

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de:

DOCTORAT

Domaine: Sciences et
Technologie Filière: Génie
Civil

Spécialité: Structures et Géotechnique

Par:

BOURI Djamel Eddine

Thème:

***Etude en laboratoire du comportement statique d'un
sol compact partiellement saturé à l'appareil triaxial***

Soutenue le 10/03/2021 devant le jury composé de:

Belkhatir Mostefa	Professeur	Président	U. Chlef
Laredj Nadia	Professeur	Examinatrice	U. Mostaganem
Maliki Mustapha	MCA	Examineur	U. Mostaganem
Djafar Henni Ahmed	Professeur	Examineur	U. Chlef
Arab Ahmed	Professeur	Rapporteur	U. Chlef
Krim Abdallah	Professeur	Co-Rapporteur	U. Tiaret

REMERCIEMENTS

Que ce soit d'un point de vue scientifique ou humain, la réalisation de cette thèse fut pour moi une expérience d'une valeur immense sur plusieurs plans. Sur le plan scientifique, ces années ont représenté une opportunité précieuse d'apprendre un peu d'avantage sur la mécanique des sols et de découvrir, avec une grande fascination, l'expérimentation et la modélisation numérique. Sur le plan humain, cette période a été marquée par d'énormes leçons d'amitié, de résilience et d'humilité scientifique. Ainsi, à tous ceux qui ont contribué, chacun à sa manière, à la concrétisation de cette thèse, je tiens à leur adresser mes remerciements sincères et toute ma gratitude pour leur soutien, leur disponibilité et leur engagement. Mon attention se porte alors particulièrement vers les personnes suivantes qui ont largement contribué à ce que je suis devenu aujourd'hui...

Avant tout, je tiens à remercier en tout premier lieu mon directeur de thèse le professeur Arab Ahmed pour avoir assuré l'encadrement de ma thèse au cours de mes années en doctorat. Merci Mr. Arab, pour vos nombreux conseils, pour les discussions scientifiques fréquentes et pour votre aide intensive pendant la réalisation et la rédaction et la structuration de ce manuscrit. Votre esprit critique et votre sens de l'organisation sont pour le moins remarquables.

Mes remerciements vont au professeur Krim Abdallah qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-encadrer cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et de m'apporter ses encouragements dans les moments difficiles de ce travail. Merci particulièrement au docteur Brahimi Abdelkader qui m'a aidé beaucoup dans la partie expérimentale.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au Pr. Belkhatir Mustapha pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à madame Laredj Nadia, Professeur à l'université de Mostaganem, Monsieur Maliki Mustapha, Maître de conférences à l'université de Mostaganem, Monsieur Djafar Henni Ahmed, Professeur à l'université de Chlef, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Nos sincères remerciements vont également à nos collaborateurs de la république tchèque, les professeurs Jan Najser et David Masin, qui m'ont bien accueilli dans leur

laboratoire au cours de mes différents séjours au laboratoire d'hydrogéologie, géologie et géophysique, université Charles de Prague, république Tchèque.

Je remercie également tous mes collègues de l'équipe de recherche du laboratoire des Sciences de matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'université de Chlef (A.Brahimi, Benali.N, F.Bouziadi Doumi.S, Denine.S, Oussi.A, Meknaci.L A.Charif Taiba, I.Benssaleh, Y.Mahmmoudi) pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Je tiens à remercier l'ingénieur Houcine du laboratoire mécanique des sols de l'université de Chlef

Mes remerciements vont également aux ingénieurs Keddou Adel et Kawter les ingénieurs du laboratoire de mécanique des sols de l'université d'Ain Temouchent

DÉDICACES

À mes chers parents et ma grand-mère qui m'ont toujours entouré de leur affection, mes frères.

À ma fiancée Fatima Zohra qui a toujours été à mes côtés.

À mon oncle Dr. Bensaid Med Ouassini qui m'a guidée et m'a soutenu pendant mes années de recherches

À mes nièces et neveux,

À mes oncles et mes tantes

Résumé

Il y a eu de nombreuses études expérimentales et numériques basées sur des essais en laboratoire visant à examiner la résistance à la liquéfaction des sols saturés. Des récents tests en laboratoire et des observations sur le terrain ont révélé que les sables non saturés et partiellement saturés sont susceptibles de se liquéfier.

Dans cette thèse nous avons dans un premier temps étudié le comportement drainé des mélanges sable-limons moyennement denses et denses non saturés sous différentes conditions initiales (teneur en eau, fraction des fines, densité relative) et ceci afin de voir l'effet de ces derniers sur le comportement mécanique des sols granulaires non saturés, résistance, changement de volume, cohésion, angle de frottement. Ensuite nous avons étudié le comportement de compression (essais oedométriques) du sable de Chlef, afin de voir si les mélanges sable-limons partiellement saturés soumis à différentes conditions initiales sont susceptibles à un risque de tassement ? Dans le même contexte nous avons déterminé la teneur en eau de transition du sable de Chlef partiellement saturé en se basant sur le modèle hypoplastique. Des simulations numériques par la méthode des éléments finis ont été réalisées et ceci afin de prédire le comportement drainé et de compression du sable de Chlef. Les paramètres d'entrée découlent des résultats obtenus de notre expérimentation. Enfin une étude expérimentale et numérique complémentaire a été réalisée sur des échantillons compacts partiellement saturés, l'étude expérimentale est basée principalement sur des essais triaxiaux non drainés afin de voir si le sol est soumis à un risque de liquéfaction ou pas, alors que l'étude numérique est réalisée afin de prédire le comportement non drainé de ces sols.

Mots-clés : liquéfaction; partiellement saturé, Modélisation, Eléments finis ; cohésion ; angle de frottement ; oedométrique.

Abstract

There have been numerous experimental and numerical studies based on triaxial tests to examine the liquefaction resistance of saturated soils subjected to a risk of liquefaction. Recent laboratory tests and field observations have shown that unsaturated and partially saturated sands are able to liquefy. In this thesis, we first studied the drained behavior of medium-dense and dense unsaturated sand-silt mixtures under different initial conditions (water content, fine content, relative density) in order to see the effect of these initial conditions on the mechanical behavior (shear strength, volume change, cohesion, friction angle) of unsaturated granular soils. Then we studied the compression behavior (oedometric tests) of Chlef sand in order to see if the partially saturated sand-silt mixtures subjected to different initial conditions (relative density, water content) are subjected to a risk of settlement. In the same chapter we determined the transition fine content of partially saturated Chlef sand using hypoplastic parameters, after a numerical simulation by finite element was performed based on the tests that we performed in the laboratory to predict drained and compression behavior of Chlef sand. Finally an experimental and numerical study is carried out on partially saturated compacted samples; the experimental study is based on undrained triaxial tests in order to see if the soil is subjected to a risk of liquefaction, while the numerical study is carried out by Abaqus 6.12 software to predict the undrained behavior of these soils.

Key words: liquefaction; partially saturated, Modeling, Finite elements; cohesion; friction angle; Oedometric.

ملخص

كانت هناك العديد من الدراسات التجريبية والرقمية التي تعتمد على الاختبارات ثلاثية المحاور التي تهدف إلى فحص مقاومة التميع للتربة المشبعة المعرضة لخطر التميع. كشفت الاختبارات المعملية والملاحظات الميدانية الحديثة أن الرمال غير المشبعة والمشبعة جزئياً بالماء قابلة للتميع

في هذه الأطروحة ، درسنا أولاً سلوك المخاليط الرملية النفوذة - الطينية الكثيفة ومتوسطة الكثافة إلى حد ما في ظل ظروف أولية مختلفة (محتوى الماء ، المحتوى الدقيق ، الكثافة النسبية) من أجل رؤية تأثير هذه الظروف الأولية. على السلوك الميكانيكي (المقاومة ، تغير الحجم ، التماسك ، زاوية الاحتكاك) للتربة الحبيبية غير المشبعة. ثم درسنا سلوك الانضغاط (اختبارات القياس) لرمال الشلف لمعرفة ما إذا كانت مخاليط الطمي الرملي المشبعة جزئياً تتعرض لظروف أولية مختلفة (الكثافة النسبية ، المحتوى المائي) ، معرضة لخطر الانضغاط ، في نفس الفصل حددنا محتوى الطمي الانتقالي لرمال الشلف المشبع جزئياً باستخدام معاملات ناقصة التنسج ، بعد إجراء محاكاة عددية بواسطة عنصر محدود بناءً على الاختبارات التي أجريت في المختبر من أجل التنبؤ سلوك تصريف وضغط رمال الشلف. أخيراً تم إجراء دراسة تجريبية ورقمية على عينات مدمجة مشبعة جزئياً ، واعتمدت الدراسة التجريبية على اختبارات ثلاثية المحاور غير نفوذة لمعرفة ما إذا كانت التربة معرضة لخطر التميع ، بينما يتم إجراء الدراسة Abaqus 6.12 العددية من خلال برنامج للتنبؤ بالسلوك غير المجفف لهذه التربة

الكلمات الدالة: التميع- غير المشبعة - نمذجة - عناصر محدودة - تماسك - زاوية الاحتكاك - عداد الخطى

Sommaire

Résumé	5
Abstract	6
Liste des symbols	11
Liste des figures	13
Liste des tableaux	19
Introduction général	20
Chapitre I : Etude bibliographique	22
Introduction	23
I.1. Modèle hypoplastique	23
I.2. Modèle élastoplastique	23
I.2.1. Notion de surface de charge	24
I.2.2. Notion d'écrouissage	25
I.2.3. loi d'écoulement	26
I.2.4. Loi de comportement élastique parfaitement plastique	26
I.3. Rhéologie des sables	27
I.3.1. Essai a l'appareil triaxial classique	27
I.3.2 Etat critique	28
I.3.3 Etat stable de déformation.....	30
I.3.4 Notion de contractance dilatance	32
I.3.5 Etat caractéristique	33
I.4. Phénomène de liquéfaction	35
I.5. Comportement des sables sous chargement.....	37
I.5.1. Comportement des sables sous chargement monotone	37
a) Comportement drainé	37
b) Comportement non drainé	37
I.6. Phénomène de liquéfaction vraie	38
I.7. Définition d'un sol partiellement saturé.....	39
I.8. La saturation.....	41
I.8.1 Influence de la saturation sur le comportement monotone	41
a) Comportement monotone en condition non drainée.....	41
b) Comportement monotone en condition drainée.....	44
I.8.2. Influence de la saturation sur le comportement cyclique	45
I.9. Influence de la densité relative.....	47

