et dont l'allongement doit être en accord avec les chargements afin d'assurer une hauteur de pluviation constante. La raideur du ressort est choisie en fonction du poids volumique moyen du matériau et de la section du réservoir (Figure 3.14).

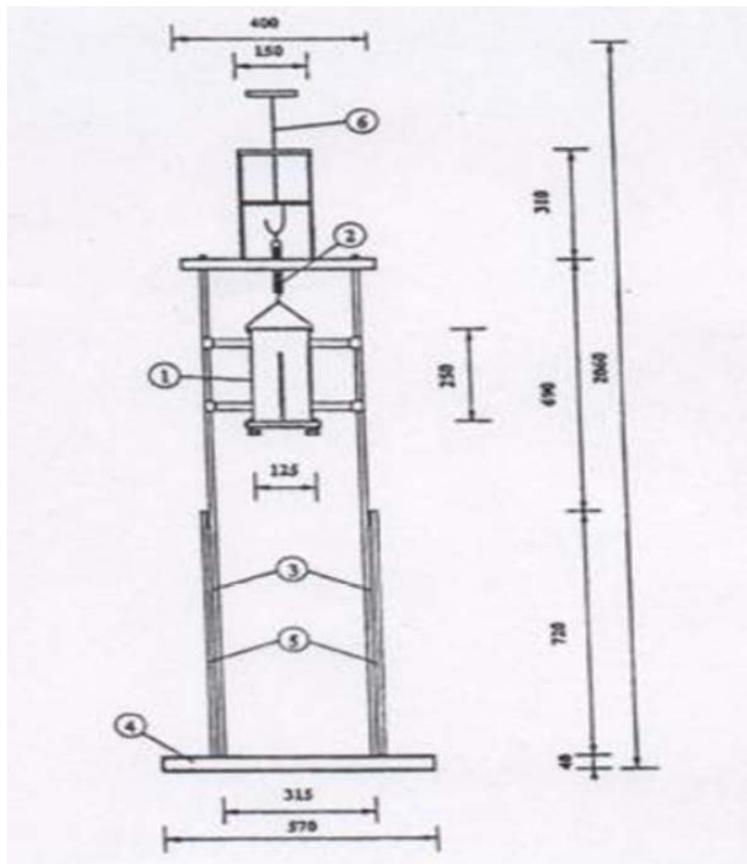
Levacher et al. (1994) montrent que ces pluviateurs permettent d'obtenir des densités allant de 25% à 95% pour le sable de Fontainebleau. Ceux-ci sont totalement gouvernés par la hauteur de chute et le choix de la grille qui fixe le débit (Figure 3.15).



PSA1

PSA2

Figure 3.13: Pluviateur à hauteur de chute variable (Levacher et al.,1994).



PSA4

Figure 3.14: Pluviateur à hauteur de chute constante (Levacher et al.,1994).

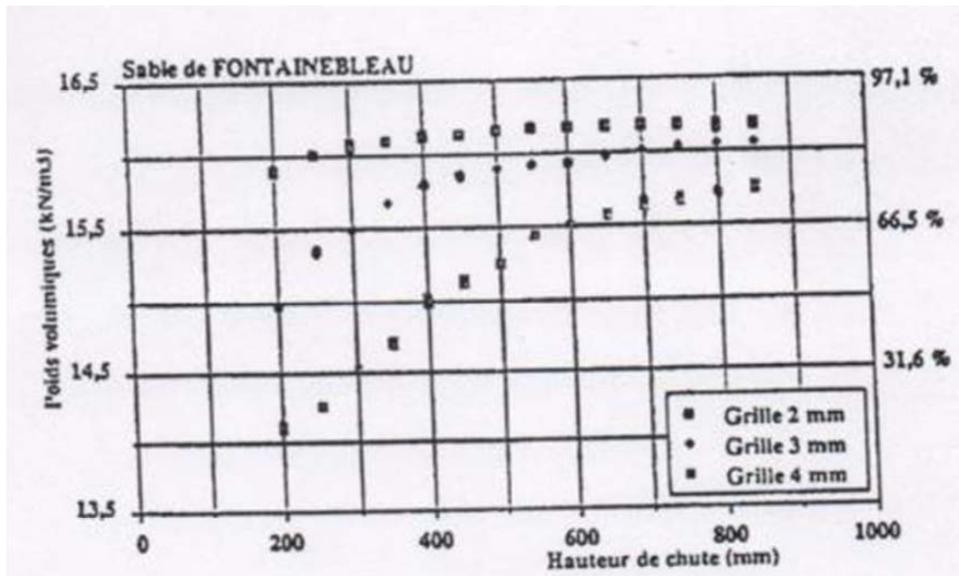


Figure 3.15: Influence de la hauteur de chute (Levacher et al., 1994).

Plus récemment, Cresswell et al. (1999) réalisent une étude pour déterminer la densité maximale des sables par pluviation et montrent que celle-ci est obtenue pour des temps de pluviation très longs, ce qui signifie pour des intensités de déposition très faibles. Ils montrent à travers des observations très fines du processus de pluviation que la densification se produit à l'intérieur d'une fine couche dans laquelle les grains bougent activement dans le plan horizontal (Figure 3.16). Cette couche, située au dessus du sable déposé, est appelée «couche énergétique». Elle est nécessaire pour l'obtention de très fortes densités et est mobilisée pour des temps de pluviation maximum. Cresswell et al. (1999) établissent également des comparaisons entre des densités obtenues par pluviation et celles par déversement en utilisant le même appareillage mais sans les tamis. Ils montrent que les densités maximales ne peuvent être obtenues par la méthode de déversement que si ce dernier est réalisé à très faible vitesse (très faible débit) et avec une grande hauteur. Ils expliquent cela par le fait que les forts débits aboutissent à la formation d'un cône au milieu qui répartit l'écoulement des grains de part et d'autre induisant ainsi un enchevêtrement plus lâche des grains (Figure 3.17).

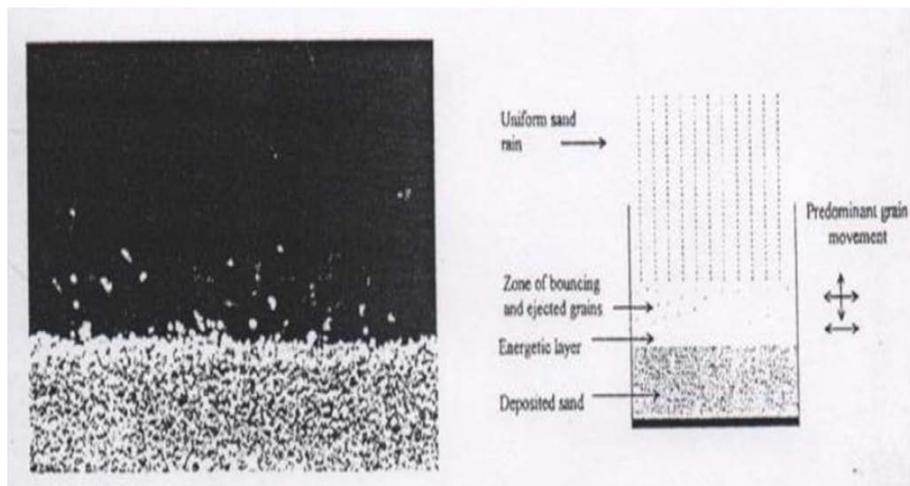


Figure 3.16: Mécanisme de pluviation avec formation de la «couche énergétique» pour les faibles vitesses de chute (Cresswell et al., 1999).

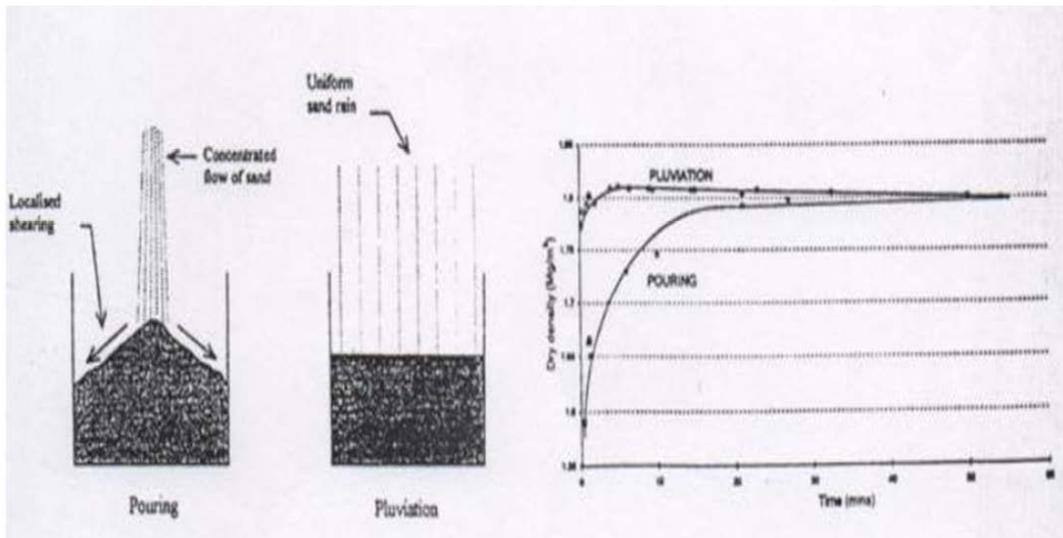


Figure 3.17: Comparaison entre le mécanisme de densification entre la méthode de pluviation et de déversement (Cresswell et al.,1999)

3.3.2. Description du dispositif de pluviation

Le dispositif de pluviation à sable adapté à la reconstitution d'éprouvettes triaxiales qui a été utilisé dans le cadre de cette étude a été développé en se basant sur le principe du dispositif utilisé actuellement au centre d'études et de recherche en mécanique des sols (CERMES) pour la réalisation de massifs sableux en chambre d'étalonnage, dans des dimensions beaucoup plus importantes (Dupla, 1995; Francis, 1997).

Un schéma de principe du processus de pluviation sur lequel sont définis les différents paramètres du processus (hauteur de chute H_c , hauteur de pluviation H_p , etc) est donné sur la figure 3.18.

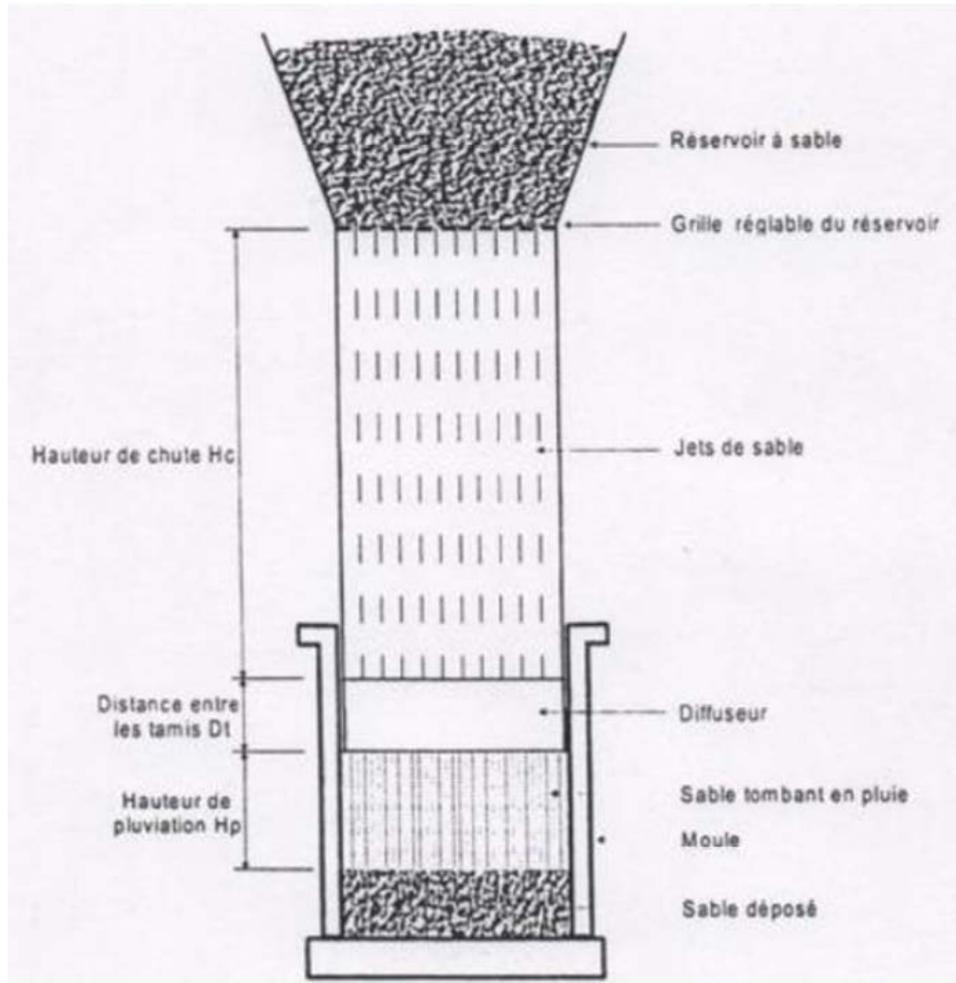


Figure 3.18: Schéma de principe du processus de pluviation avec diffuseur (Dupla, 1995).