I.9.1 Influence de la densité relative sur le comportement monotone	47
I.9.2 Influence de la densité relative sur le comportement cyclique	48
I.10. Paramètre qui influents sur la résistance à la liquéfaction	50
I.10.1 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance à la liquéfaction	50
I.10.2. Influence des fines.....	53
I.10.3. Influence de la pression de confinement	54
I.10.4. Influence de la granulometrie (D_{10} , D_{50} , C_u , C_c).....	56
I.10.5 Influence de la surconsolidation.....	58
Chapitre II : Dispositifs expérimentaux et modes opératoires	61
Introduction	61
II.1 La résistance au cisaillement	61
II.2 Cisaillement à la boîte de Casagrande	61
II.2.1 Objectif de l'essai	61
II.3 Consolidation a L'appareil œdométrique	62
II.4 l'appareil triaxial.....	63
II.4.1 Principe de l'essai	63
II.5 Les différentes méthodes de préparation des échantillons	65
II.5.1 Pluviation à sec :	65
II.5.2 Sédimentation (WS).....	66
II.5.3 Damage humide (DH).....	67
II.5.4 Préparation par sous compaction	67
II.6 Matériaux utilisés	69
II.7 Répétabilité des essais	72
Conclusion	72
Chapitre III : comportement des mélanges sables-limons compacté non saturés	74
Introduction	75
III.1 Synthèse des travaux réalisés dans la littérature	75
III.2 Préparation des échantillons	77
III.3 Résultats des essais réalisés.....	78
III.3.1 Effet de la teneur en fine.....	78
III.3.1.1 Essais sur des échantillons moyennement denses ($D_r=65\%$)	78
III.3.1.2 Essais sur des échantillons denses ($D_r=80\%$).....	80
III.3.1.3 Les paramètres de la résistance au cisaillement.....	82
a) Les courbes intrinsèques	82

b) les caractéristiques mécaniques c et ϕ	83
III.3.2 Effet de la teneur en eau	84
III.3.2.1 Essais sur des échantillons moyennement denses ($D_r=65\%$)	84
III.3.2.2 Essais sur des échantillons denses ($D_r=80\%$)	85
III.3.2.3 Les paramètres de la résistance au cisaillement.....	86
a) Les courbes intrinsèques	86
b) Les caractéristiques mécaniques c et ϕ	87
III.3.3 Comportement des fines a l'état humide avec $\omega=3\%$	88
III.3.3.1 Résultats et discussions	88
Conclusion	91
Chapitre IV : Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés... 93	
Problématique.....	94
Introduction	94
IV.1 Synthèse des travaux réalisés dans la littérature :	94
IV.2 Préparation des échantillons	97
IV.3 Résultats des essais réalisés	98
IV.3.1 Effet de la fraction des fines sur les indices des vides:	98
a) Indice des vides global	98
b) indice des vides intergranulaires	99
IV.3.2 Effet de la teneur en eau initiale sur les indices des vides	101
a) indice des vides global.....	101
b) Indice des vides intergranulaire	103
IV.3.3 Effet de la fraction des fines sur les coefficients de compressibilités C_c et $C_c - s$:	105
IV.3.4 Effet de la teneur en eau sur les coefficients de compressibilités C_c et $C_c - s$:....	106
IV.3.5 Influence de l'indice des vides maximum sur la valeur de la teneur en fine de transition F_{ct} en utilisant les paramètres du modèle hypoplasique de Gudehus (1996)....	107
IV.4 Effet de la granulométrie sur la compressibilité des mélanges sable-limon	109
IV.4.1 Echantillon moyennement dense	109
a) Effet du diamètre effectif D_{10}	109
b) Effet du diamètre moyen D_{50}	110
c) Effet du coefficient d'uniformité C_U	111
IV.4.2 Echantillon dense	112
a) Effet du diamètre effectif D_{10}	112
b) Effet du diamètre moyen D_{50}	113

c) Effet du coefficient d'uniformité C_U	114
Conclusion	115
Chapitre V : simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis	118
Introduction	119
V.1 Présentation du code élément finis Plaxis	119
V.2 Option par défaut et l'entrée des données	120
V.3 Les modèles de comportement intégré dans plaxis	122
V.3.1 Comportement élastoplastique	122
V.3.2 Modèle élastique linéaire	123
V.3.3 Modèle de Mohr coulomb	124
a) Module de Young (E)	124
b) Coefficient de poisson (ν)	125
c) L'angle de frottement (ϕ)	125
d) La cohésion (c)	125
e) L'angle de dilatance (Ψ)	125
V.3.5. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM).....	126
V.4. Etude numérique de l'essai œdométrique :	128
V.4.1.Méthodologie et procédure de simulation à suivre pour la conception du modèle numérique	128
a) Recueil des données.....	129
b) Génération du maillage.....	131
c) Conditions initiales	132
V.4.2.Procédure de calcul	133
V.4.3.Résultats et discussions	134
V.4.4.Etude paramétrique	138
a) Influence de la perméabilité (k).....	138
b) Influence du temps de chargement (p)	138
c) Influence de l'épaisseur de la couche (e)	139
V.5. Etude numérique des essais réalisé a la boite de casagrande	140
V.5.1.Méthodologie et procédure	141
a) Recueil des données.....	141
b) Génération du maillage	141
d) Conditions initiales	142
c) Phases de calcul	142
V.5.2.Résultats.....	142

V.5.3.Validation du modèle.....	143
V.5.3.1. Influence du facteur réducteur de l'interface R_{inter} :	145
Conclusion	146
Chapitre VI : comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturés : expérimentation et modélisation	148
Introduction	149
VI-1 Résultats des tests expérimentaux	150
VI-1-2 Effet des fines sur le comportement non drainé du sable	151
VI-1-2Effet des fines sur l'angle de frottement du sable	153
VI-3 Résultats de simulation par éléments finis.....	154
Conclusion.....	157
Conclusion générale	167
Références bibliographiques	170

Liste des symboles

φ_c (°)	L'angle de frottement à l'état critique
α	Contrôle la dépendance de φ_{\max} sur Dr
β	Contrôle la dépendance de la rigidité du sol sur Dr
h_s et n	Contrôler la forme des courbes limitant l'indice de vide
γ_s (kN/m ³)	Poids volumique des grains solides
γ_f (kN/m ³)	Poids volumique des fines
γ (kN/m ³)	Poids volumique des mélanges sable-limon
D_{10} (mm)	Diameter effectif
D_{50} (mm)	Diameter moyen
C_c	Coefficient de compressibilité
C_{c-s}	Coefficient de compressibilité intergranulaire
F_c (%)	Teneur en fine
F_{ct} (%)	Teneur en fine de transition
C_c	Coefficient de courbure
C_u	Coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10}$)
e_{\max}	L'indice des vides maximum
e_{\min}	L'indice des vides minimum
e	L'indice des vides initial
e_s	L'indice des vides intergranulaire
D_r (%)	Densité relative
R^2	Coefficient de détermination
σ' (kPa)	Pression oedométrique
σ_n (kPa)	Contrainte normale
W_L (%)	Limite de liquidité
W (%)	Teneur en eau
W_p (%)	Limite de plasticité
ϕ (°)	L'angle de frottement interne
C (kPa)	Cohesion
Ψ (°)	Angle de dilatance
ν	Coefficient de Poisson
τ (kPa)	Résistance au cisaillement
τ_{\max} (kPa)	Résistance au cisaillement maximale
ΔH (mm)	Déplacement horizontal
ΔV (mm)	Déplacement vertical
I_p (%)	L'indice de plasticité
q_{\max} (kPa)	Déviateur maximal
q_{peak} (kPa)	Déviateur au pic
E (kPa)	Module de Young
Δu (kPa)	Variation de la pression interstitielle
ϵ_1 (%)	Déformation axiale
ϵ_v (%)	Déformation volumique
ϵ_d (%)	Déformation déviatorique
P (kPa)	Contrainte effective moyenne

γ_{sat} (kN/m ³)	Poids volumique saturé
OCR	Rapport de surconsolidation
γ_{ns} (kN/m ³)	Poids volumique non saturé
E_{50} (kPa)	Module de Young à 50% de déformation
E_{oed} (kPa)	Module tangent dans un essai oedométrique
E_d (kPa)	Module de Young en décharge
ν_{d-r}	Coefficient de poisson en décharge-recharge
K_0	Coefficient de terre au repos
R_f	Coefficient à la rupture
σ_{tension} (kPa)	Résistance à la traction
P_{ref} (kPa)	Contrainte de référence
R_{int}	Coefficient de rigidité
a, b	Coefficients
DH	Damage humide
PS	Pluviation a sec
η	Rapport des contraintes ε_1 ou ε_a

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 : Essai de compression uniaxiale	25
Figure I. 2: Principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997).....	28
Figure I. 3: Exemple de trajet de charge triaxial (Bahda, 1997)	28
Figure I. 4: Représentation de l'état critique (Roscoe et al. 1958).....	29
Figure I. 5: Définition des paramètres d'état (Been et Jefferies 1991)	30
Figure I. 6: Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand", (Castro 1969) ; figure d'après (Canou et al. 1989).....	32
Figure I. 7: Comportement mécanique d'un sable dense et lâche. a. Essai drainé, b. Essai non drainé.....	33
Figure I. 8 : Notions d'état caractéristique	35
Figure I. 9 : Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes	36
Figure I. 10 : Essai de liquéfaction d'après (Canou et al 1994)	37
Figure I. 11 : Comportement typique sous chargement monotone (Canou et al. 2002)	38
Figure I. 12 : Essai de liquéfaction vraie (Castro 1969).....	39
Figure I. 13 : Composantes d'un sol partiellement saturé (Been et Jefferies 1991).....	40
Figure I. 14: Comportement non drainé d'un sable d'un sable lâche ($D_r=10\%$) sous compression triaxial, (Jia He et al. 2014).....	43
Figure I. 15 : Comportement non drainé d'un sable d'un sable lâche ($D_r=10\%$) sous extension triaxial, (Jia He et al. 2014).....	44
Figure I. 16 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef, (Della et al 2009).....	45
Figure I. 17: a) relation entre le rapport de résistance à la liquéfaction et le degré de saturation, B) relation entre le rapport de résistance à la liquéfaction et le coefficient de Skempton B. (Yoshimi et al. 1989).....	46
Figure I. 18: Variation du rapport de la résistance a la liquéfaction en fonction du degré de saturation, (Arab et al. 2015).....	46
Figure I. 19: Relation entre la valeur de B et le nombre de cycle qui conduit à la liquéfaction, (Yoshimi et al. 1989).....	47
Figure I. 20 : Influence de coefficient de Skempton B sur la réponse cyclique non drainé du sable d'Hostun Rf, (Arab et al. 2015).....	47
Figure I. 21 : Réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef, $\sigma'_3=100\text{kpa}$, $D_r=20\%$. (Belkhatir et al 2010).....	48
Figure I. 22 : Réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef, $\sigma'_3=100\text{kpa}$, $D_r=91\%$. (Belkhatir et al. 2011).....	48
Figure I. 23 : Effet de la densité relative sur la résistance a la liquéfaction du sable de Toyoura, (Tatsuoka et al 1986)	49
Figure I. 24: Effet de la densité sur la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycle (N_c). a) sable de d'Hostun, b) sable de Rass c) sable de chlef, (Krim et al 2016).....	50
Figure I. 25: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le potentiel de liquéfaction. (Mulilis et al 1977).....	51
Figure I. 26 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement observés pour un état lâche du sable : (a) courbes de cisaillement, (b) chemins des contraintes effectives. (Benhamed 2004).....	51

Figure I. 27: Influence de la méthode de dépôt sur la résistance à la liquéfaction statique du sable d'oued Rass lâche ($p'_c=200\text{kPa}$). (a) courbes de cisaillement, (b) chemins des contraintes effectives. (Krim et al 2013).	52
Figure I. 28: Essai non drainé sur sable dense. (a) déviateur en fonction de la déformation axial, (b) chemins des contraintes effectives. (Krim et al 2013).	52
Figure I. 29: Essai non drainé sur sable moyen-dense. (a) déviateur en fonction de la déformation axial, (b) chemins des contraintes effectives. (Della et al 2015).	53
Figure I. 30 : Courbe du potentiel de liquéfaction a différent pourcentage des fines. (a) sable de rass, (b) sable de Chlef. (Benghalia et al 2014).	54
Figure I. 31 : Effet du nombre de cycle sur la résistance à la liquéfaction. (a) sable de Rass, (b) sable de chlef. (Benghalia et al 2014).	54
Figure I. 32 : Essai non drainé pour des échantillons du sable de Chlef préparé par pluviation a sec. a) déviateur en fonction de la déformation axial, b) chemin de contrainte effective. (Della et al 2011).	55
Figure I. 33 : Essai non drainé pour des échantillons du sable de Chlef préparer par damage humide. a) déviateur en fonction de la déformation axial, b) chemin de contrainte effective. (Della et al 2011).	55
Figure I. 34: Effet de la pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction. (Zhang et al 2016).	56
Figure I. 35: Variation du rapport de résistance cyclique avec C_u et C_c . (Yilmaz et al 2008)	57
Figure I. 36 : a) La résistance au pic en fonction de diamètre efficace D_{10} à différent pourcentage des fines. ($\sigma'_3=100\text{ kPa}$), b) La résistance au pic en fonction du coefficient d'uniformité C_u a différent pourcentage des fines. ($\sigma'_3=100\text{ kPa}$), c) La résistance au pic en fonction de diamètre moyen D_{50} à différent pourcentage des fines	58
Figure I. 37: La résistance au pic ($q_{\text{peak}} / \sigma'_{3c}$) en fonction du coefficient d'uniformité C_u a différent pourcentage des fines. (Belkhatir et al 2011).	58
Figure I. 38: Effet de la surconsolidation sur les caractéristiques de la liquéfaction (a) (Seed et Peacock 1971), (b) (Tokimatsu et al. 1993).	59
Figure I. 39: Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra , 2000)	59
Figure I. 40 : Influence du rapport de surconsolidation sur la réponse non drainé du sable de Chlef ($p'_c=200\text{kPa}$, $D_r=50\%$). (Della et al 2011)	60

Chapitre II

Figure II. 1 l'appareil de casagrande utilisé dans cette étude	62
Figure II. 2 l'appareil oedométrique utilisé dans cette étude	63
Figure II. 3 l'appareil triaxial utilisé dans cette étude	65
Figure II. 4 Préparation par déversement a sec	66
Figure II. 5 Préparation par sédimentation (SW)	67
Figure II. 6 Préparation par sous compaction	69
Figure II. 7 Profil géotechnique du dépôt de sol sur le site	70
Figure II. 8 Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude.	71
Figure II. 9 Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en fines des mélanges...	71
Figure II.10 Vérification de la procédure expérimentale, a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.	72

Chapitre III

Figure III. 1 Matériaux utilisés dans cette étude, a) teneur en fine, b) sable propre, c) mélange sable-limon préparé a l'état sec	77
Figure III. 2 Echantillons préparés a l'état humide, a) sable propre, b) mélange sable-limon ..	77
Figure III. 3 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horiz	79
Figure III. 4 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horiz	79
Figure III. 5 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=400\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horiz	80
Figure III. 6 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal	81
Figure III. 7 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal	81
Figure III. 8 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=400\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal	82
Figure III. 9 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable de chlef, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$	83
Figure III. 10 Effet de la teneur en fine sur les caractéristiques mécanique du sable de chlef, (a) cohésion en fonction de la teneur en fine, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en fine	84
Figure III. 11 Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal	85
Figure III. 12 Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....	86
Figure III. 13 Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$	87
Figure III. 14 Effet de la teneur en eau sur les caractéristiques mécanique du sable de chlef, (a) cohésion en fonction de la teneur en eau, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en eau.....	87
Figure III. 15 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$	89
Figure III. 16 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$..	89

Figure III. 17 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$	90
Figure III. 18 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$..	90
Figure III. 19 Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $\omega=3\%$, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$	91

Chapitre IV

Figure IV. 1 Variation de l'indice des vides en fonction de la pression Gudehus (1996)	97
Figure IV. 2 Vue des échantillons après un essai oedométrique.....	98
Figure IV. 3 Variation de l'indice des vides en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initial $\omega=0\%$. a) $D_r=65\%$. b) $D_r=80\%$	99
Figure IV.4 Diagramme schématique représentant les mélanges sable–limon : (a) Les gros grains sont en contacts les uns contre les autres, (b) les gros grains nagent dans la matrice des fines. (Belkhatir et al 2010).....	100
Figure IV.5 Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initial $\omega=0\%$. a) $D_r=65\%$. b) $D_r=80\%$	101
Figure IV.6 Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initial $\omega=3\%$. a) $D_r=65\%$. b) $D_r=80\%$	101
Figure IV.7 Variation de l'indice des vides en fonction de la pression oedométrique avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega =0\%$. b) $\omega=3\%$	102
Figure IV. 8 Variation de l'indice des vides en fonction de la pression oedométrique avec une densité relative $D_r=80\%$. a) $\omega =0\%$. b) $\omega=3\%$	102
Figure IV.9 Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initial $D_r=65\%$. a) $\omega =0\%$. b) $\omega=3\%$	103
Figure IV.10 Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initial $D_r=80\%$. a) $\omega =0\%$. b) $\omega=3\%$	103
Figure IV.11 Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initial $\omega=0\%$. a) $D_r=65\%$. b) $D_r=80\%$	105
Figure IV.12 Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initial $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	106
Figure IV.13 Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initial $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	106
Figure IV.14 l'indice des vides Maximum en fonction de la pression oedométrique pour le sable propre avec une teneur en eau initial a) $W=0\%$, b) $W=3\%$	108
Figure IV. 15 Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la teneur en fine. ($\sigma' = 25, 50, 100, 200, 400, 800 \text{ kPa}$), $w = 0\%$, a $D_r = 65\%$	108
Figure IV.16 Variation des coefficients de compressions en fonction du diamètre effective avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	110
Figure IV.17 Variation des coefficients de compressions en fonction du diamètre moyenne avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	111
Figure IV.18 Variation des coefficients de compressions en fonction du coefficient d'uniformité avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	112

Figure IV.19 Variation des coefficients de compressions en fonction du diamètre effective avec une densité relative $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	113
Figure IV.20 Variation des coefficients de compressions en fonction du diamètre moyenne avec une densité relative $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	113
Figure IV.21 Variation des coefficients de compressions en fonction du coefficient d'uniformité avec une densité relative $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$	114

Chapitre V

Figure V. 1 Modèle monodimensionnelle du comportement élastoplastique.....	122
Figure V. 2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	123
Figure V. 3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	123
Figure V. 4 Définition du module à 50% de la rupture (Lioung.G.T 2014).	125
Figure V. 5 Définition du module oedométrique tangent.	127
Figure V. 6 Définition de l'angle de dilatance	128
Figure V. 7 Définition de l'angle de dilatance	129
Figure V. 8 Modèle Géométrique de l'essai oedométrique.....	130
Figure V. 9 Maillage du modèle.....	131
Figure V. 10 Condition hydrauliques initiales.	132
Figure V. 11 Génération des contraintes effectives.	132
Figure V. 12 Génération des contraintes effectives.	133
Figure V. 13 Les différentes étapes de calcul de l'essai oedométrique.	134
Figure V. 14 Déplacement vertical du modèle.....	135
Figure V. 15 Variation du déplacement vertical en fonction du temps.....	135
Figure V.16 Résultats des essais oedométriques et des éléments finis pour e-log σ' pour le modèle de Mohr Coulomb.....	136
Figure V.17 Résultats des essais oedométriques et des éléments finis pour e-log σ' pour le modèle HSM	137
Figure V.18 Influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.	138
Figure V. 19 Influence du temps de chargement sur la courbe du tassement obtenue par la modélisation numérique. A) chargement par ans. B) chargement par jours	139
Figure V. 20 Influence du temps de chargement sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.	139
Figure V. 21 Influence de l'épaisseur de la couche sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.	140
Figure V. 22 Configuration géométrique du modèle. Conditions aux limites et chargements.	141
Figure V. 23 Modèle en éléments finis (mailles + nœuds +points de contraintes).....	142
Figure V. 24 Déformation du maillage	143
Figure V. 25 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de chlef. (modèle de mohr coulomb)	144
Figure V. 26 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de chlef. (le modèle du sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM).....	145
Figure V. 27 Résultats Plaxis montre l'influence de Rinter la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de chlef.	146

Chapitre VI

Figure VI. 1 Essais de compression non drainé sur sable de Chlef (B=50, 75 et 95%).....	151
Figure VI. 2 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne effective	153
Figure VI. 3 Effet de la fraction des fines sur l'angle de frottement, a)essai de pluviation a cone sur sable propre, b) essai de pluviation a cone sur limon pure, c) variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fine	154
Figure VI. 4 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale	155
Figure VI. 5 Déviateur en fonction du temps dans Abaqus	156
Figure VI. 6 Effet des fines sur l'angle de frottement du sable de Chlef	156

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II. 1 Propriétés physiques des mélanges sable-limon de chlef	70
Tableau II. 2 Analyse chimique des matériaux utilisés (Arab, 2008)	70

Chapitre III

Tableau III. 1 Valeur de la cohésion et l'angle de frottement, $D_r=65\%$ et $D_r=80\%$	84
Tableau III. 2 Valeur de la cohésion et l'angle de frottement, $D_r=65\%$ et $D_r=80\%$	88

Chapitre IV

Tableau IV. 1 Coefficients a, b, c and R^2 for Eq. 4.....	104
Tableau IV. 2 Coefficients a, b, c and R^2 for Eq. 6.....	104
Tableau IV. 3 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 9.	107
Tableau IV. 4 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 10.	107
Tableau IV. 5 Les paramètres du modèle hypoplastique de gudehus	107
Tableau IV. 6 Teneur en fine de transition (Fct) pour les échantillons avec $RD=65\%$, $w=0\%$ sous la contrainte oedométrique pour chaque e_{max} calculé a partir de l'équation de gudehus (1996)	108
Tableau IV. 7 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 12.	114
Tableau IV. 8 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 13.	115
Tableau IV. 9 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 14.	115
Tableau IV. 10 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 15.	115
Tableau IV. 11 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 16.	115
Tableau IV. 12 Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 17.	115

Chapitre V

Tableau V. 1 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Mohr-Coulomb pour un sable propre	130
Tableau V. 2 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Hadering soft soil (HSM) pour un sable propre	131
Tableau V. 3 Comparaison entre les déplacements verticaux.....	137
Tableau V. 4 Comparaison entre les déplacements verticaux.....	138
Tableau V. 5 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales pour le modèle de mohr coulomb	144
Tableau V. 6 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales pour le modèle Hardening Soil Model, HSM	144
Tableau V. 7 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales	145

Chapitre VI

Tableau VI. 1 Paramètres utilisés dans la simulation numérique	155
--	-----

Introduction générale

L'étude expérimentale des sols permettaient de mieux comprendre les caractéristiques des matériaux et leur comportement vis-à-vis des contraintes extérieures. L'un des sujets les plus sollicités dans l'heure actuelle, est le phénomène de la "liquéfaction" (perte de résistance au cisaillement) des sables. L'intérêt majeur et l'impact de ce phénomène, se mesurent principalement à travers les dommages matériels ou humains, qui ont été enregistrés au cours des années précédentes dans la ville de Chlef.

L'étude expérimentale du comportement mécanique des sols doit tenir compte des paramètres initiaux de ce dernier dans l'endroit où il se trouve.

La majorité des travaux sur la liquéfaction ont été réalisés sur des sols granulaires complètement saturés. L'étude de l'influence du degré de saturation sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, car on trouve souvent des structures construites au-dessus de la nappe phréatique ; ce qui implique la présence des sols partiellement saturés.

Au cours de la dernière décennie, des études de recherche sur l'influence de la teneur en fine sur le potentiel de liquéfaction se sont nettement accélérées Belkhatir et al (2010), Arab (2009). Le but de ses recherches était de quantifier l'effet des fines sur le potentiel de liquéfaction des sols granulaires. Jusqu'à présent, le rôle des fines dans le mécanisme de liquéfaction n'est pas encore entièrement dévoilé.

Par le présent travail, on essayera d'apporter plus d'éclaircissements sur le comportement mécanique des sols granulaires (non saturés et partiellement saturés) de la wilaya de Chlef en présence de différentes proportions des fines. Pour cela, plusieurs essais ont été réalisés avec appareils expérimentaux (boîte de casagrande, oedomètre et triaxial). En plus des essais expérimentaux, des simulations numériques ont été réalisées en utilisant les modèles de Mohr Coulomb et de Duncan et Chang pour les essais de cisaillement direct et les essais œdométrique, ainsi que le modèle Drucker Prager pour les essais triaxiaux.

Notre travail est divisé en six chapitres :

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique sur la rhéologie du sol, la loi de comportement élastoplastique, modèle hypoplastique. On présente l'effet de la saturation (coefficient de Skempton B) sur le comportement drainé et non drainé du sable de Chlef, ainsi que l'influence de la densité relative, la granulométrie, la méthode de préparation, la teneur en fine sur le comportement mécanique des sols granulaires.

Introduction générale

Dans le deuxième chapitre, on présentera les dispositifs utilisés dans notre étude expérimentale suivie par une description de l'appareillage et du mode opératoire utilisé lors de la préparation des échantillons étudiés.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus lors des essais de cisaillement direct non drainé. L'effet des fines et de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable propre de Chlef moyennement dense et dense a été mis en examen.