La fabrication du pluviateur s'est inspirée du dispositif de pluviation utilisé sur la chambre d'étalonnage et développé au CERMES (Dupla, 1995). Il se compose d'un réservoir de sable, d'un corps cylindrique, d'un diffuseur et d'un système de remontée. Un schéma de base et une vue du système sont donnés sur les figures 3.19 et 3.20. Un schéma détaillé de la partie principale est également donné sur la figure 3.21.

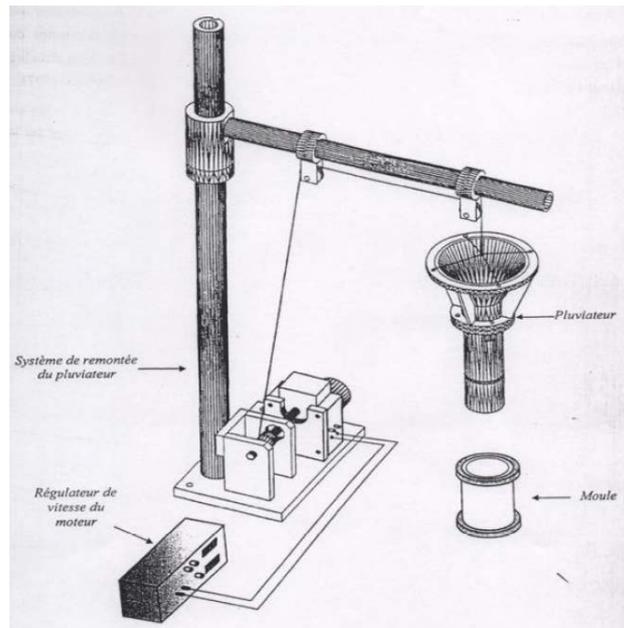


Figure 3.19: Schéma de base du pluviateur avec dispositif de relevage (Dupla, 1995).

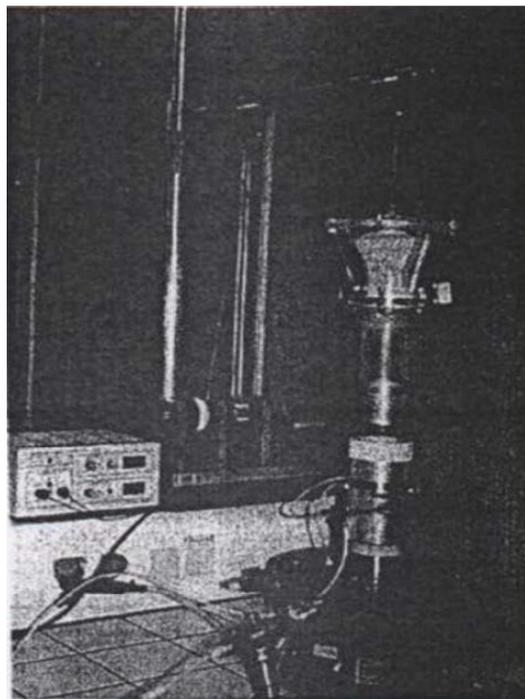


Figure 3.20: Vue du pluviateur avec dispositif de relevage (Dupla, 1995).

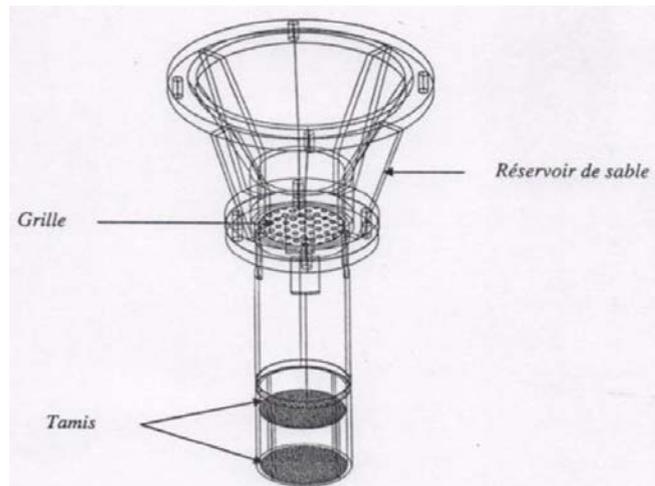


Figure 3.21: Schéma de la partie principale du pluviateur (Dupla, 1995).

3.3.2.1. Réservoir

Le réservoir, de forme conique et situé en partie haute du dispositif, est destiné à recevoir la quantité de sable nécessaire pour la fabrication de l'éprouvette. Celui-ci est équipé dans sa partie basse d'un système d'ouverture formé de deux demi plaques de forme semi circulaire reliées entre elles par une charnière qui permet la fermeture ou l'ouverture du réservoir pour libérer le sable, et de grille perforée et interchangeable qui permet de gérer le débit par la taille et le nombre de ses trous.

Un jeu de grilles, dont le perçage est réalisé selon un maillage prédéterminé de trous identiques mais de diamètre différent d'une grille à une autre, a été fabriqué (Figure 3.22). Celui-ci offre la possibilité d'obtenir toute une gamme de débits différents, et par conséquent, d'atteindre une plage importante d'indices de densité.

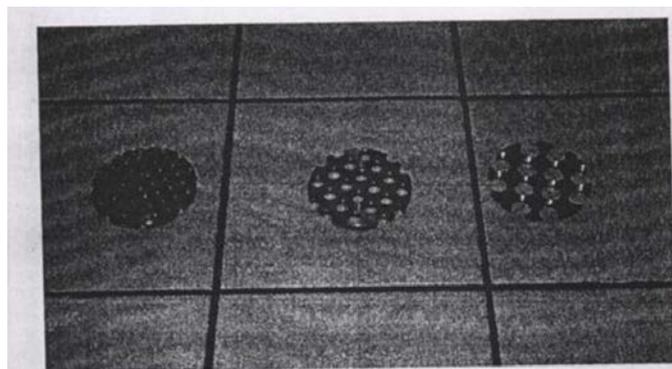


Figure 3.22: Vue des grilles avec différents diamètre et nombre de trous (Dupla, 1995).

3.3.2.2. Corps cylindrique

Il est constitué d'un tube en plexiglas de hauteur de 200 mm et sert à contenir l'écoulement du sable qui vient du réservoir jusqu'au diffuseur. En premier lieu, Dupla (1995) a réalisé des petites fenêtres à la partie haute du tube pour permettre à l'air de s'échapper et de ne pas influencer la chute du sable; cependant, le sable passait par ces ouvertures et venait se mettre entre la paroi du moule et celle du diffuseur. Ceci rendait la remontée du pluviateur difficile et créait des coups dont les conséquences se répercutaient sur l'homogénéité des éprouvettes; donc il a alors fermé ces ouvertures sans pour cela constater de perturbation dans l'écoulement du sable.

La partie inférieure du tube a été usinée de sorte à pouvoir recevoir d'autres pièces et être modulable suivant les objectifs et les circonstances.

3.3.2.3. Diffuseur

Le diffuseur a un rôle déterminant dans l'obtention d'une bonne homogénéité des éprouvettes. Il est composé d'un tube en aluminium de diamètre de 65 mm et de hauteur de 50 mm muni à ses deux extrémités d'un double tamis dont le premier, situé à la partie supérieure, permet de casser les jets de sable venant directement du réservoir, et le second, situé dans la partie inférieure, de le diffuser sous forme d'une pluie uniforme sur l'ensemble de la surface.

Le choix de la taille des mailles des tamis dépend directement de la granulométrie du sable utilisé (D_{50}) et indirectement du débit réglé. D'après la courbe granulométrique du sable d'Hostun Rf ($D_{50} = 0.38$ mm) et après divers essais préalables, Dupla (1995) a choisi une maille de tamis de 2 x 2 mm qui lui a permis, en combinaison avec le débit et la hauteur de pluviation, de descendre jusqu'à des indices de densité inférieurs à zéro. Toutefois, ce choix lui a posé quelques problèmes concernant le sable de Fontainebleau dont le D_{50} est de 0.21 mm et pour lequel il n'a pas pu descendre au dessous de 0.19 d'indice de densité.

3.3.2.4. Système de remontée du pluviateur

Le système de remontée est composé d'un portique métallique, d'un système de poulies avec filin et d'un moteur électrique à vitesse réglable. La remontée du pluviateur est assurée par enroulement du filin qui le maintient autour de l'axe de la poulie.

3.4. Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation des modes de déposition des échantillons et leur influence sur le comportement des sols.

Actuellement, il est communément admis que la technique de pluviation est l'une des méthodes les plus efficaces utilisées pour la reconstitution d'éprouvettes ou de massifs de sable homogènes au laboratoire. Cette technique, dont l'avantage est d'assurer des densités uniformes et contrôlées à priori a fait l'objet de nombreux travaux.

Dans les chapitres suivants, on va effectuer des essais au laboratoire pour vérifier l'effet d'un certain nombre de paramètres et notamment les modes de déposition des échantillons sur le comportement mécanique des sols.

Chapitre 4:

Dispositif expérimental et caractéristiques du sols utilisé

Chapitre 4: Dispositif expérimental et caractéristiques du sol utilisé

4.1. Introduction

Dans le but d'obtenir une meilleure connaissance du comportement mécanique des sols représentés ici par du sable naturel et différent teneur en d'eau, nous avons tenté de mettre en évidence le rôle de l'influence des mélanges (sable, eau) sur la résistance au cisaillement afin d'étudier l'influence des méthodes de préparation de échantillons.

Pour identifier le sol utilisé, des essais ont été réalisés pour la détermination des caractéristiques physiques du sable. Des essais mécaniques ont permis aussi de déterminer les caractéristiques de cisaillement.

4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé

Dans cette partie on détermine les caractéristiques physiques du sol utilisées ainsi que la description du matériel utilisé dans l'identification des caractéristiques physiques du sol ainsi que les résultats obtenus de cette caractérisation.

Les caractéristiques physiques du sable naturel d'Oued Chlef seront présentées. La photo du sol de base (sable naturel d'oued Chlef) est représentée dans la figure 4.1.

Le sable de Chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'Oued Chlef dont le cours d'eau passe dans la région de Chlef (Algérie), (Ville sévèrement touchée par le séisme du 10 Octobre 1980; évalué par une Magnitude de 7.3 à l'Echelle de Richter).

Le sable de Chlef de couleur grise et à granulométrie moyenne a été tamisé à 2 mm. Il est composé de grains quartzueux homogènes lisses solides et résistants à la rupture.

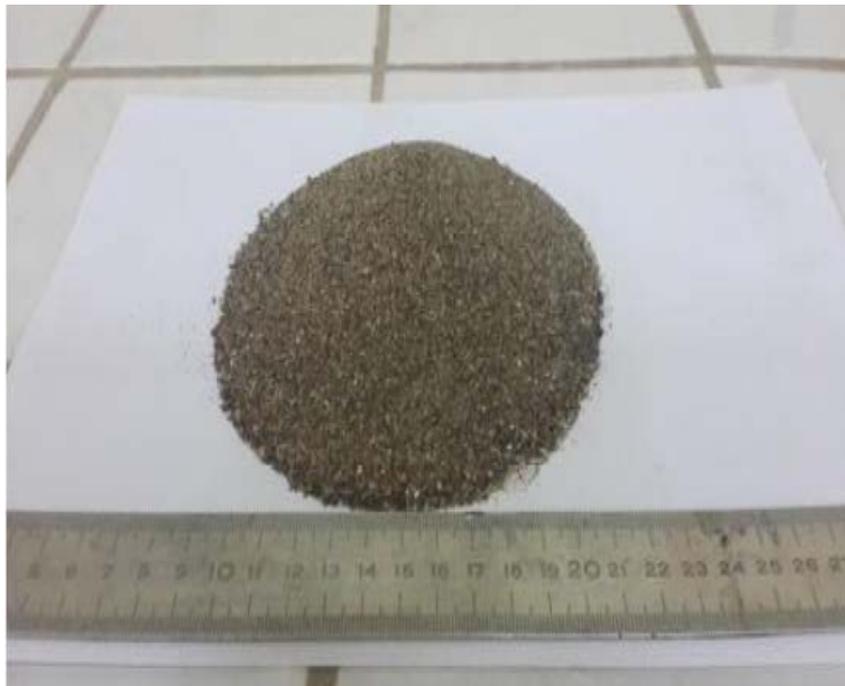


Figure 4.1: Photo du sable naturel d'Oued Chlef

4.2.1. Analyse granulométrique

4.2.1.1. Définition

L'essai granulométrique permet de déterminer les pourcentages des grains selon leurs diamètres, en tamisant un sol sec sur une cascade de tamis de diamètres connus.

Pour la réalisation des ouvrages, le concepteur doit passer par l'étude du sol qui a un rôle important pour le dimensionnement surtout les fondations. Le sol doit subir à des essais in situ et des essais dans les laboratoires pour qu'on puisse connaître ses composantes, l'identifier et le classer.

Dans cet essai nous procédons à l'analyse granulométrique d'un échantillon dont les particules ont un diamètre $D > 80 \mu\text{m}$.

4.2.1.2. But de l'essai

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer le poids des éléments d'un matériau, et les dimensions de leurs grains.

4.2.1.3. Matériels utilisés

Le matériel utilisé est composé de (Figure 4.2)

- Une série des tamis;
- Une balance;
- Un sol de masse 500 grammes;
- Un couvercle pour fermer les tamis;
- Un fond de tamis;
- Une tamiseuse mécanique.



Figure 4.2: Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique

Les tamis Une tamiseuse mécanique pesage

On utilise des tamis dont les ouvertures carrées de dimensions normalisées, sont réalisées soit à partir d'un maillage métallique, soit par perçage d'une tôle (Figure 4.3).

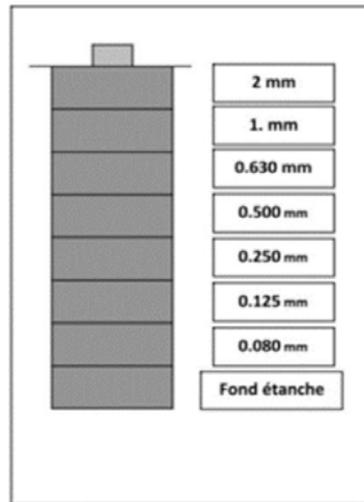


Figure 4.3: Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.

Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui travaille par un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne de tamis.

Les dimensions les plus utilisés se suivent par une progression géométrique depuis le tamis 0.08 mm (80 μm) jusqu'au tamis 2 mm. (Figure 4.3) Pour des ouvertures inférieures à 0.063 mm (63 μm), L'analyse granulométrique n'est pas adaptée et l'on peut procéder par l'analyse granulométrique par sédimentométrie.

L'analyse granulométrique consiste à classer en classe granulaire un échantillon d'essai, la sédimentation est la suite de cette analyse et a pour objet de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol.

4.2.1.4. Appareillages

Le tableau suivant présente le déférent matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.

Tableau 4.1: Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique

Analyse granulométrique	Analyse par sédimentométrie
- Série de tamis	- Eprouvettes d'essai
- Echantillon	- Eau distillée ou déminéralisée
- Tamiseuse électrique	- Agitateur manuel
- Balance électrique	- Densimètre
	- Thermomètre
	- Chronomètre
	- Une quantité d'hexametaphosphate
	- Une quantité d'un échantillon (fines)

4.2.1.5. Préparation de l'échantillon

Il faut une quantité convenable pour que l'échantillon soit représentatif et que la durée d'essai soit acceptable. La masse utilisée est tel que: $M \geq 0.2D$, ou D est le plus grand diamètre de la particule en (mm), on prend pour cela une valeur de m égale à 500 grammes. ($200D \leq M \leq 600D$).

4.2.1.6. Conduite de l'essai

La masse de sable séchée est versée dans la série de tamis choisis de manière telle que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut.

Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique, en fixant l'amplitude pendant une durée de 20 minutes minimum.

On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse.

Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche de départ.

4.2.1.7. Expression des résultats

Les résultats des essais granulométriques du sable naturel d'Oued Chlef ainsi que des mélanges en différents pourcentages sont regroupés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2: Résultats de l'analyse granulométrique

Tamis (mm)	Refus (g)	Tamisât (g)	Tamisât cumulé (%)
2	0	500	100
1	152	348	69.6
0.63	123	225	45.0
0.25	166	59	11.8
0.125	37	22	4.4
0.08	10	12	2.4
Reste	12		

La figure 4.4 représente la courbe granulométrique du sable utilisé.

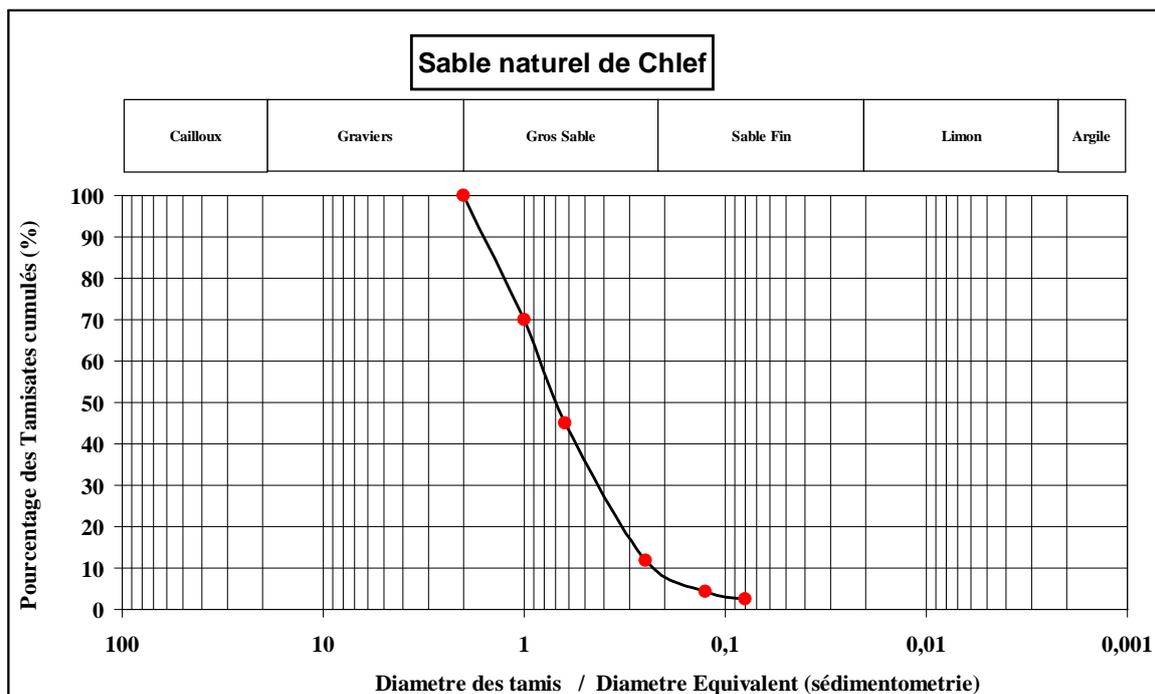


Figure 4.4: Courbe granulométrique du sable naturel de Chlef

D_{60} : Diamètre pour lequel 60% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{60} .

D_{50} : Diamètre moyen ou diamètre pour lequel 50% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{50} .

D_{30} : Diamètre pour lequel 30% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{30} .

D_{10} : Diamètre efficace, ou diamètre pour lequel 10% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{10} .

Coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen exprimé par le rapport suivant:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

Si $C_u > 2$, La granulométrie du sol est non uniforme ou étalée.

Si $C_u < 2$, La granulométrie du sol est uniforme ou serrée.

Le coefficient de courbure est donné par la formule suivante:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})x(D_{10})} \quad (4.2)$$

Détermination de D_{10} , D_{30} et D_{60}

A partir de la courbe granulométrique du sable naturel nous pouvons déterminer D_{10} , D_{30} et D_{60} .

Tableau 4.3: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel.

Notation	Valeur en (mm)
D_{10}	0.23
D_{30}	0.46
D_{50}	0.70
D_{60}	0.85

Détermination du coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.85}{0.23} = 3.69 \quad (4.3)$$

$C_u = 3.69 > 2$; La granulométrie du sol est étalée.

Détermination du coefficient de courbure:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})x(D_{10})} = \frac{(0.46)^2}{(0.85)x(0.23)} = 1.08 \quad (4.4)$$

$C_c = 1.08 > 1$, Le sable est bien gradué

4.2.2. Essai au pycnomètre

4.2.2.1. But de l'essai

Le but de l'essai au pycnomètre est de déterminer le poids volumique de la matière constituant les grains solides d'un sol qui est désigné par (γ_s) puisque on a plusieurs type de sols et chacun à une composante différente de l'autre en déterminant la valeur du poids spécifique on peut savoir de quelle matière sont formés ses grains.

4.2.2.2. Principe de l'essai

Cet essai utilise le principe de la poussée d'Archimède (le poids du liquide déplacé égale au poids du corps plongé dans le liquide).

Donc on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec la connaissance du poids des grains solides et de leur volume, ce qui permet de calculer le poids volumique (γ_s).

4.2.2.3. Appareillage

L'appareillage suivant est utilisé dans cet essai (Figure 4.5):

- Un pycnomètre.
- Une balance de précision.
- Un flacon d'eau distillé.
- Un échantillon du sol sec.
- Un chauffage électrique



Figure 4.5: Essai au pycnomètre

4.2.2.4. Exécution des essais

Pour réaliser cet essai, on a commencé par mettre de l'eau distillée dans le pycnomètre et on pèse l'ensemble (pycnomètre + eau) et on note le poids (Q_1). Puis on met une quantité de sol dans le pycnomètre qui était rempli d'eau et on pèse le tout (Pycnomètre + eau + sol) et on note le poids

(Q₂). On agite le contenu du pycnomètre ensuite on chauffe l'ensemble pour séparer les grains solides.

Après un certain temps on ajoute de l'eau distillée jusqu'au repère fixe et on pèse l'ensemble et on note le poids (Q₃). Après ce pesage, on nettoie bien le pycnomètre et on le remplit avec de l'eau, jusqu'au repère fixe (choisit pour mesurer (Q₃)) et on pèse l'ensemble (eau + pycnomètre) le poids obtenu est (Q₄).

Le poids volumique des grains solides (γ_s) est donné par:

$$\gamma_s = \frac{Q_s}{V_s} = \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_4 + (Q_2 - Q_1) - Q_3} \times \gamma_w \quad (4.5)$$

Avec: $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

4.2.2.5. Masse volumique des grains solides (ρ_s).

La norme (NF P94-054) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des grains solides (ρ_s) de sol, appelée aussi masse réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides (m_s) par leur volume (V_s): quotient de la masse des particules solides (m_s) par leur volume (V_s):

$$\rho_s (\text{g/cm}^3) = \frac{m_s}{V_s} \quad (4.6)$$

4.2.2.6. Masse volumique sèche (ρ_d)

La masse volumique sèche (ρ_d), est le quotient de la masse des particules de sol sec (P_s) par le volume total de la même masse de sol (V_t), y compris le volume des vides:

$$\rho_d (\text{g/cm}^3) = \frac{P_s}{V_t} \quad (4.7)$$

4.2.2.7. Indice des vides (e)

L'indice des vides (e), est le rapport du volume des vides (V_v) au volume des grains solides (V_s). L'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (4.8)$$

Les valeurs de l'indice des vides minimal et maximal sont déterminées par la norme NF P9459. Le tableau IV.2 résume les caractéristiques physiques du sable utilisé.

Tableau 4.4: Caractéristiques physiques de sable naturel de Chlef.

e_{\min}	e_{\max}	$\gamma_{d\min}$ (g/cm ³)	$\gamma_{d\max}$ (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	C_u (D_{60}/D_{10})	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	Forme des Grains
0.52	0.93	1.34	1.73	2.67	3.69	0.70	0.23	Arrondie

4.3. Dispositif expérimental

Cet essai est issu d'après les expériences réalisées par coulomb, il s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal.

L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre à une charge verticale N et à une charge horizontale T , que l'on augmente progressivement jusqu'à la rupture. La vitesse à laquelle on augmente la charge horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles. Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure. La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture. En mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , on peut calculer directement la contrainte normale effective (σ_{rupt}) et la résistance au cisaillement effective à la rupture (τ_{rupt}).

4.3.1. Objectif et exigences

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement de pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale au plan de cisaillement.

Lorsqu'on détermine les caractéristiques de surface d'une discontinuité qui déterminent la résistance au cisaillement, il convient de réaliser une description précise de l'essai, comportant le type et la rugosité du joint, le type et l'épaisseur du matériau de remplissage, et la présence d'eau dans le joint.

Les éléments suivants doivent être spécifiés, en plus des exigences indiquées:

- L'orientation de l'éprouvette et ses dimensions ;
- Les spécifications de la machine d'essai;
- La vitesse de déplacement de cisaillement pendant l'essai;
- Les valeurs de la contrainte normale à imposer pendant les essais de cisaillement direct.

4.3.2. Appareillage utilisé

Les essais ont été effectués au moyen de l'appareillage du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil, université des sciences et technologie d'Oran (Figure 4.6).

La boîte de Casagrande, le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte, est surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N (Figure 4.6).

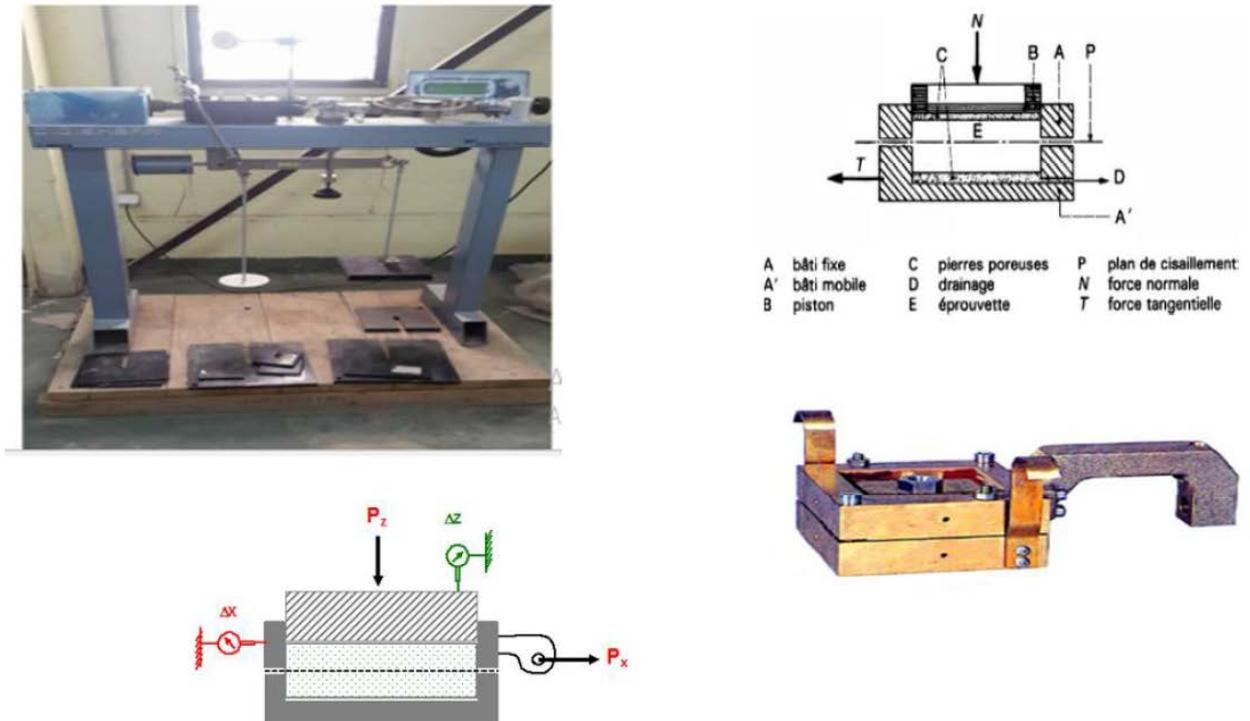


Figure 4.6: Photo de la boîte de cisaillement de direct.