Dans le quatrième chapitre est consacré à l'étude du comportement de compressibilité des mélanges sable-limons partiellement saturés, le modèle hypoplastique de Gudehus (1996) vient pour déterminer la teneur en fine de transition du sable de Chlef.

Dans le cinquième chapitre les différentes étapes de calcul et les résultats numériques des essais œdométriques déjà réalisés au laboratoire et les essais de cisaillement direct sont présentés et discutés. Deux modèles ont été utilisés, le modèle de Mohr -Coulomb et le modèle Duncan et Chang pour examiner quelle loi de comportement décrit bien le comportement mécanique du sable de Chlef.

Dans le dernier chapitre le comportement non drainé des mélanges sable limon compacte partiellement saturé a été traité en particulier, en plus une simulation numérique a été mise en examen afin de prédire le comportement non drainé des sols.

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction

La liquéfaction des sols granulaires intervient dans un état lâche et saturé, c'est pour cette raison l'étude de l'influence du degré de saturation et de la densité relative sur la liquéfaction des sols présente un intérêt pratique, des essais expérimentaux ont montré que non seulement les sols granulaires saturés sont sensibles à la liquéfaction, mais aussi les sols granulaires non saturés et partiellement saturés peuvent aussi se liquéfier (Arab et al. 2011; Mathilde et al. 2015; Yoshimi et al. 1989; Yoshimichi et al. 2002, 2006; Della et al. 2009 ; Unno et al. 2008 ; Sherif et al. 1977).

Dans la première partie on décrit les principales lois de comportement élastoplastique et rhéologique des sols granulaires. De plus, il semblait nécessaire de définir des concepts comme l'état critique, l'état stable de déformation et l'état caractéristique.

Dans la deuxième partie nous citerons l'influence du degré de saturation (coefficient de skempton), la teneur en fines, la pression de confinement, la densité relative, la granulométrie (D_{50} , D_{10} , C_u , C_c), la surconsolidation et la méthode de préparation de l'échantillon sur la résistance à la liquéfaction par rapport à la littérature.

I.1. Modèle hypoplastique :

Le modèle de (Von Wolffersdorff ,1996) est maintenant considéré comme référence du modèle hypoplastique des matériaux granulaires comme le sable de la ville de Chlef, le modèle est basé sur 8 paramètres qu'on va les utiliser au chapitre 4 :

- φ_c est l'angle de frottement à l'état critique.
- h_s et n pour contrôler la forme des courbes limitant l'indice de vide (lignes de compression normales et ligne d'état critique).
- e_{d0} , e_{c0} et e_{i0} sont des indices de vide de référence spécifiant les positions des courbes de l'indice de vide.
- α contrôle la dépendance de l'angle de frottement maximal sur la densité relative.
- β contrôle la dépendance de la rigidité du sol à la densité relative.

I.2. Modèle élastoplastique :

Les premières lois élastoplastiques qui ont été utilisées pour modéliser le comportement des sols sont-elles de pionnier et Cambridge. Depuis, d'autres lois de comportement élastoplastiques ont été développées. Il s'agit des lois phénoménologiques qui

font intervenir un certain nombre de paramètres, de signification physique peu évidente, qui restent valables dans un domaine donné (Cambon & Jafari, 1988).

Cette méthode phénoménologique comprend trois étapes :

- 1- Examen des résultats d'essais de laboratoire (triaxiaux, cisaillement directe, œdométrique ...etc) pour différents trajets et densités initiales;
- 2- Modélisation du comportement, suivie du calcul des coefficients caractéristiques;
- 3 - Comparaison des prédictions de ce modèle aux résultats expérimentaux obtenus sur d'autres types d'essais.

Un matériau élastoplastique est un matériau, qui lorsque l'on dépasse une certaine limite de sollicitation, présente des déformations permanentes quand on annule les contraintes (existence d'une configuration relâchée au sens de (Sidoroff, 1973). Ce seuil de plasticité se traduit par une relation de la forme:

$$f(\bar{\sigma}, \vec{\alpha})=0 \quad (\text{I.1})$$

où $\vec{\alpha} \in \mathbb{R}^n$ est le vecteur d'écrouissage qui rend compte de l'histoire de la déformation.

Plusieurs modèles élastoplastiques exprimant le comportement du sol pendant l'état triaxial vrai ont été développés, on cite les modèles de (Lade et al. 1972, Aubry et al.1982, Chaffois et Monnet 1989).

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles par la relation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{I.2})$$

Avec ε les déformations totales, ε^e les déformations élastiques et ε^p les déformations plastiques.

Les modèles élastoplastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- La surface de charge ;
- La règle d'écrouissage;
- La règle d'écoulement;
- Le critère de rupture ;

I.2.1. Notion de surface de charge :

La frontière entre les deux domaines: un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer au cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture :

$$F(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \quad (I.3)$$

Où :

σ_{ij} : tenseur des contraintes.

λ : paramètre d'érouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques.

A_i : paramètre d'érouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

- $F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- $F = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine
- $F > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles :

- a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'érouissage.
- b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec érouissage).

I.2.2. Notion d'érouissage :

Afin de mieux comprendre la notion d'érouissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure I.1) Le long du chemin OA , le comportement est élastique, c'est-à-dire que lors d'une décharge, on revient en O . Le point A , représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La déformation qui reste $OD = \epsilon$ est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin OAB . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

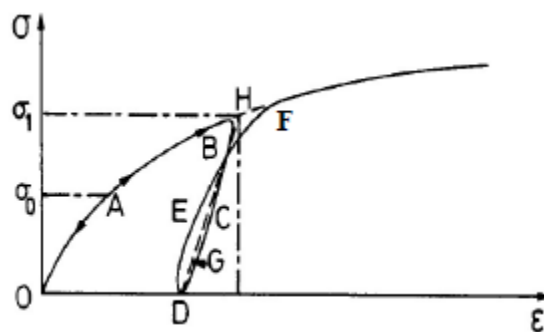


Figure I. 1 : Essai de compression uniaxiale

On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement). L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires en fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay (Roscoe & Burland 1968) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij} .

I.2.3. loi d'écoulement :

Soit (σ_{ij}, k) un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, alors (σ_{ij}) est à l'intérieur du domaine élastique actuel, la variation de la déformation est donc purement élastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (I.4)$$

Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) > 0$, alors (σ_{ij}) est sur la frontière du domaine. Si l'état de contrainte actuel (σ_{ij}) est situé sur la surface de charge et a tendance à sortir de cette surface le matériau est considéré en chargement. De manière plus mathématique : La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $(d\varepsilon_{ij}^p)$ en fonction de (σ_{ij}) et de l'état d'écrouissage k . L'incrément de déformation plastique $(d\varepsilon_{ij}^p)$ est caractérisé par sa direction et son amplitude, La direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$.

I.2.4. Lois de comportement élastique parfaitement plastique :

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F = 0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. À partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge F (σ_{ij}) et un potentiel plastique G (σ_{ij}). Les règles d'écoulement sont non associées. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb et le potentiel plastique ne font pas intervenir la contrainte intermédiaire σ_2 .

De manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, stabilité de pentes, de tunnels, de soutènements. Les essais en laboratoire montrent qu'il est important de suivre la déformation au cours de la sollicitation et donc d'adopter un modèle élastoplastique plus complexe et capable de prendre en compte le phénomène d'écrouissage.

I.3. Rhéologie des sables

I.3.1. Essai à l'appareil triaxial classique

C'est le plus ancien des trois types d'essai présentés ici. Il permet de cisailer un échantillon cylindrique de sol saturé d'eau à partir d'un état initial donné. L'essai classique est réalisé en appliquant une force verticale de compression à l'éprouvette soumise à un état de consolidation isotrope et en maintenant la contrainte radiale constante. La sollicitation appliquée est schématisée sur la figure I.2. Étant donné que deux contraintes principales sont égales et puisqu'il n'y a pas rotation des axes principaux de contrainte et de déformation, un tel essai permet d'étudier uniquement un plan de l'espace des contraintes appelées "plan du triaxial" (Arab, 2009).

Les variables utilisées dans cet essai sont :

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$: Déviateur de contrainte;

$p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 3$: Contrainte moyenne totale;

Δu : Surpression interstitielle;

$p' = p - \Delta u$: Contrainte moyenne effective (relation de Terzaghi);

$\eta = q/p$: Rapport des contraintes;

ε_1 Ou ε_a : Déformation axiale;

ε_3 : Déformation horizontale;

$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \varepsilon_3$: Déformation volumique;

$\varepsilon_d = 2/3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$: Déformation déviatorique.

Outre le chemin de contrainte le plus classique ($dq=3dp$), l'essai triaxial permet de réaliser des chemins de contraintes plus particuliers entre autres comme le chemin à rapport de contrainte η constant, à contrainte moyenne totale p constante ou encore le chemin à contrainte

principale majeure σ_1 constante (figure I.3). Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta u=0$) et des essais non drainés ($\Delta \varepsilon_v=0$) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée).

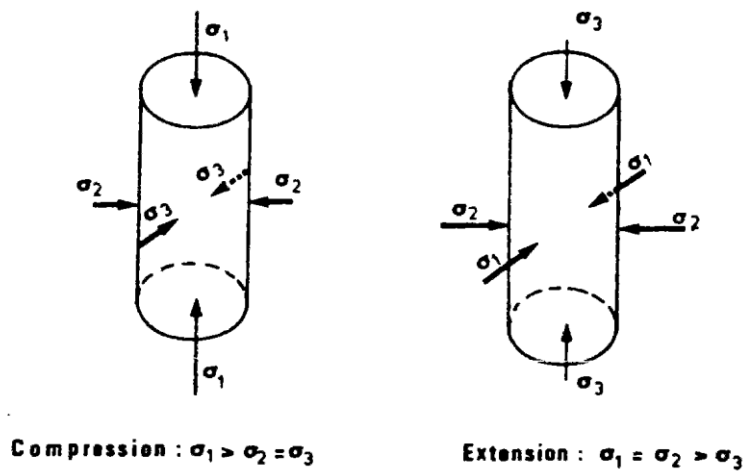


Figure I. 2: Principe de l'essai triaxial (Bahda, 1997)

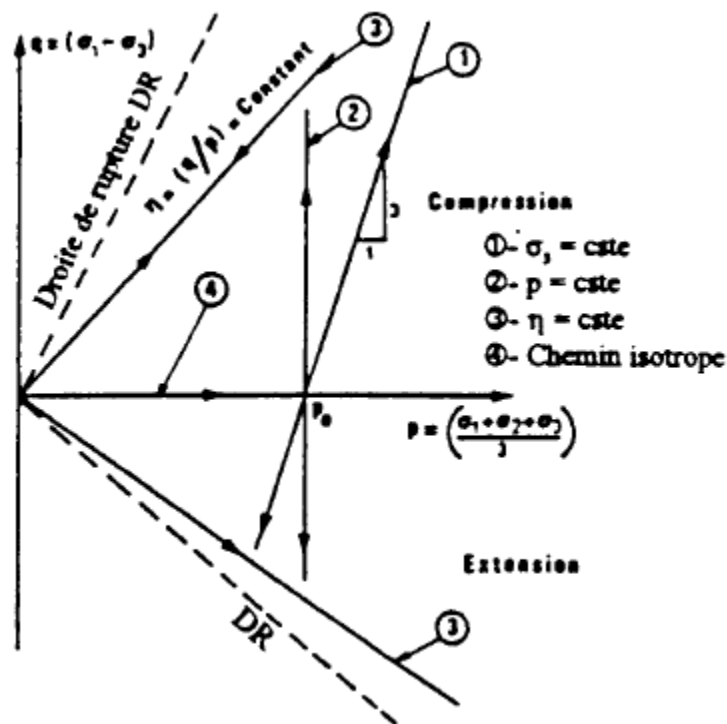


Figure I. 3: Exemple de trajet de charge triaxial (Bahda, 1997)

I.3.2 Etat critique

(Casagrande 1936) fut le premier à introduire la notion d'indice critique (vides); il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de

cisaillement constante en condition drainée. (Roscoe et al. 1958) définissaient l'état critique, pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constants figure I.4. (Been et Jefferies 1991) ont indiqué que la ligne d'état critique est une structure unique. Cette mesure d'état est appelée paramètre d'état ψ et la définition est illustrée à la figure I.5. Lorsque l'état d'un sable et au-dessus de la ligne d'état critique (CSL), ψ est positif, le sable a tendance à se contracter lors du cisaillement, alors que le point d'état est situé sous le CSL, correspondant à un ψ négatif, le sable a tendance de se dilater pendant le cisaillement. Le paramètre d'état présenté dans la figure 4 est déterminé comme suite:

$$\psi = e_0 - e_{cs} \tag{I.5}$$

e_0 et e_{cs} sont les indices des vides initiaux et critiques, respectivement.

(Phan et al 2016) ont étudié le concept de la ligne d'état critique CSL et le paramètre d'état ψ et avec divers contenus des fines dans le sable angulaire en procédant à des études antérieures, ils ont observé qu'une augmentation du paramètre d'état ψ a entraîné une diminution de la contrainte de cisaillement non drainé au pic.

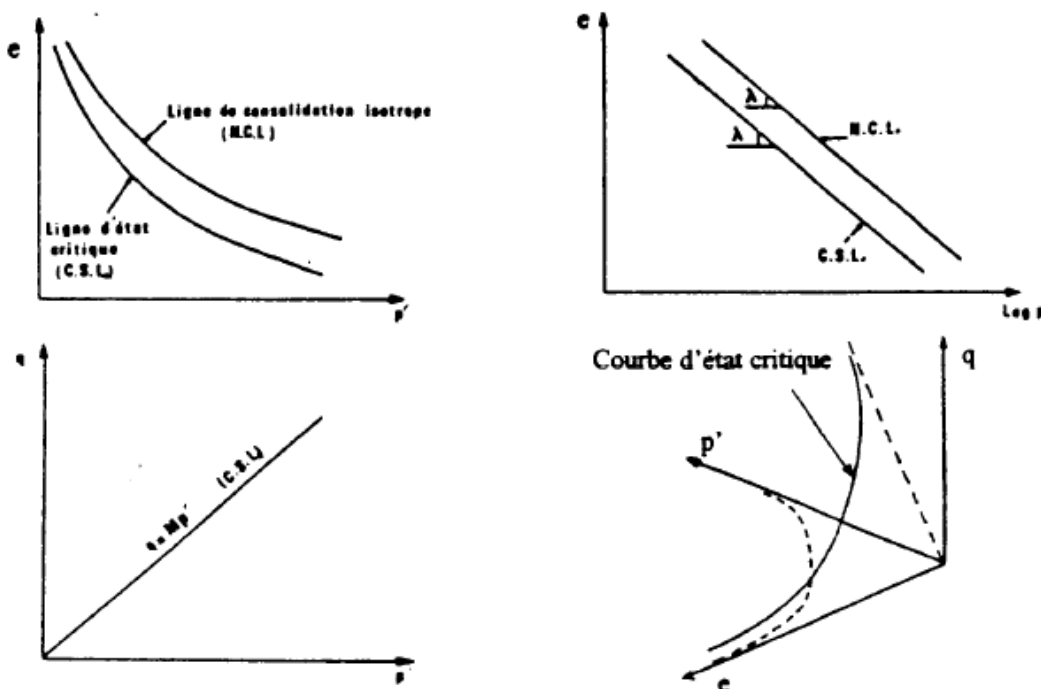


Figure I. 4: Représentation de l'état critique (Roscoe et al. 1958)

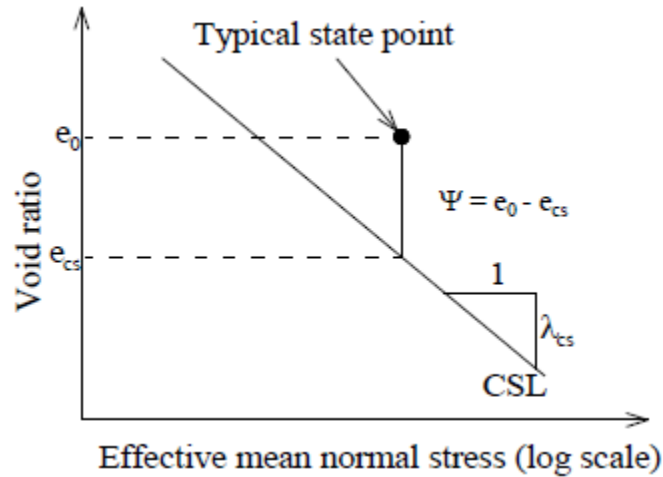


Figure I. 5: Définition des paramètres d'état (Been et Jefferies 1991)

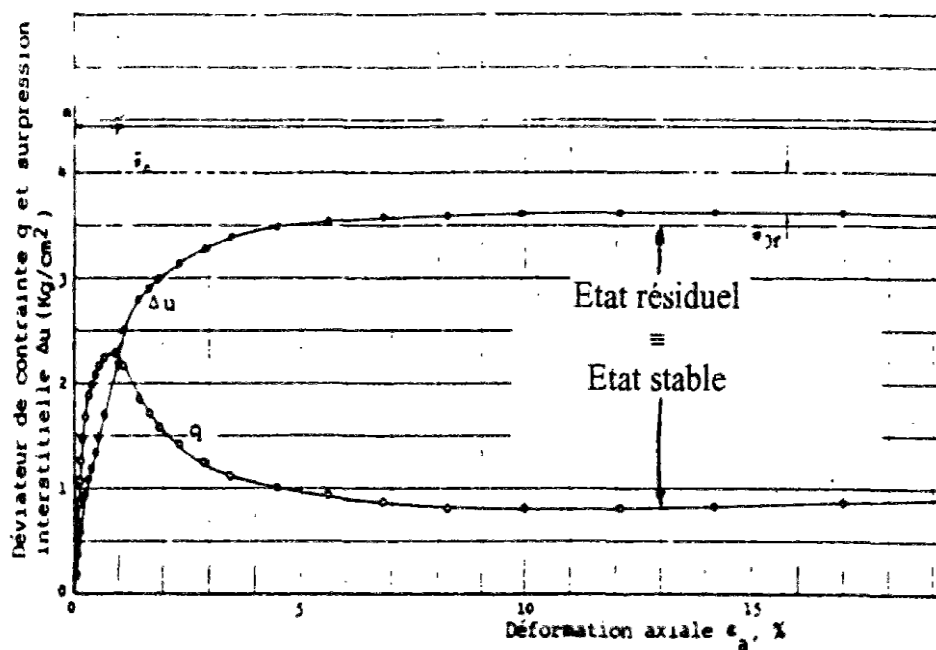
I.3.3 Etat stable de déformation

Aussi appelé état permanent de déformation, ce concept a été introduit par (Castro 1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction. À partir des résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés, effectués sur des échantillons de sable à différents indices des vides puis consolidés de manière isotrope ou anisotrope et cisailés à contrainte contrôlée, (Castro 1969) a mis en évidence des diminutions importantes de la résistance au cisaillement non drainée dans les sables lâches (à indice des vides élevé), suivies d'un état résiduel où l'échantillon continue de se déformer à état de contraintes constant. Cet état résiduel représente l'état stable. En outre, il a établi que la résistance au cisaillement non drainé à cet état ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Par conséquent, le lieu des points représentant cet état dans le diagramme $(e, \ln(p'))$ est une droite unique F (notée aussi e_F). La Figure I.6 illustre l'état stable, à partir d'un résultat d'essai de liquéfaction dans les plans (q, ε_1) et $(\Delta u, \varepsilon_1)$, obtenu par (Castro 1969), ainsi qu'une présentation de la droite d'état stable F dans le diagramme (e, σ'_3) .

Les travaux de (Poulos 1981) ont permis de formaliser le concept d'état stable et de le généraliser à tout type de sol. (Poulos 1981) a décrit ce concept comme suit : « L'état stable de déformation est, pour tout amas de particules, l'état dans lequel une masse de matériau se déforme continûment en conservant un volume, un état de contraintes et une vitesse de déformation constants. Cet état est atteint lorsque l'orientation des particules offre une structure particulièrement stable (flow structure) et que toute rupture éventuelle des grains a eu lieu ». Been et Jefferies 1991

Il est important de noter que, d'après (Poulos 1981), l'état stable de déformation n'est pas un état statique. Il n'existe que si la déformation due au chargement de cisaillement est maintenue. (Poulos 1981) confirme que l'état stable de déformation peut se produire pour tout type de sol et pour tout chargement et drainage pouvant conduire à une structure d'écoulement où la mémoire de la structure initiale est perdue. Par ailleurs, il postule que cette nouvelle structure ne dépend que de la vitesse de déformation et des contraintes effectives normales. (Poulos et al. 1985) proposent que la différence entre l'état critique et l'état stable de déformation soit significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables. (Been et Jefferies 1991) ont montré, sur un nombre important d'essais, que la variation entre la ligne d'état stable et la ligne d'état critique est inférieure à 1%.

On désignera communément par état stable de déformation, état permanent de déformation ou état critique tout état d'écoulement à déformation volumique et à état de contraintes constants. La droite d'état stable est aussi nommée droite de rupture dans le plan (q,p'). (Bahda, 1997).



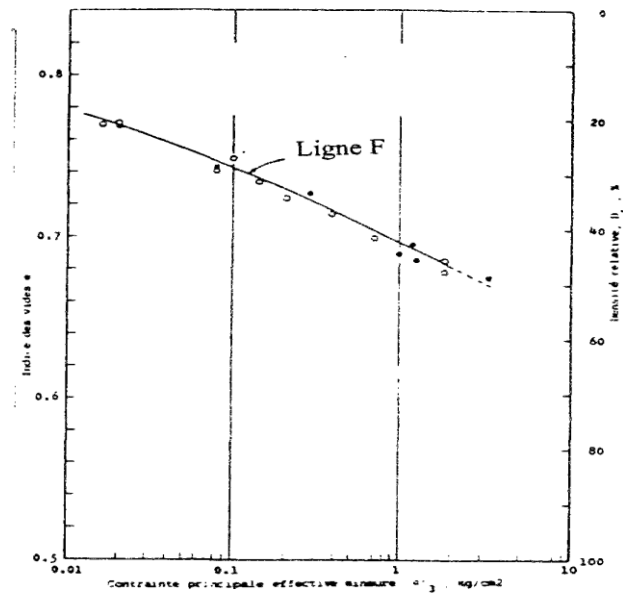


Figure I. 6: Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le "Banding sand", (Castro 1969) ; figure d'après (Canou et al. 1989)

I.3.4 Notion de contractance dilatace

La contractance correspond à la diminution de volume du matériau lors de la sollicitation. C'est le résultat de la densification de la structure granulaire du matériau en diminuant les vides entre les grains (enchevêtrement des grains). La dilatace signifie l'augmentation de volume du sol et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement des grains.

En condition non drainée le sable lâche présente une génération de la pression interstitielle parfois jusqu'à la liquéfaction, avec un taux de génération de la surpression toujours positif et stabilisation progressive, alors que le sable dense présente tout d'abord une phase de contractance à taux positif suivi d'une phase dilatace, à taux négatif, le point à taux nul correspondant à la transition entre contractance et dilatace (figure I.7).

En termes de déformation volumiques (condition drainée), le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatace, après une phase initiale de contractance.