Le dispositif est constitué comme suit:

Pierre poreuse: Elles permettent de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi boîtes et une autre demi boîte supérieur: formée d'un cadre et d'un piston elle permet de respecter la charge verticale N sur l'échantillon seulement.

Demi boîte inférieure: Elle est fixe et elle sert de moule. Dispositif à contrainte contrôlée: il entraîne la demi boîte inférieure à vitesse constante la mesure de la contrainte de cisaillement τ et s'effectue par un dynamomètre (Figure 4.7).

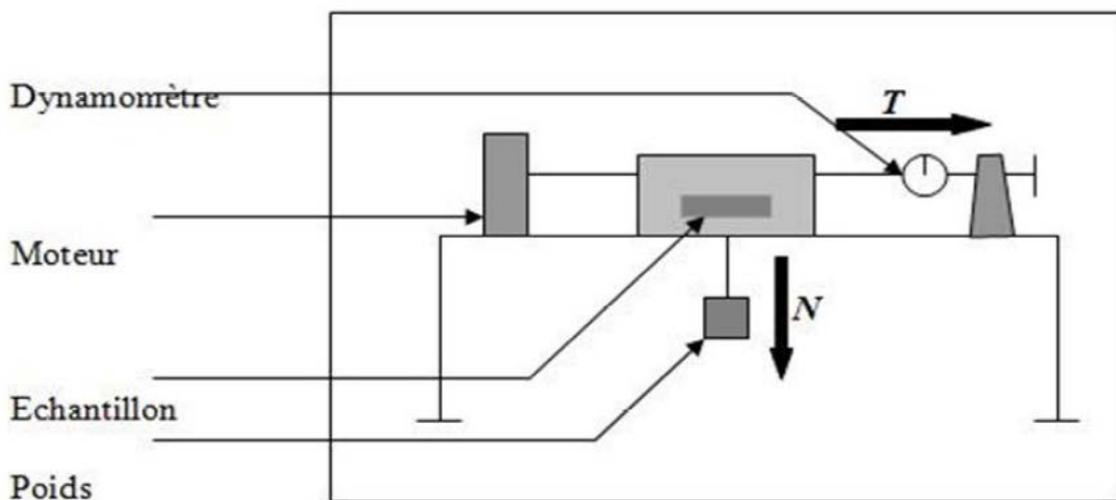


Figure 4.7: Schéma de disposition

- La boîte de cisaillement (de section intérieure $A = l \times l = 0.6 \times 0.6 \text{ cm}^2$) composée de deux demi boîtes. La partie supérieure est immobile et la partie inférieure est mobile et contiennent des plaques drainantes.

Le dispositif de l'application de effort normal désirée.

- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi boîtes.
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements horizontaux.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements verticaux.

4.3.3. Principe de fonctionnement

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi boîtes qui peuvent coulisser horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur l'échantillon une

Contrainte normale σ .

L'essai consiste à tirer horizontalement sur une des mâchoires (généralement la mâchoire inférieure) de façon à cisailier le sol. On mesure F en fonction des déformations horizontales Δl .

L'essai se fait à une vitesse contrôlée V dont dépendant les facteurs C et ϕ .

Remarque

La section peut être carrée ou cylindrique selon la forme du moule, de la cellule et de l'appareille utilisée.

Les valeurs de C et ϕ dépendent des conditions d'essai à savoir, vitesse de déplacement, drainage, etc...

4.3.4. Mode opératoire

Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1). Les mélanges sable et limons sont mis dans la boîte de cisaillement.

4.3.5. Préparation de l'échantillon

On prélève un échantillon de sol représentatif en quantité suffisante pour effectuer au moins trois essais avec des charges verticales différentes ($\sigma_n = 50, 100$ et 200 kPa). et de densité variée (lâche et dense), On choisit la boîte de cisaillement en fonction du type de sol.

La boîte dont la section intérieure est carrée convient parfaitement aux sols pulvérulents, tandis que qu'il est préférable d'employer la boîte circulaire avec les sols cohérents. La largeur ou diamètre intérieur de la boîte devrait être supérieure à 5 cm.

Le diamètre équivalent des plus grosses particules dans les cas des sables: on se sert couramment de la boîte de cisaillement carrée de 6 cm de côté. Si le sol contient une certaine quantité de gravier, il faudra utiliser une boîte de 10 cm ou de 30 cm de côté.

On assemble solidement les deux parties de la boîte de cisaillement au moyen de deux vis de blocage et on mesure sa hauteur (H), sa longueur (L) et sa largeur (l) à l'intérieur on présume que la longueur est parallèle à la direction du déplacement. On installe ensuite la plaque de soutien au fond de la boîte, puis on place une pierre poreuse et une plaque rainurée perforée par-dessus.

On dépose le sol dans la boîte suivant une méthode qui permet de reproduire le plus fidèlement possible les conditions que l'on veut mesurer.

Les échantillons sont préparés par deux méthodes de mise en place, à savoir le déversement à sec (air pluviation), et le placement humide. Les différentes étapes constituant ces méthodes ont été déjà décrites dans le chapitre 3.

4.3.6. Lecture des résultats d'essais

Pour tous les essais on lit les déformations de l'anneau des déplacements de 4/10 min c'est à-dire toutes les 15 secondes pour les vitesses 1.0 mm /min.

Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement devient constante ou quand les valeurs lues décroissent.

4.3.7. Fin de l'essai

- Enlever les poids du plateau de la charge;
- Débloquent l'anneau dynamométrique;
- Enlever la boîte du chariot de l'appareil;
- Sortir l'éprouvette de la boîte;
- Mesurer le poids spécifique fin.

4.3.8. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma_n = 50, 100, 200$ kPa, maintenue constante toute le long de l'essai;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi boîtes, (1 mm/min) dans notre cas;
- Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force) à zéro;
- Actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément,
- La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale.
- Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul.

4.3.9. Expression des résultats

Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit:

La section corrigée: $S_c = L(L - \Delta L) \text{ cm}^2$

Avec:

L: longueur de la boîte de cisaillement, $L = 60\text{mm}$.

ΔL : déplacement horizontal mm

La variation de volume: $\Delta V/V$ (%)

Avec:

ΔV : déplacement volumique vertical cm^3

La contrainte tangentielle: τ (kPa)

Avec:

T: force de cisaillement en (daN)

4.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement du sable naturel de Chlef. Ce dispositif est fondé sur l'utilisation de la boîte de cisaillement direct communément appelée boîte de Casa grande. Le mode opératoire suivi a été élaboré. 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. Il a été présenté dans ce chapitre les caractéristiques du sable naturel d'oued de Chlef avec l'ajout de différentes teneurs en eau pour tester l'effet des méthodes de préparation des échantillons.

Dans le chapitre suivant nous allons étudier le comportement de ce matériau en mettant l'accent sur l'influence de quelques paramètres à l'aide des essais effectués à la boîte de Cisaillement et notamment l'effet des modes de dépôt et de la teneur en eau.

Chapitre 5:

Résultats des essais réalisés et discussions

Chapitre 5: Résultats des essais réalisés et discussions

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente une interprétation détaillée des résultats des essais réalisés à la boîte de cisaillement sur de l'effet des modes de dépôt des échantillons et de la teneur en eau sur le comportement mécanique d'un sol granulaire représenté par le sable de Chlef naturel.

Les paramètres utilisés dans cette étude sont:

- Méthodes de préparation des échantillons: pluviation à sec (PS) et placement humide (PH);
- Teneurs en eau: 0, 3, 5 et 7%;
- Les essais ont été réalisés à la boîte de cisaillement à deux densités relatives, état lâche pour une densité relative de $D_r = 10\%$ et un état dense pour $D_r = 80\%$;
- Les contraintes normales initiales appliquées au cours des essais sont respectivement: 50, 100 et 200 kPa.

5.2. Présentation et discussion des résultats typiques

Nous présentons dans ce paragraphe les différents graphes obtenus comportant l'évolution des contraintes - déplacements, contraintes de cisaillement maximale ainsi que l'obtention des droites de Coulomb traçant l'enveloppe des cercles de Mohr et qui donnent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

5.2.1. Essais effectués à l'état lâche ($D_r = 10\%$)

5.2.1.1 Sable naturel sec ($w = 0\%$)

La figure 5.1 représente les résultats des essais effectués à l'état lâche, sur le sable de Chlef naturel pour différentes contraintes normales, avec la variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal (Figure 5.1a) et le déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal (Figure 5.1b). On constate d'après les figures 5.1a et 5.1b que la résistance au cisaillement des échantillons augmente avec l'augmentation de la contrainte normale avec des valeurs maximales de 42, 82 et 159 kPa pour 50, 100 et 200 kPa de contrainte normale respectivement, ainsi qu'une évolution vers la contractance des échantillons avec l'accroissement du déplacement horizontal.

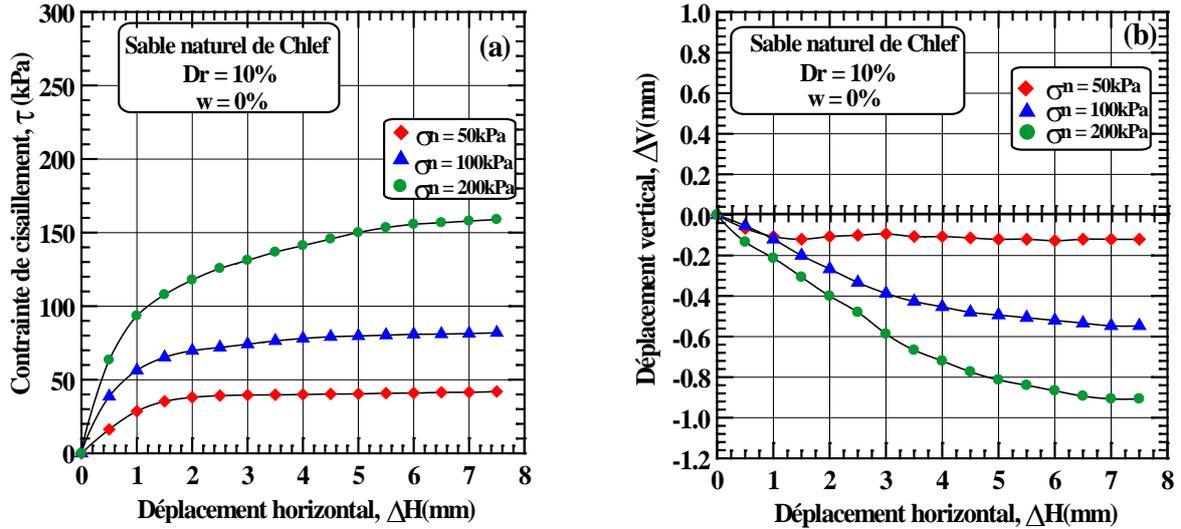


Figure 5.1: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 0\%$ à l'état lâche:
 (a) Variation de la contrainte de cisaillement, en fonction de déplacement horizontale,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.1.2. Sable naturel avec 3% d'eau

La figure 5.2a et 5.2b résument l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef naturel avec 3% d'eau à l'état lâche. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une constatation, à savoir l'augmentation de la résistance au cisaillement des échantillons avec l'augmentation de la contrainte normale (valeurs maximales de 40, 72.50 et 117 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement), ainsi qu'une évolution plus prononcée vers la contractance.