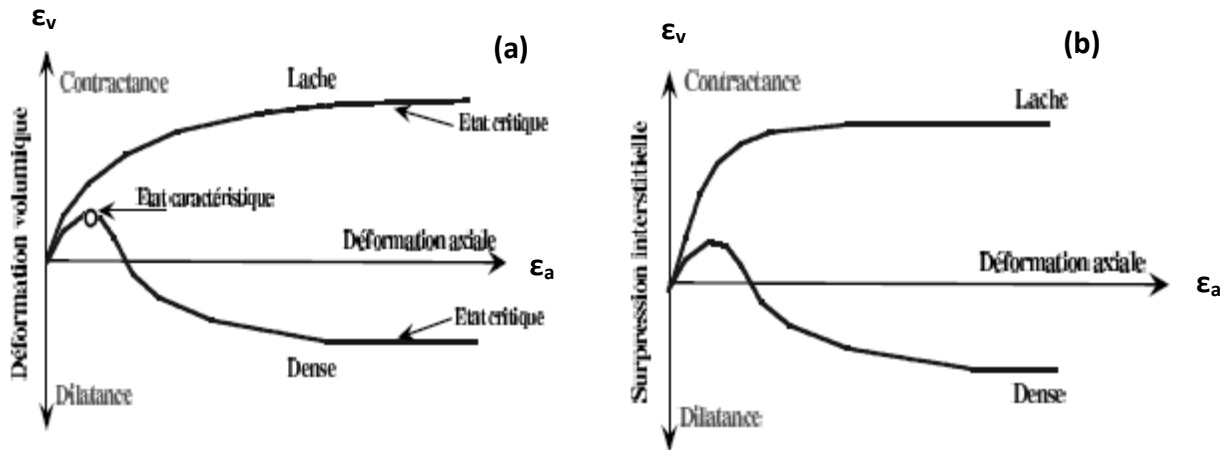


Figure I. 7: Comportement mécanique d'un sable dense et lâche. a. Essai drainé, b. Essai non drainé.

I.3.5 Etat caractéristique

Il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée.

(Luong 1978), dans le plan des contraintes (q, p'), cet état est défini par une droite passant par l'origine. D'après (Luong 1978), l'état caractéristique sépare deux types de comportement rhéologique contractant dans le domaine subcaractéristique délimité dans le plan (q, p') par les droites caractéristiques LC (figure I.8a) et dilatant dans le domaine surcaractéristique jusqu'à la limite de rupture LR.

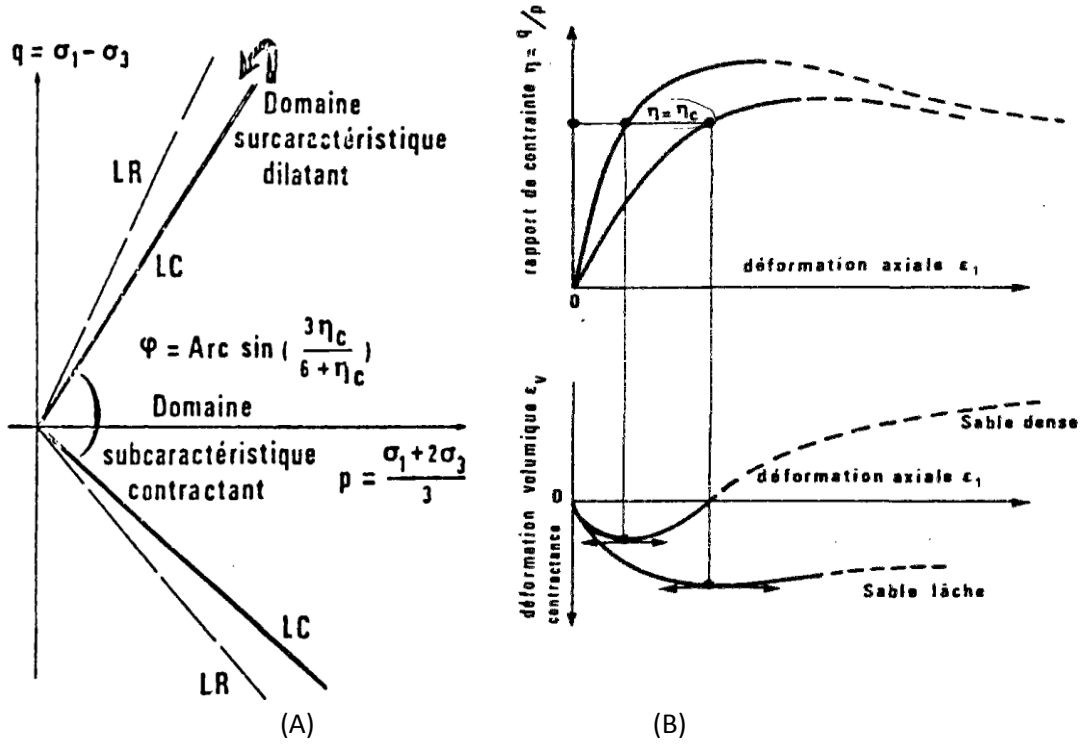
(Ishihara et al. 1975) postulent l'existence d'une ligne qu'ils nomment ligne de transformation de phase « line of phase transformation » qui correspond à la même notion que l'état caractéristique de (Luong 1980).

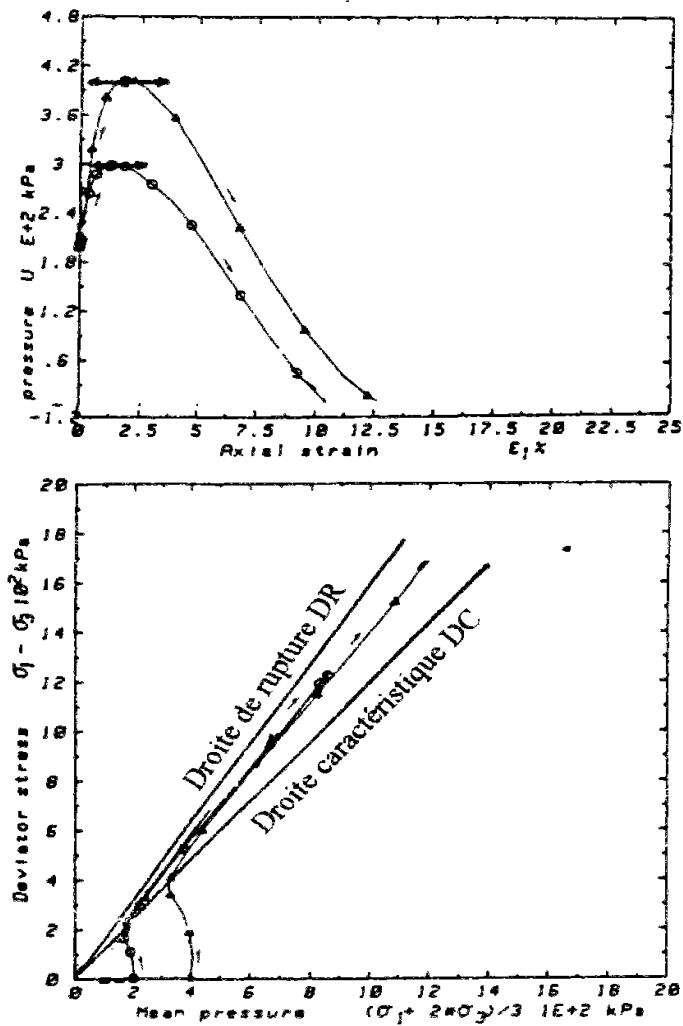
Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (Figure I.8b). En condition non drainée, cela se manifeste par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle. Le chemin de contraintes effectives remonte alors le long de la droite d'état caractéristique (Figure I.8c).

Selon (Luong 1980), la longueur parcourue sur cette ligne détermine la perte de mémoire de l'histoire antérieure lors de la décharge (Bahda, 1997).

(Luong 1980) a réalisé des essais sur le sable de Fontainebleau à différents chemins de contraintes ($p=cste, q=cste, \eta=cste$). Il a montré que l'angle de frottement mobilisé à l'état caractéristique ϕ_c est un facteur intrinsèque caractérisant la capacité d'enchevêtrement du sol.

Par ailleurs, (Yamada et Ishihara 1979), ont validé ce concept au triaxial vrai en montrant en particulier qu'il est valable dans des plans autres que le plan triaxial.





(C)

Figure I. 8 : Notions d'état caractéristique

- A : Etat Caractéristique (Luong, 1980)
- B : Représentation dans un essai Drainé, d'après (Touati 1982)
- C : Représentation dans un essai non Drainé, d'après (Mohkam 1983)

I.4. Phénomène de liquéfaction

Le terme "Liquéfaction" signifie littérairement la transformation d'une matière d'un état solide vers un état liquide. Ce terme a été introduit en mécanique des sols pour désigner le comportement mécanique des matériaux granulaires lâches et saturés soumis à un chargement monotone ou cyclique dans des conditions non drainés. (Castro 1975) définissent la liquéfaction comme phénomène dans lequel un sable perd une partie de sa résistance au cisaillement sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique

La liquéfaction est définie comme étant un phénomène d'instabilité (perte de résistance au cisaillement et une génération élevée de surpression interstitielle) se manifestant dans les

sables lâches et les sols saturés, non saturés et partiellement saturée lorsqu'ils sont soumis à un chargement monotone ou cyclique sous conditions non drainées. (Yoshimichi et al. 2014, Arab et al. 2015). De nombreux phénomènes de liquéfaction ont été observés (figure 9): Chlef 1980, Hyogo-Ken Nambu à Kobé (Japan) en 1995, Alaska (USA) 1964, Niigata (Japon) 1964, Izmit (Turquie) 1999. (Hareb, 2009).



Chlef, algérie, 1980



Alaska, USA, 1964



Niigata, Japon, 1964



Chlef, Algérie, 1980

Figure I. 9 : Exemples de désordres causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes

La figure I.10 illustre le résultat typique d'un essai de liquéfaction statique monotone, obtenu par (Canou et al. 1994) sur le sable d'Hostun Rf.

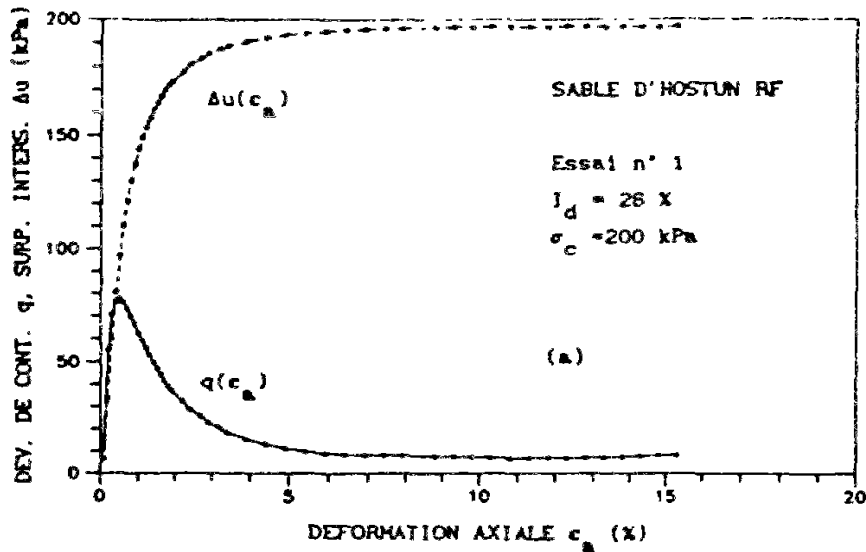


Figure I. 10 : Essai de liquéfaction d'après (Canou et al 1994)

I.5. Comportement des sables sous chargement

I.5.1. Comportement des sables sous chargement monotone

On s'intéresse au cas des sables parfaitement saturés en eau, qui vont se déformer sous l'action des sollicitations appliquées. Le sol biphasique est assimilé à un milieu continu pour lequel on définit le tenseur des contraintes classique de la mécanique, σ , que l'on décompose de manière usuelle, selon le postulat de Terzaghi, en la somme d'un tenseur des contraintes effectives, σ' , rendant compte de la part du chargement effectivement repris par le squelette granulaire, et d'un tenseur isotrope, $u.I$ (I étant la matrice identité), rendant compte de la part du chargement reprise par l'eau sous forme de pression interstitielle u :

$$\sigma_T = \sigma' + u \quad (\text{I.1})$$

a) Comportement drainé

Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles (drainage ouvert). Il est donc caractérisé par une surpression interstitielle nulle ($\Delta u = 0$) au cours de la sollicitation et des variations de volume (Δv) généralement non nulles du matériau. (Canou et al. 2000)