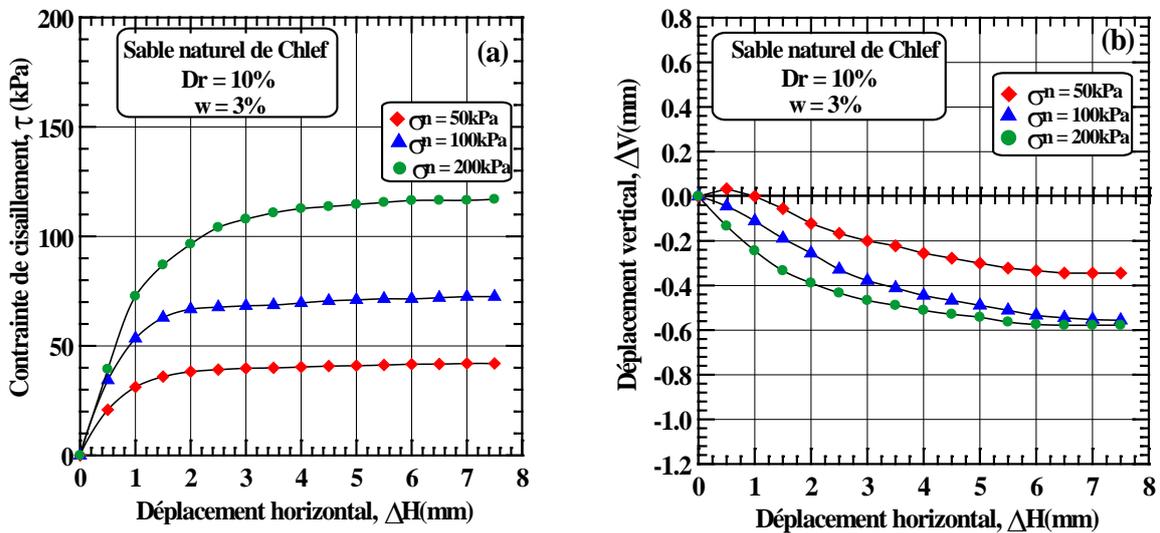


Figure 5.2: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 3\%$ à l'état lâche:
 (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontale,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.1.3. Sable naturel avec 5% d'eau

Les figures 5.3a et 5.3b montrent l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef avec 5% d'eau. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une constatation, à savoir l'augmentation de la résistance au

cisaillement avec la contrainte normale (valeurs maximales de 41.86 ,73.97, 142 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement), ainsi qu'une contractance des échantillons.

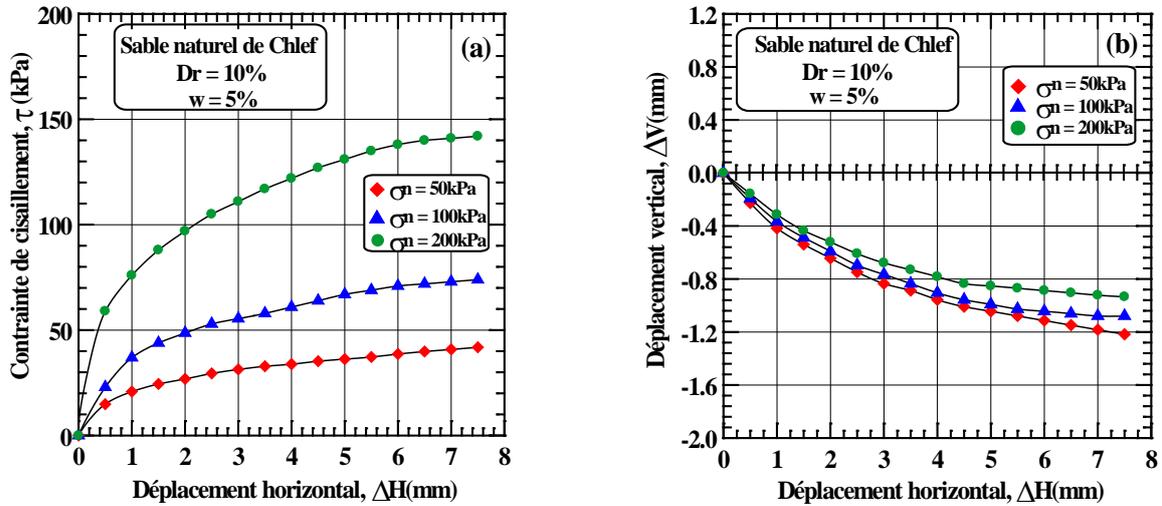


Figure 5.3: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 5\%$ à l'état lâche:
 (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.1.4. Sable naturel avec 7% d'eau

La figure 5.4a et 5.4b présentent les résultats de l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef avec 7% d'eau à l'état lâche. L'analyse des résultats de ces figures fait tirer une évidence, à savoir l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la contrainte normale en fonction du déplacement horizontal (valeurs maximales 39.36, 71.78, 122.72 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement), ainsi qu'un caractère contractant des échantillons.

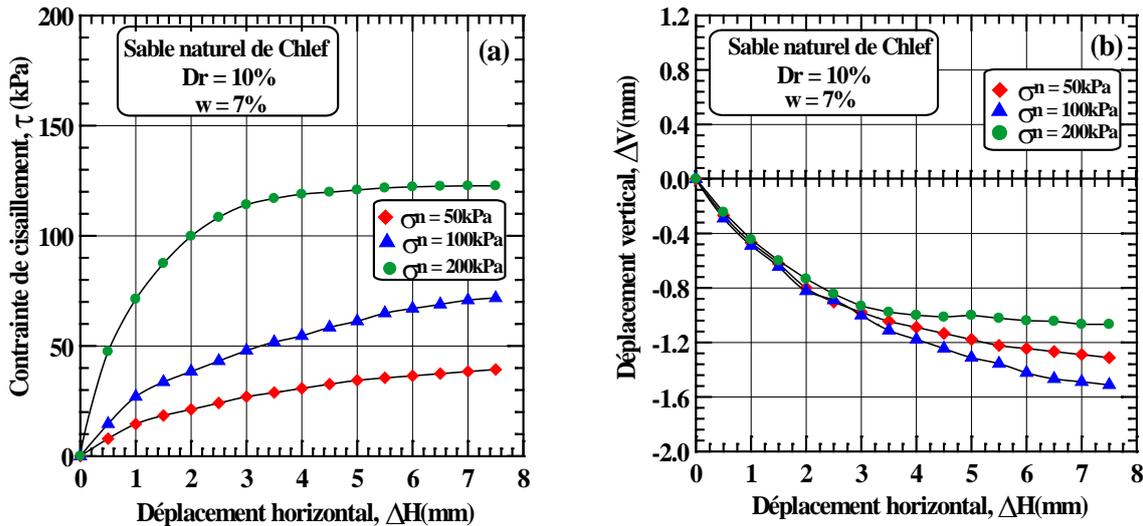


Figure 5.4: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 7\%$ à l'état lâche:
 (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.2. Essais effectués à l'état dense ($D_r = 80\%$)

5.2.2.1. Sable naturel sec ($w = 0\%$)

La figure 5.5 représente les résultats des essais effectués à l'état dense, sur le sable de Chlef naturel sec ($w = 0\%$) pour différentes contraintes normales. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale en fonction du déplacement horizontal (valeurs maximales 54.98, 91.25, 166.25 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement). Aussi on remarque l'apparition d'un léger pic dans l'évolution des courbes de contrainte de cisaillement confirmant les propriétés de l'état dense des échantillons et une amorce de la dilatance de ces derniers.

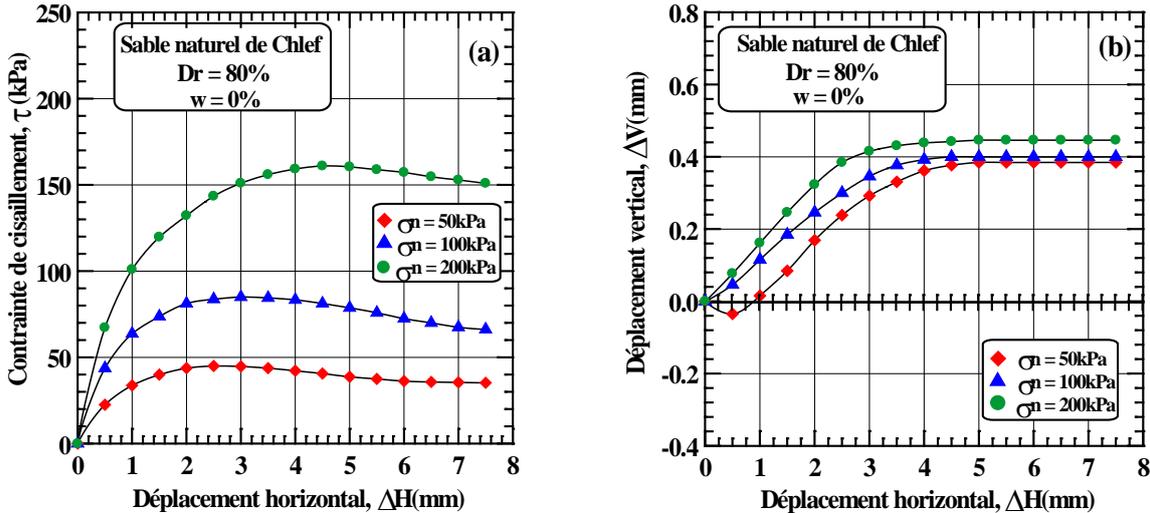


Figure 5.5: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 0\%$ à l'état dense:
 (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction du déplacement horizontal,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.2.2. Sable naturel avec 3% d'eau

La figure 5.6a et 5.6b résument l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef naturel avec 3% d'eau à l'état dense. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une observation, à savoir l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la contrainte normale en fonction du déplacement horizontal (valeurs maximales de 52.97, 88,14 et 155,78 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement) avec un léger retour à la contractance des échantillons du à la présence de l'eau.

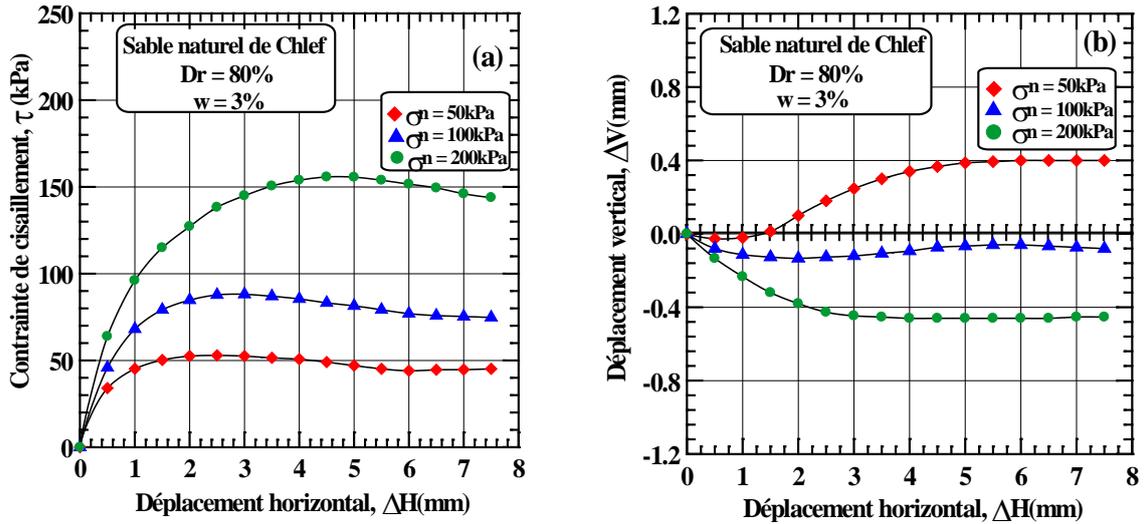


Figure 5.6: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 3\%$ à l'état dense:
 (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontale,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.2.3. Sable naturel avec 5% d'eau

La figure 5.7a et 5.7b présentent l'évolution du comportement mécanique des échantillons préparés par un mixage du sable de Chlef naturel avec 5% d'eau à l'état dense ($D_r = 80\%$). On note des résultats de ces figures une augmentation de la résistance au cisaillement avec la contrainte normale en fonction du déplacement horizontal (valeurs maximales de 51.31, 85.25 et 148.50 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement) avec une tendance à la contractance des échantillons.

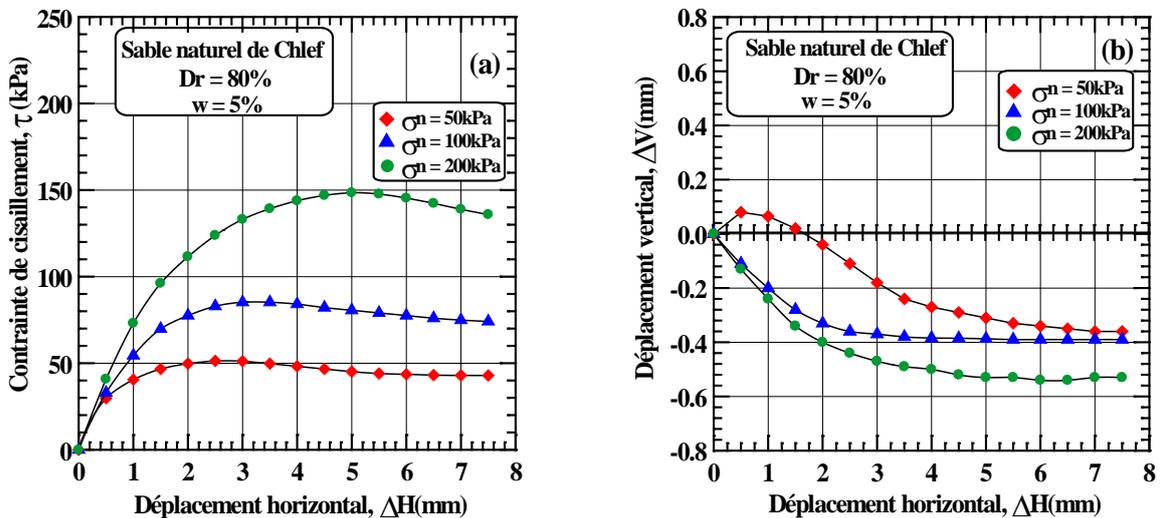


Figure 5.7: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 5\%$ à l'état dense:
 (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.2.2.4. Sable naturel avec 7% d'eau

La figure 5.8a et 5.8b résument l'évolution du comportement mécanique des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef avec 7% d'eau à l'état dense. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une observation, à savoir l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la contrainte normale en fonction du déplacement horizontal (valeurs maximales de 52.06, 67.19 et 131.06 kPa pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa respectivement) avec un léger retour à la dilatance puis la contractance.

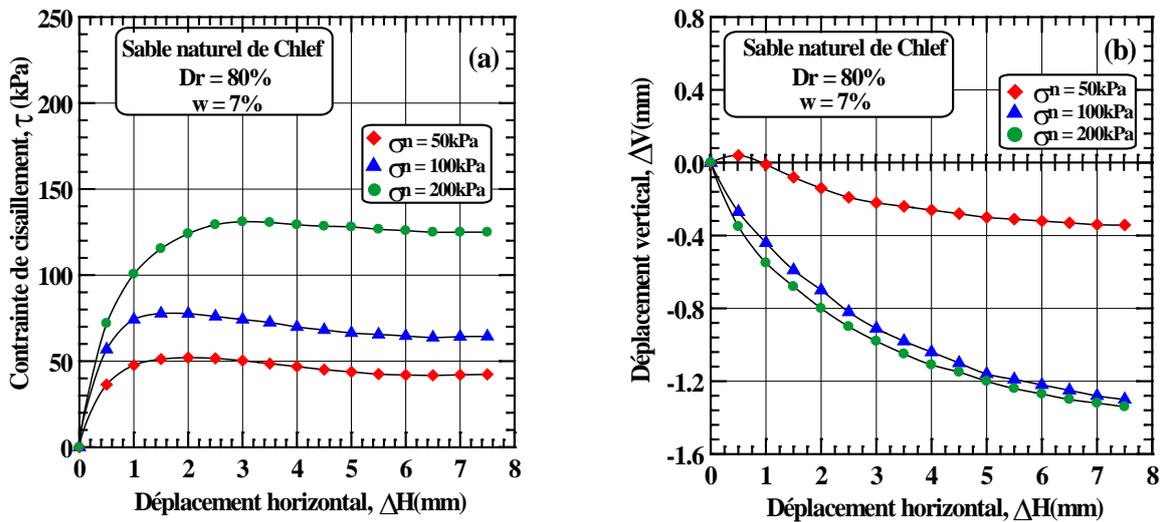


Figure 5.8: Comportement du sable de Chlef naturel avec $w = 7\%$ à l'état dense:
 (a) Variation de la contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontale,
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

5.3. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence de l'état initial comprenant la contrainte normale, le mode de dépôt et la variation de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable naturel de Chlef. Le programme expérimental a comporté des essais de cisaillement direct à la boîte réalisés pour trois contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa avec deux densités relatives $D_r = 10\%$ et $D_r = 80\%$ représentant l'état lâche et dense et deux modes de dépôt des échantillons à savoir la pluviométrie à sec et le placement humide avec des teneurs en eau variant de 0, 3, 5 et 7%. A la lumière des différents résultats obtenus à partir des essais de cisaillement, on peut citer les conclusions suivantes:

- L'augmentation de la densité relative conduit à une augmentation de la résistance du sol. En effet, il a été constaté que les échantillons denses sont plus résistants que les échantillons lâches;
- L'accroissement de la contrainte normale aboutit à une amélioration du comportement des échantillons (résistance maximale);
- Les échantillons préparés par pluviométrie à sec sont plus résistants que ceux préparés par placement humide;
- La variation croissante de la teneur en eau provoque une diminution de la résistance au cisaillement et une tendance à la dilatance des échantillons.

Chapitre 6:

Etude paramétrique

Chapitre 6: Etude paramétrique

6.1. Introduction

Il a été prouvé à travers de nombreuses recherches antérieures que le comportement des sols est affecté par plusieurs paramètres tels que la pression de confinement ou la contrainte normale, la densité relative, la teneur en fines, le degré de saturation et la taille des grains...etc., et cela même si les échantillons sont reconstitués par la même méthode de déposition.

Aussi, il est largement reconnu que le comportement mécanique des sables dépend de manière significative de leur état initial en termes d'indice des vides (ou d'indice de densité) et d'état de contraintes effectives. On ne fait cependant que rarement référence à la structure initiale du matériau, au sens de l'arrangement géométrique des grains dans l'empilement granulaire, résultant de tel ou tel mode de reconstitution ou de formation du matériau.

Dans cette partie du travail et dans la suite du chapitre précédent, on étudie l'effet de certains paramètres de l'état initial comme le mode de déposition, la contrainte normale, la densité relative ainsi que la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef à l'aide des essais effectués à la boîte de cisaillement direct (boîte de Casagrande).

Une série d'essais de cisaillement a été réalisée à l'aide de la boîte de cisaillement sur le sable naturel de Chlef, pour deux états de densité: lâche ($D_r = 10\%$) et dense ($D_r = 80\%$) avec des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Les échantillons ont été préparés par le moyen de deux modes de déposition à savoir: La pluviation à sec et le damage (placement) humide avec différentes teneurs en eau de 0, 3, 5 et 7%.

6.2. Effet des modes de dépôt

Les figures 6.1, 6.2 et 6.3 présentent les résultats des essais effectués sur des échantillons préparés aux états lâche et dense, constitués du sable naturel de Chlef et fabriqués par les méthodes de pluviation à sec ($w = 0$) et placement humide avec une teneur en eau de 3, 5 et 7% pour différentes contraintes normales. On constate d'après cette figure que pour tous les états de densité et toutes les contraintes normales, la méthode de pluviation à sec donnent des échantillons plus résistants que ceux préparés par la méthode de placement humide. Cette résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

Ces différences de comportement peuvent être expliquées par le fait que les molécules d'eau contenues dans les échantillons préparés par la méthode de damage humide (DH) favorisent la formation des macropores qui sont facilement compressibles au cours du cisaillement de l'échantillon et en même temps empêchent le contact entre les grains, rendant ainsi les échantillons vulnérables et instables. On note que les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec ceux de Della et al., (2011), Della et al. (2016) et Benahmed et al. (2004).

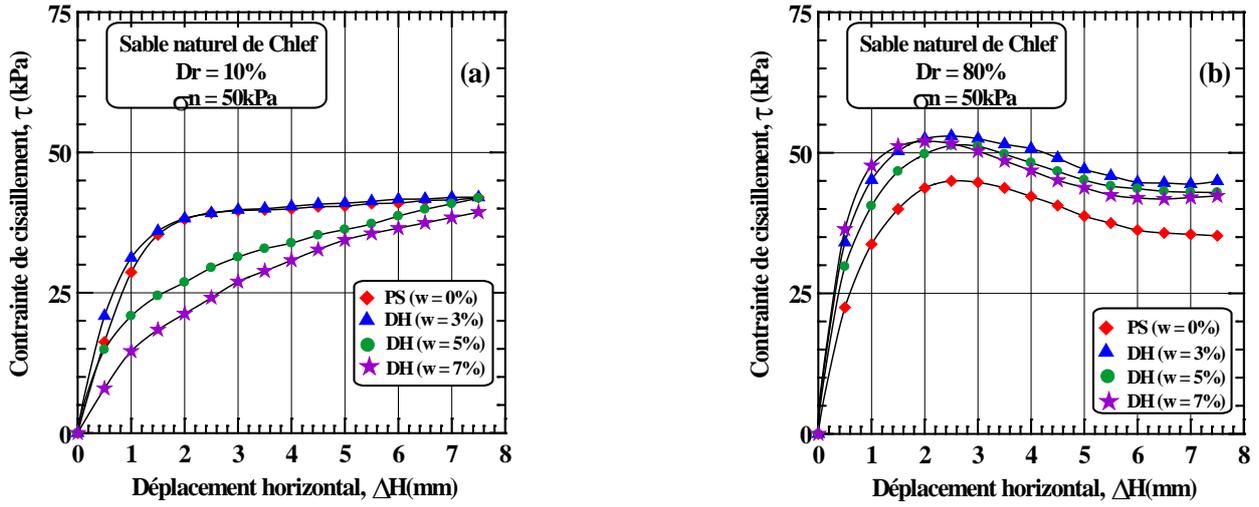


Figure 6.1: Comportement du sable de Chlef naturel à 50 kPa:
 (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

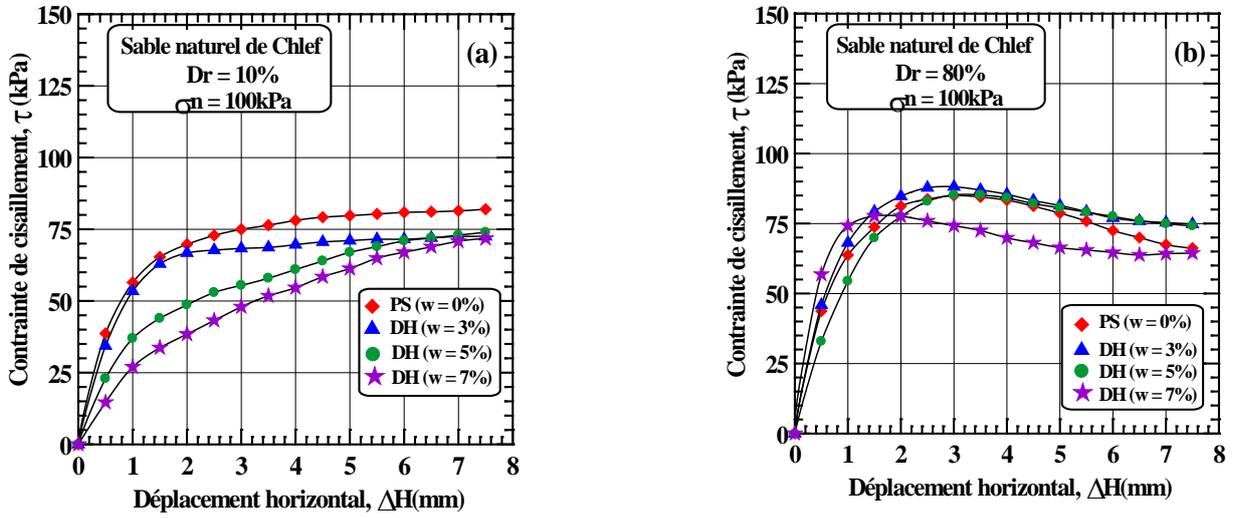


Figure 6.2: Comportement du sable de Chlef naturel à 100 kPa:
 (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

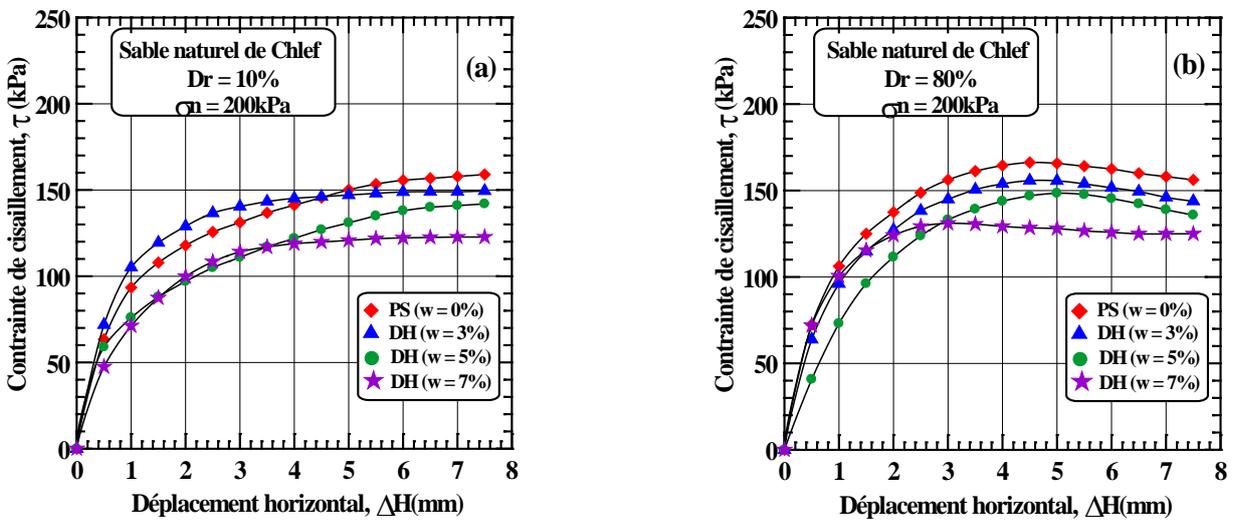


Figure 6.3: Comportement du sable de Chlef naturel à 200 kPa:
 (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

6.3. Effet de la teneur en eau sur la contrainte de cisaillement maximale

La figure 6.4, 6.5 et 6.6 montrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la teneur en eau utilisée dans la préparation des échantillons, pour les états lâche et dense à différentes contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. On peut remarquer à partir de ces figures une diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en eau, accentuant ainsi l'instabilité des échantillons, confirmant ainsi les tendances trouvées sur l'effet du mode de déposition.