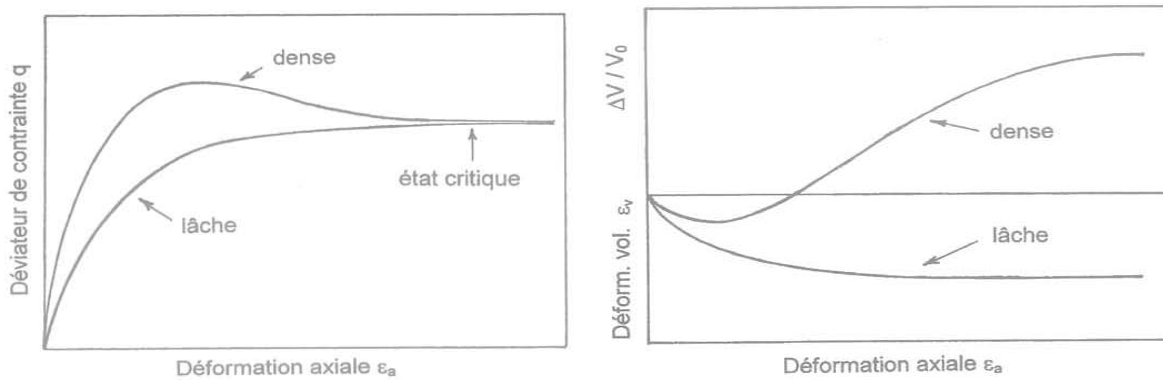
b) Comportement non drainé

Le comportement non drainé parfait est donc caractérisé par une non-variation de volume du sol et le développement des surpressions interstitielles non nulles, où l'eau

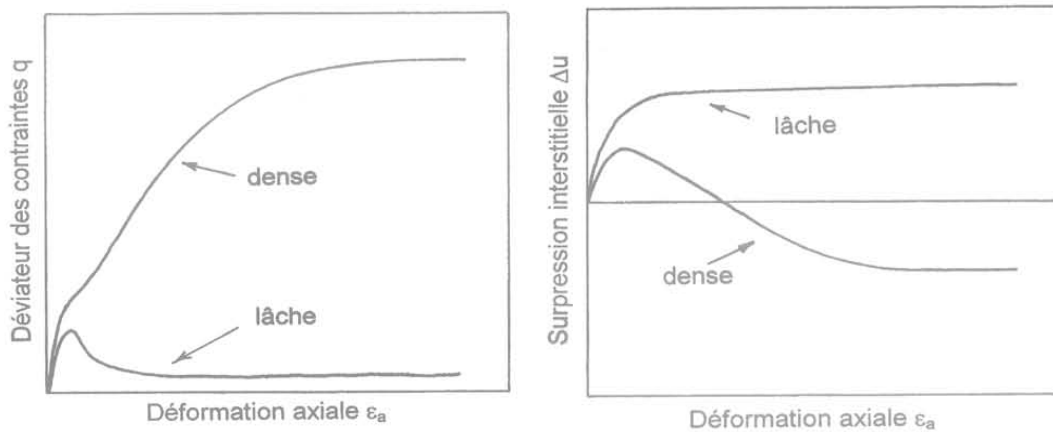
interstitielle reste bloquée au sein du matériau lors de l'application de la sollicitation (drainage fermé).

La figure I.11a et I.11b présentent un comportement sous chargement monotone d'après (Canou et al. 2002) obtenue à partir des essais de compression drainée et non drainée. Dans le cas drainé le sable dense a une réponse plus rigide, avec passage par un maximum de résistance au cisaillement, puis radoucissement avec stabilisation progressive vers la même résistance ultime que celle obtenue pour le sable lâche (état de plasticité parfaite, appelé état critique).

En termes de déformations volumiques, le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance.



(a)



(b)

Figure I. 11 : Comportement typique sous chargement monotone (Canou et al. 2002)

a.Essai drainé, b. Essai non drainé.

I.6. Phénomène de liquéfaction vraie

Elle correspond à un mécanisme d'instabilité, on observe d'après la figure I.12. Une augmentation progressive de la pression interstitielle (caractère contractant d'un sable lâche). Après un certain nombre de cycles, la pression interstitielle augmente en s'approchant de la valeur de celle de la contrainte effective moyenne initiale et la résistance au cisaillement chute rapidement jusqu'à une valeur résiduelle qui reste constante par la suite.

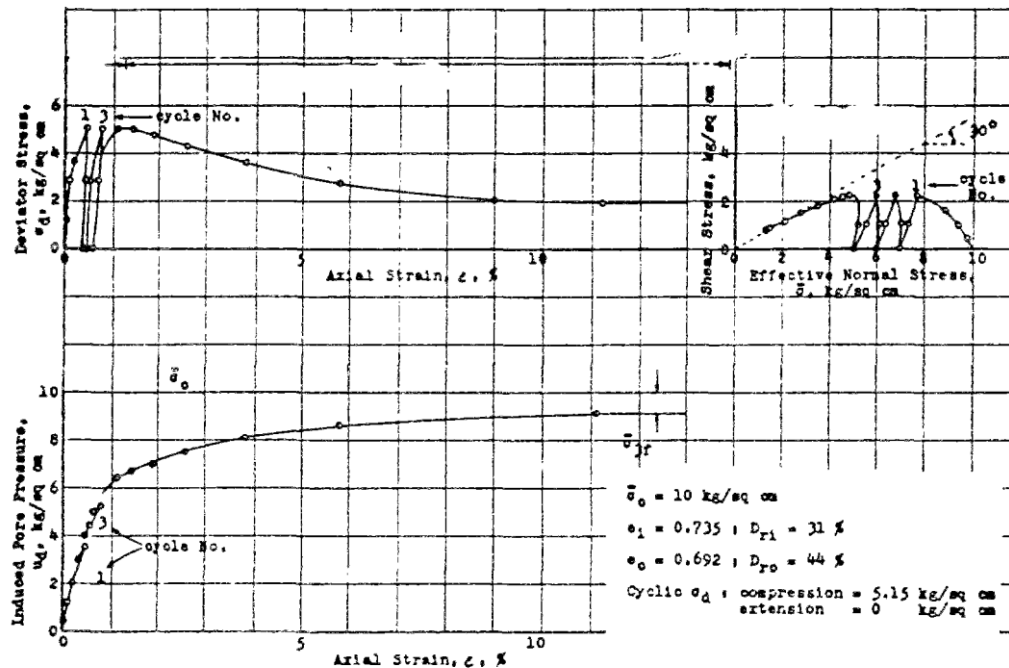


Figure I. 12 : Essai de liquéfaction vraie (Castro 1969)

I.7. Définition d'un sol partiellement saturé

Un sol partiellement saturé est un milieu triphasique constitué d'air, d'eau et de matière solide. La figure I.13 montre les composantes d'un sol partiellement saturé.

La compréhension du mécanisme de la liquéfaction dans les sols saturés d'eau et l'élaboration des méthodes pour évaluer leur potentiel de liquéfaction a fait l'objet de recherches intense (Seed et Idriss, 1971; Seed, 1979).

(Della et al. 2009, Arab et al 2010) concluent que presque tout matériau de surface qui n'est pas inondé d'eau et se trouve au-dessus de la nappe phréatique est considéré comme un sol partiellement saturé. La présence des bulles d'air dans les vides des sols partiellement saturés entraîne une compressibilité assez perceptible et, par conséquent, affecte le comportement mécanique des sols. En particulier, la réponse de la pression interstitielle pendant la charge non drainée est directement affectée par la compressibilité du mélange air-eau dans les vides. (Toshiyuki Kamata et al 2009).

(Jia He et al. 2014, Yegian et al.2007, Bayat Ece Eseller et al. 2013, Yoshimi et al. 1989) ont montré que la désaturation c'est-à-dire le changement d'un dépôt de sable saturé en un dépôt partiellement saturé par (Injection d'un produit chimique, l'électrolyse de l'eau ou perborate de sodium monohydraté ($\text{NaBO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$) peut améliorer la résistance à la liquéfaction du sable ce qui conduit à une réduction significative de la pression d'eau interstitielle est une réduction du degré de saturation d'environ 3% a empêché le début de la liquéfaction initiale (Jia He et al. 2014, Yegian et al. 2007);

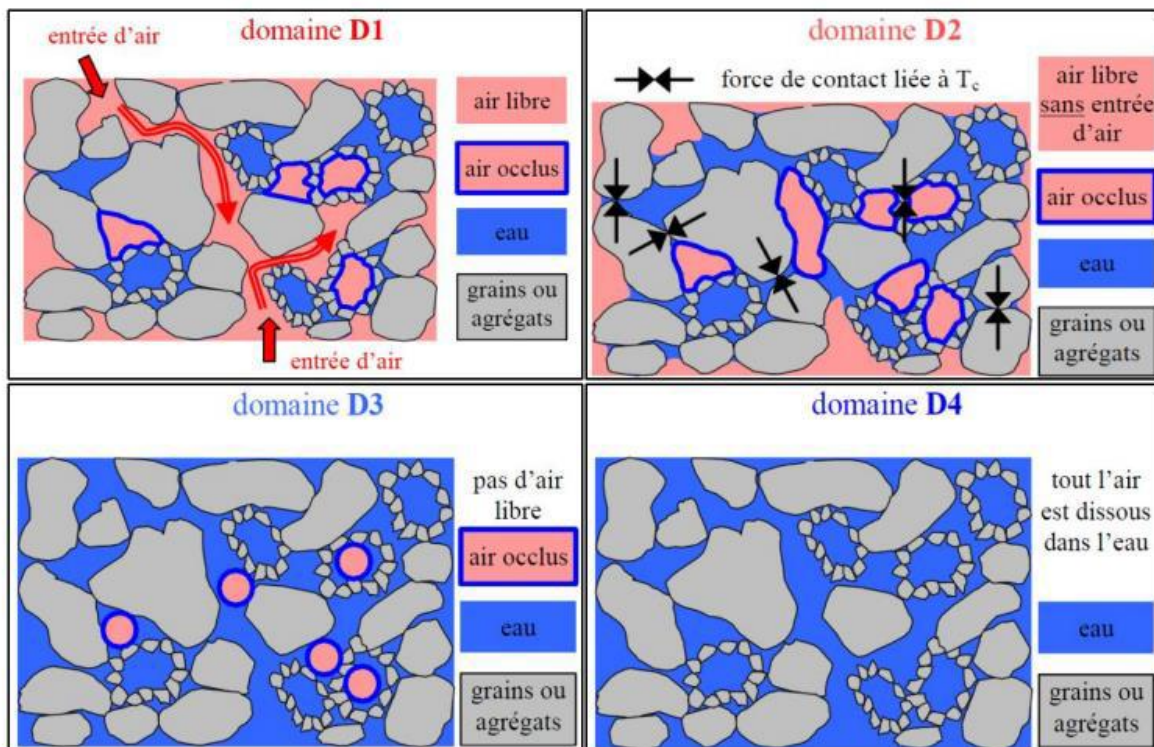


Figure I. 13 : Composantes d'un sol partiellement saturé (Been et Jefferies 1991)

- **D1** : Le sol est non saturé et la phase gazeuse (air) est continue,
- **D2** : Le sol est non saturé et la phase d'air est discontinue. L'air se présente sous forme de poches d'air occlus dans le matériau et restant en contact avec le squelette solide. Des ponts liquides se forment entre les grains.
- **D3** : Le sol est partiellement saturé et la phase liquide est continue. La phase d'air est discontinue et l'air occlus (bulles d'air) n'est plus en contact avec le squelette solide.
- **D4** : Le sol est totalement saturé par le fluide interstitiel. L'air est complètement dissous dans l'eau.