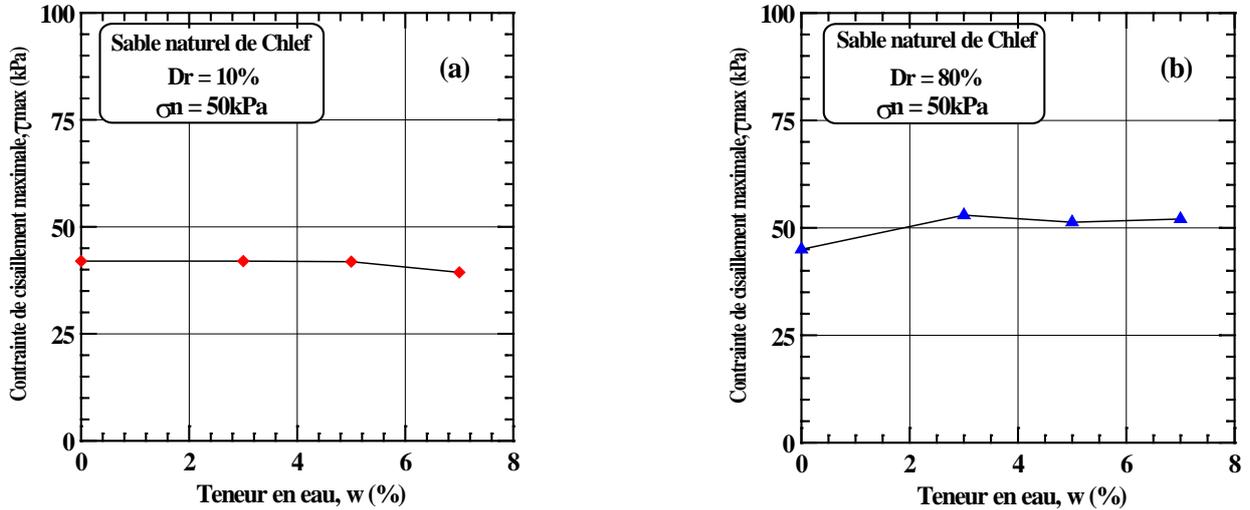


Figure 6.4: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 50 kPa: (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

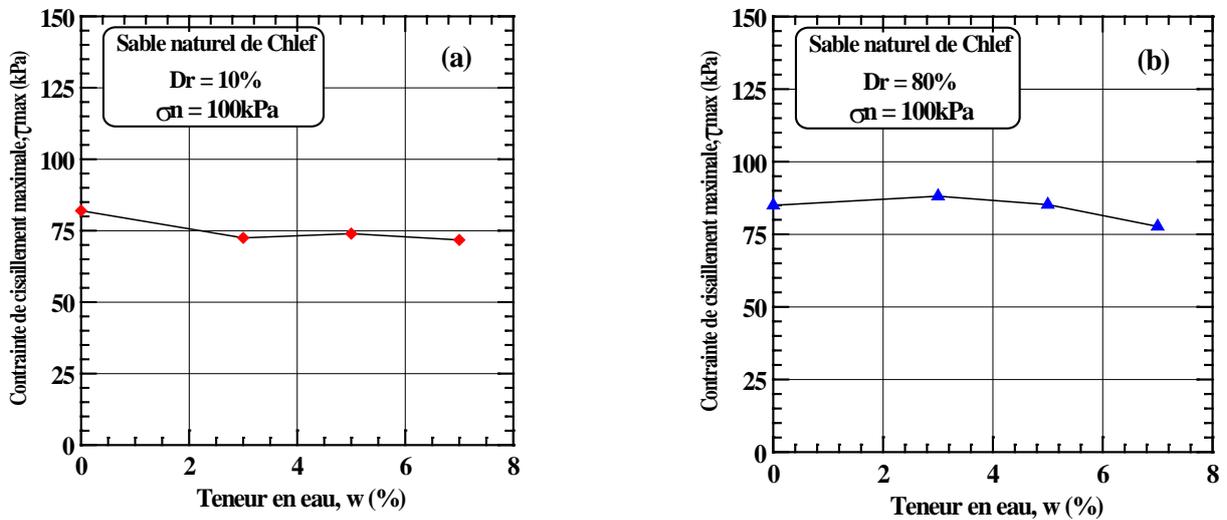


Figure 6.5: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 100 kPa: (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

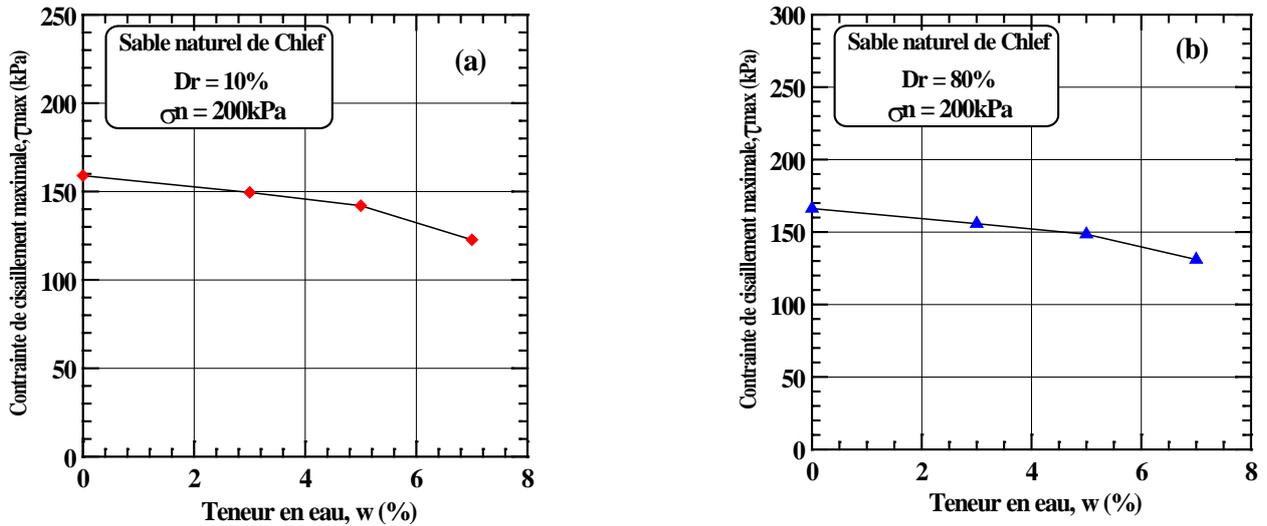


Figure 6.6: Effet de la teneur en eau sur la contrainte maximale du sable de Chlef à 200 kPa: (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

6.4. Effet de la contrainte normale sur la contrainte de cisaillement maximale

Dans la figure 6.7 et 6.8 sont illustrées les courbes représentant les résultats des essais effectués sur l'influence de la contrainte normale appliquée sur le comportement du sable de Chlef, à travers la résistance au cisaillement maximale (τ_{max}). Les échantillons sont préparés aux états lâche ($D_r = 10\%$) et dense ($D_r = 80\%$), à différentes teneurs en eau et pour différentes contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. On remarque que la résistance au cisaillement augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale dans les cas de densités relatives et toutes les teneurs en eau.

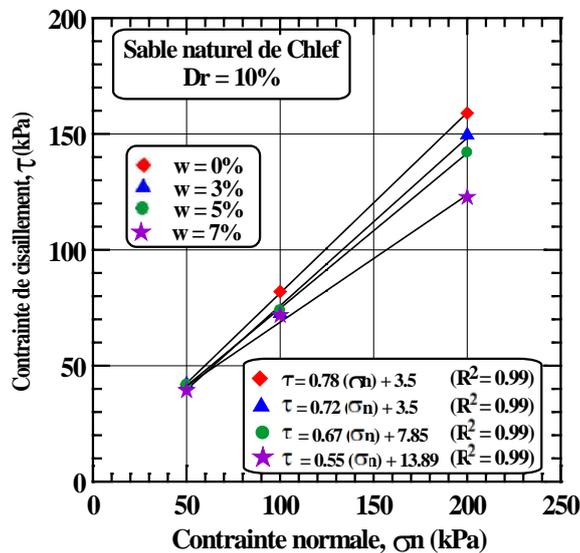


Figure 6.7: Effet de la contrainte normale sur le comportement du sable naturel de Chlef à l'état lâche ($D_r = 10\%$).

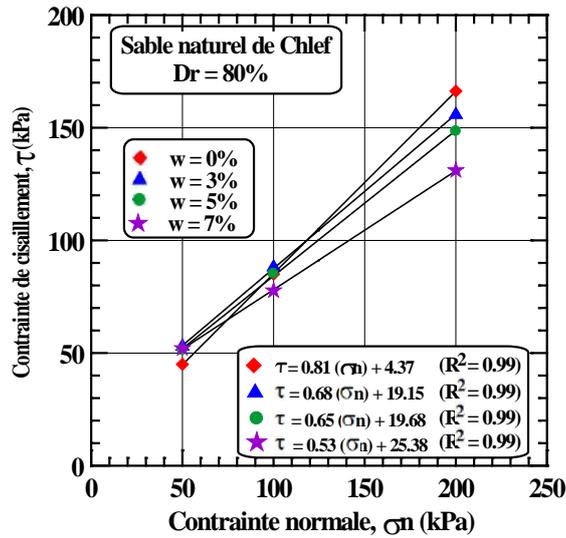


Figure 6.8: Effet de la contrainte normale sur le comportement du sable naturel de Chlef à l'état dense ($D_r = 80\%$).

6.5. Effet de la densité relative sur la contrainte de cisaillement maximale

La densité relative initiale est l'un des paramètres qui contrôlent la structure initiale des échantillons et leur comportement vis-à-vis les différentes sollicitations.

La figure 6.9, 6.10 et 6.11 montrent l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons fabriqués par les deux méthodes de préparation utilisées: La pluviométrie à sec et le placement humide en fonction de la densité relative de ces échantillons. On note que la résistance au cisaillement augmente très sensiblement avec la densité du sol pour les deux méthodes de déposition utilisées. On constate aussi selon ces figures une confirmation des tendances constatées précédemment, à savoir que la méthode de pluviométrie à sec donne des échantillons plus résistants que la méthode de placement humide.

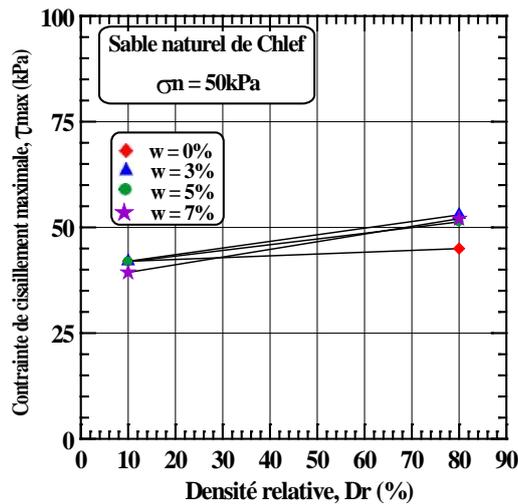


Figure 6.9: Effet de la densité relative sur la contrainte de cisaillement maximale du sable naturel de Chlef ($\sigma_n = 50$ kPa).

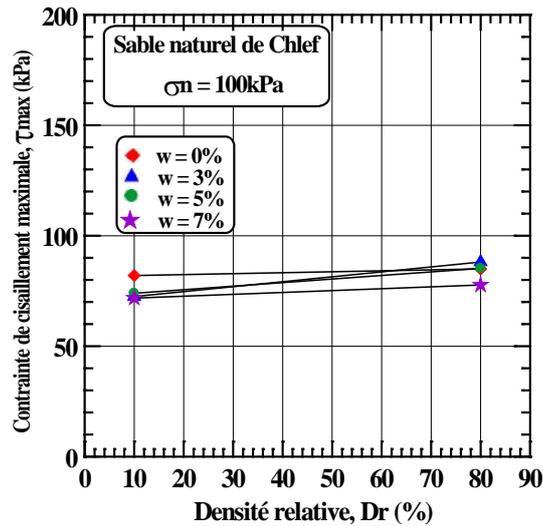


Figure 6.10: Effet de la densité sur la contrainte de cisaillement maximale du sable naturel de Chlef ($\sigma_n = 100$ kPa).

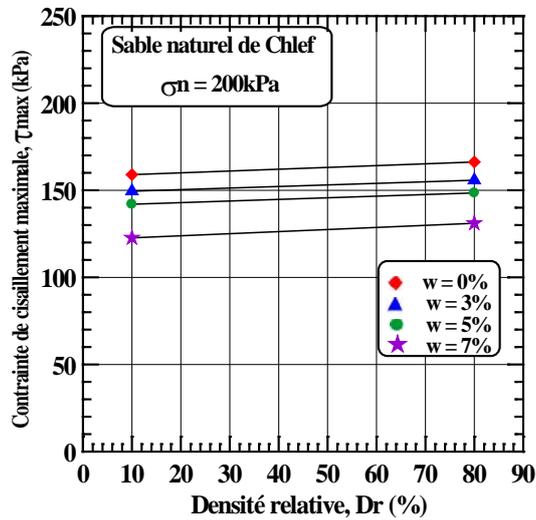


Figure 6.11: Effet de la densité sur la contrainte de cisaillement maximale du sable naturel de Chlef ($\sigma_n = 200$ kPa).

6.6. Variation des caractéristiques mécaniques

La figure 6.12a et 6.12b, montrent l'évolution de la cohésion avec la teneur en eau pour les deux états de densités relatives ($D_r = 10\%$ et $D_r = 80\%$) avec la variation de la teneur en eau de 0% à 7%. Les résultats des différents essais effectués sur les échantillons de sable naturel montrent que la cohésion du sol s'améliore en général avec l'augmentation de la teneur en eau, étant que l'eau joue le rôle de colle entre les grains de sable.

La figure 6.13a et 6.13b, montrent l'évolution de l'angle de frottement interne avec la teneur en eau pour les deux états de densités relatives ($D_r = 10\%$ et $D_r = 80\%$) avec la variation de la teneur en eau de 0% à 7%. D'après ces figures, on remarque que l'angle de frottement interne en général diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui diminue la résistance des échantillons et les rend vulnérables au cisaillement confirmant ainsi les tendances constatées dans les paragraphes précédents.

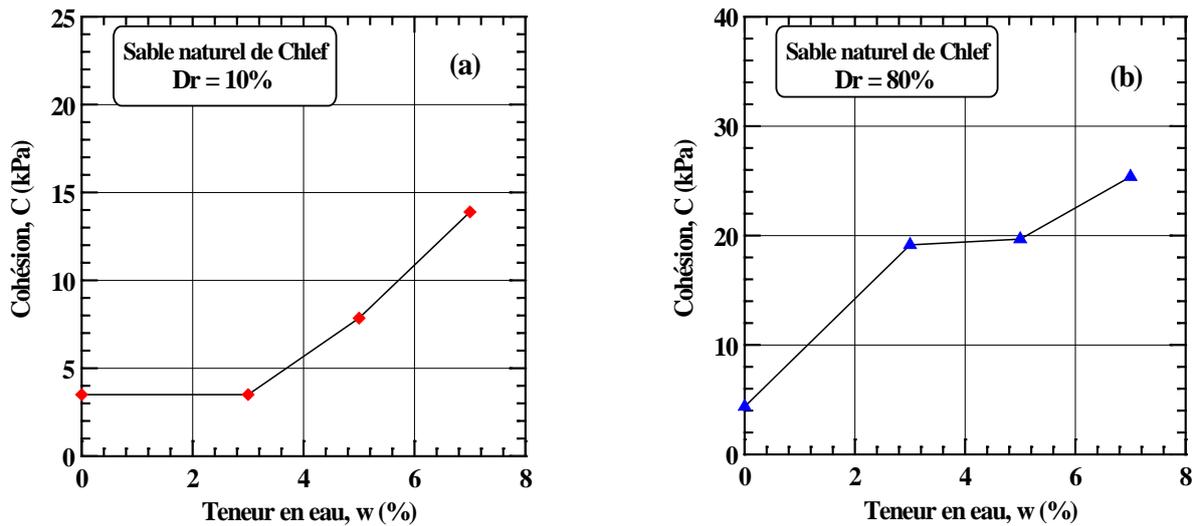


Figure 6.12: Effet des modes de dépôt et de la teneur en eau sur la cohésion du sable naturel de Chlef: (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

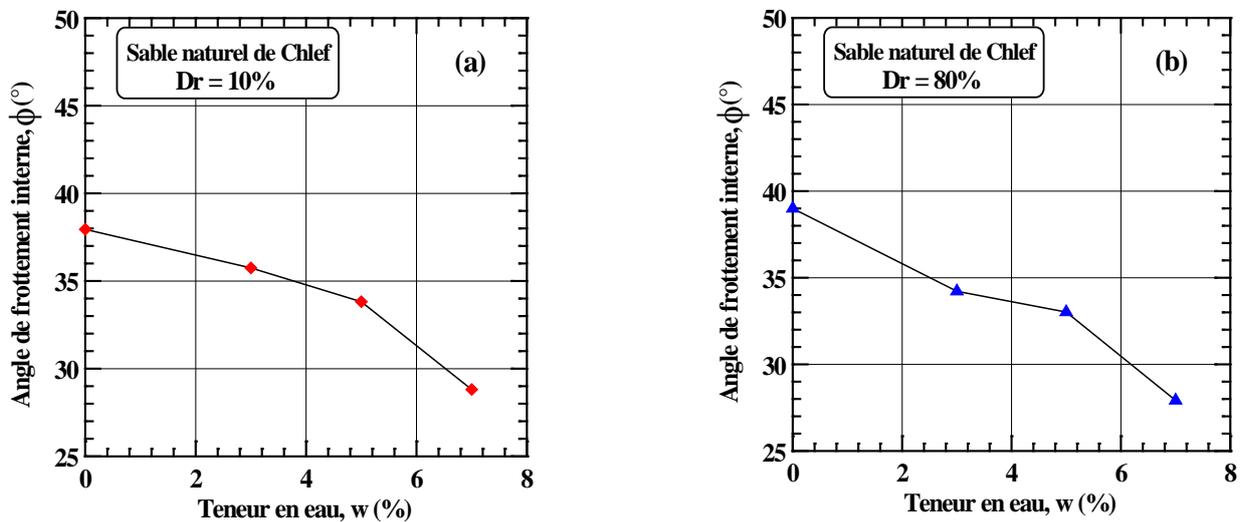


Figure 6.13: Effet des modes de dépôt et de la teneur en eau sur l'angle de frottement interne du sable naturel de Chlef: (a) Etat lâche ($D_r = 10\%$), (b) Etat dense ($D_r = 80\%$).

6.7. Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des résultats d'une étude paramétrique en laboratoire de l'influence de l'état initial comprenant: Le mode de déposition, la densité relative, la contrainte normale et la teneur en eau, sur le comportement du sable de Chlef. Le programme expérimental a comporté des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande. Les modes de dépositions retenues sont la pluviation à sec (PS) et le placement humide (PH).

Les essais de cisaillement direct à la boîte ont été réalisés pour trois contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa avec deux densités relatives ($D_r = 10\%$ et $D_r = 80\%$) représentant les états lâche et dense.

Il a été constaté d'après les résultats trouvés qu'il y'a une grande convergence entre les essais de cisaillement direct confirmant ainsi les tendances trouvées.

Les essais montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et avec l'augmentation de la densité relative. Les échantillons préparés par la méthode de placement humide présentent une résistance moins élevée que ceux préparés avec la méthode de pluviation à sec.

Aussi on remarque d'autre part, que la teneur en eau influe considérablement sur le comportement et les caractéristiques mécaniques des échantillons, car une augmentation de la teneur en eau cause une baisse importante de la résistance au cisaillement, ainsi qu'une diminution de l'angle de frottement interne en formant des macropores compressibles entre les grains rendant ainsi les échantillons instables, mais provoque par contre une amélioration de la cohésion en jouant le rôle d'une colle entre les grains du sable.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et Perspectives

Ce travail a été entrepris afin d'étudier et valider en laboratoire, les essais sur les comportements d'un sol granulaire de en utilisant la boîte de cisaillement direct.

Le sol utilisé est le sable de Chlef naturel qui est souvent rencontrés dans la pratique. Le sol a été prélevé du site à coté du Oued Chlef où des problèmes de comportement (liquéfaction, effondrement, tassement) ont été constatés lors des différents séismes qui ont touché la région par le passé (septembre 1954 et octobre 1980).

Dans ce travail on a procédé à la préparation de sable naturel avec variation de la teneur en eau et utilisation de deux méthodes pour la mise en place des échantillons dans le moule en essayant de reproduire le dépôt naturel du sol à savoir la pluviation à sec et le placement humide. Ces mélanges sont simples dans leur conception, et l'étude de leur caractéristique conditionne d'une manière sensible le comportement de nombreux ouvrages de génie civil (fondations, ouvrage de soutènement, remblais, talus, barrages en terre, chaussées, ponts, etc.....).

Des essais de cisaillement rectiligne à la boîte ont été réalisés sur le sable de Chlef naturel et des teneurs en eau de 0, 3, 5 et 7%, pour deux états de densité: Lâche ($D_r = 10\%$) et dense ($D_r = 80\%$), sous trois contraintes normales ($\sigma_n = 50, 100, \text{ et } 200 \text{ kPa}$).

A la lumière des différents résultats obtenus à partir des essais de cisaillement, on peut émettre les conclusions suivantes:

- L'augmentation de la densité relative induit une augmentation de la résistance du sol. En effet, il a été constaté que les échantillons denses sont plus résistants que les échantillons lâches,
- L'accroissement de la contrainte de confinement aboutit à une amélioration du comportement des échantillons,
- Les échantillons préparés par pluviation à sec sont plus résistants que ceux préparés par placement humide,
- La variation croissante de la teneur en eau provoque une diminution de la résistance au cisaillement et une tendance à la dilatance des échantillons.
- Aussi on remarque d'autre part, que la teneur en eau influe considérablement sur le comportement et les caractéristiques mécaniques des échantillons, car une augmentation de la teneur en eau cause une baisse importante de la résistance au cisaillement, ainsi qu'une diminution de l'angle de frottement interne en formant des macropores compressibles entre les grains rendant ainsi les échantillons instables, mais provoque par contre une amélioration de la cohésion en jouant le rôle d'une colle entre les grains du sable.

En perspective, on peut se pencher sur l'étude des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sables en utilisant différents appareillages, ce qui permettra d'approfondir la recherche sur l'influence d'autres paramètres sur le comportement des sols, en raison des liaisons qui pourraient exister entre la conductivité hydraulique et le comportement au cisaillement du sable.

On recommande aussi de prendre en compte l'influence d'autres modes de déposition comme la déposition par sédimentation et le damage humide; et aussi de réaliser des essais monotones et

cycliques au triaxial avec différentes amplitudes de chargement pour différentes méthodes de déposition à savoir la pluviation à sec (PS), le placement humide (PH) et la pluviation sous eau (PE) en vue de tracer l'évolution du potentiel de liquéfaction et de confirmer les tendances trouvées lors des essais de cisaillement. Les résultats de ces essais permettront d'établir une carte de microzonage du risque de liquéfaction du sol de la région de Chlef.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Alba P., Seed H. B. & Chan C. K. (1976).** Sand liquefaction in large scale simple shear tests. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, N° GT Septembre, pp. 909-927.
- Amini F. & Sama K.M. (1999).** Behavior of stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions. *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, 18, pp. 445-455.
- Benahmed N. (2001).** Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Benahmed N. Canou J. & Dupla J.C. (2004).** Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes Rendus de Mécanique, Elsevier*, 332, pp. 887-894.
- Bishop A. W. & Wesley L.D. (1975).** A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.
- Bolton M.D. (1986).** The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, Vol. 36, n° 1, pp. 65-78.
- Bouckovalas G.D, Andrianopoulos K. I., Papadimitriou A.G. (2002).** A critical state interpretation for the cyclic liquefaction resistance of silty sands. *Soil Dynamic and earthquake engineering*, Vol. 23, Issue 2, pp. 115-125.
- Bouferra Rachid (2000).** Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols. Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille, UST Lille, 2000, p. 110.
- 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.
- Casagrande A. (1975).** Liquefaction and cyclic deformation of sands a critical review. Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Harvard Soil Mechanics, Seris N° 88.
- Creswell A., Barton M.E. & Brown R. (1999).** Determining the maximum density of sands by pluviation. *American Society for Testing and Materials*, Vol. 22, N° 4, pp. 324-328.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M. and Missoum H. (2009).** Identification of the behaviour of the Chlef sand to static liquefaction. *C.R. Mécanique*, Vol.337, 282-290.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M. (2011).** Effect of confining pressure and depositional method on the undrained response of medium dense sand. *Journal of Iberian geology*, Vol.37(1), 37-44.
- Dupla J.C. (1995).** Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 423p.
- 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.

- Ishihara K. & Kosecki J. (1989).** Discussion on cyclic shear strength of fines-containing sands. *Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech., Rio de Janeiro*, pp. 101-106.
- 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.
- Kolbuszewski J.J. (1948a).** General investigation of the fundamental factors controlling loose packing of sands. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechanics and foundation Engineering, Vol. VII*, pp. 47-49.
- Kolbuszewski J.J. (1948b).** An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mechanics and foundation Engineering, Vol. I*, pp. 158-165.
- Ladd R.S. (1974).** Specimen Preparation and liquefaction of sands. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 100, N° GT 10*, pp. 1180-1184.
- Lee K.L. & Seed H.B. (1967).** Dynamic strength of anisotropically consolidated sand. *Soils Mechanics and foundations, divisions, ASCE, vol. 93, N° SM5*, pp. 117-147.
- Liam Finn W. D., Shead D (1973).** Creep and creep rupture of an undisturbed sensitive clay. *8th ICSMFE, Moscou, Vol. 1. 1, pp. 135-142.*
- Merrien. S. (2007).** Cours de mécanique des sols. Ecole nationale supérieure des mines de Nancy, France.
- 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.
- Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. & Arulanadan K. (1977).** Effects of sample preparation on sand liquefaction. *J. Geotech. Div., vol. 103; n° GT2*, pp. 91-108.
- Pecker A. (1984).** Dynamique des sols. Presses des Pont et Chaussées, Paris.
- Rad N.S. & Tumay M.T. (1987).** Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal, vol. 10, n° 1*, pp. 31-37.
- Seed H.B., & Harder L.F. (1990).** SPT based analysis of cyclic pore pressure generation an undrained residual strength, *Proceedings, Memorial Symposium of H.B. Seed. vol.2*, pp. 351-376.
- Seed H.B & Peacock W.H. (1971).** Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97 (8)*, pp.1099-1119.
- Tsuchida H. (1970).** Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. *Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon).*
- Vaid P.Y. & Sivathayalan S., (1995).** Errors in estimates of void ration of laboratory sand specimens. *Canadian Geotechnical Journal, vol. 33*, pp.1017-1020.
- Wichtmann T., Niemunis A., Triantafyllidis Th. & Poblete M. (2005).** Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance. *Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 25*, pp. 923-932.

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

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