I.8. La saturation

La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car de sa qualité dépend la réponse de l'échantillon sous chargement non drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par Lade et Ducan (1973). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage et l'échantillon à faible débit pendant un certain temps, afin d'occuper tous les vides et chasser l'air contenu dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste de gaz carbonique après son passage, ceci permet généralement d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. On fait passer du gaz carbonique à très faible débit (fournie par une bouteille de CO₂ muni d'un manomètre pouvant régler le débit). Le débit est contrôlé en sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. L'étape dure environ 1 heure. On répète ces étapes en remplaçant le gaz par de l'eau désaérée et déminéralisée du réservoir. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieure à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon est pratiquement saturé. (Arab 2008)

I.8.1 Influence de la saturation sur le comportement monotone

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

$$\left(B = \frac{1}{1 + n.K_s \left[\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1-S_r)}{u_a} \right]} \right), \quad (I.6)$$

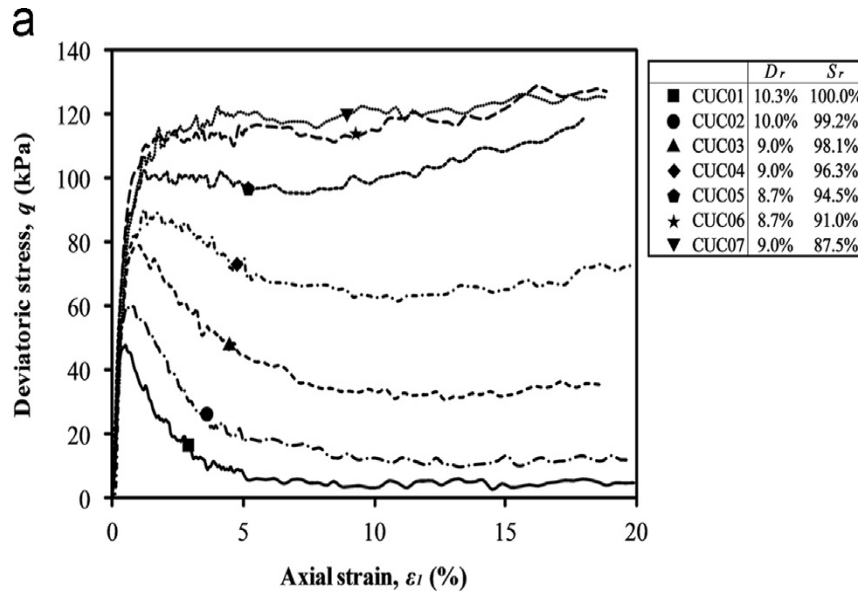
K_s et K_w désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau; n est la porosité; u_a est la pression interstitielle).

Plusieurs études ont été réalisées sur l'influence du degré de saturation exprimé en terme du coefficient de Skempton B ont réalisé des essais triaxiaux monotones drainé et non drainé.

a) Comportement monotone en condition non drainée

Les différents résultats ont montré que lorsque la valeur B chute à un niveau d'environ zéro avec un degré de saturation S_r d'environ 90%, la résistance à la liquéfaction augmente environ deux fois plus que celle des échantillons totalement saturés; (Yoshimichi et al. 2002, Arab et al. 2015, Della et al. 2009, Arab et al. 2012, Yang et al. 2004, Arab et al.

2010), ont montré que la résistance à la liquéfaction augmente avec une diminution du degré initial de saturation exprimé en termes de coefficient de Skempton B. D'après (Della et al 2009), le module de déformation sécant (E) décroît avec l'augmentation du coefficient de Skempton (B). (Jia He et al. 2014, Arab et al. 2015, Della et al. 2009), ont conclu que l'augmentation du coefficient de Skempton (B) conduit à une diminution de la rigidité initiale du sol et de sa résistance au cisaillement (résistance au cisaillement du déviateur au pic); une augmentation de la phase de contractance et par conséquent à une augmentation de la pression d'eau interstitielle. L'augmentation du coefficient de Skempton (B) conduit à une diminution de la résistance au cisaillement résiduel non drainé. (Robert et al. 2014), ont constaté que l'augmentation de la résistance au pic par saturation partielle est plus apparente que l'amélioration de l'état critique, cet état est renforcé par une amélioration de la contrainte effective et la résistance au pic est augmentée par la résistance d'état critique et par conséquent une augmentation de la phase de dilatance.



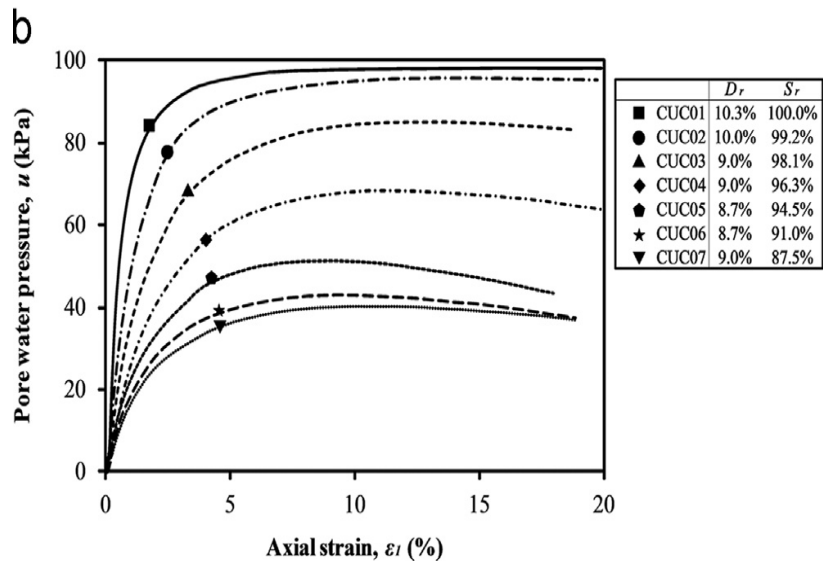
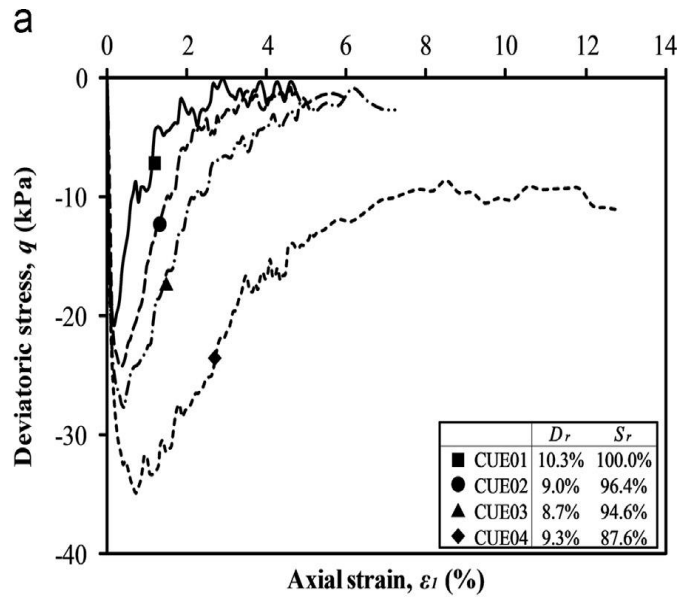


Figure I. 14: Comportement non drainé d'un sable d'un sable lâche ($D_r=10\%$) sous compression triaxial, (Jia He et al. 2014).



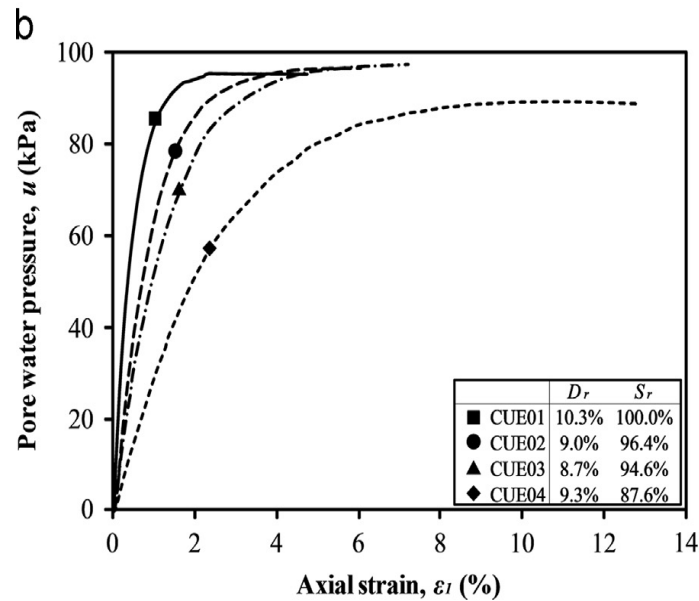


Figure I. 15 : Comportement non drainé d'un sable d'un sable lâche ($D_r=10\%$) sous extension triaxial, (Jia He et al. 2014).

b) Comportement monotone en condition drainée

(Della et al. 2009) ont conclu lors d'une étude du comportement du sable de chlef partiellement saturé que le coefficient de Skempton B affecte d'une manière sensible les variations du déviateur (Figure I.16a) et de la déformation volumique (Figure I.16b). L'augmentation du coefficient de Skempton B de 13 à 90% induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal). L'augmentation du coefficient de Skempton B fait retarder l'apparition de la dilatance; l'échantillon avec un degré de saturation $B=13\%$ la dilatance apparaît après 3% de déformation axiale, tandis que l'échantillon avec un degré de saturation $B=90\%$, on observe une amplification de la phase de contractance, et la dilatance est retardée, elle apparaît après 12% de déformation axiale. La Figure I.16b montre les courbes de variation des déformations volumiques au changement de phase (contractance-dilatance) et à l'état stable en fonction du coefficient de Skempton B. On remarque que l'écart entre ces courbes décroît avec l'augmentation du coefficient de Skempton B, traduisant la disparition progressive de la phase de dilatance et l'apparition uniquement de la phase de contractance pour l'échantillon avec un coefficient de Skempton B égal à 90%.

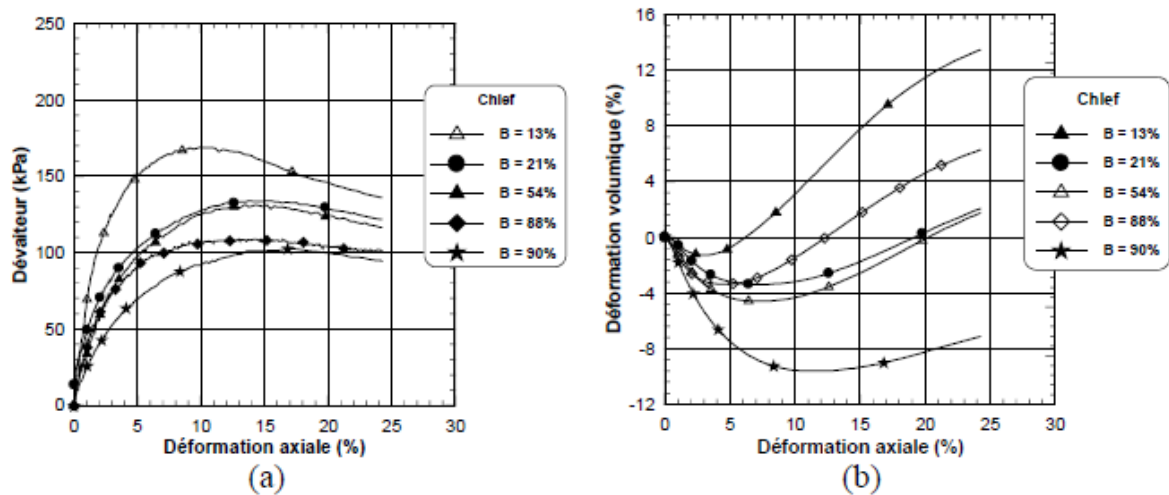


Figure I. 16 : Influence du coefficient de Skempton B sur le comportement non drainé du sable de Chlef, (Della et al 2009)

I.8.2. Influence de la saturation sur le comportement cyclique

La résistance à la liquéfaction du sable partiellement saturé a été étudiée par une série des tests triaxiaux cycliques non drainés, Il est confirmé que le degré de saturation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction du sable. La résistance à la liquéfaction augmente avec une diminution du degré de saturation S_r . (Okamura et al 2006, Arab 2015. Yoshimi et al. 1989, Yegian 2007, Ishihara et al 2004).

(Zhang et al. 2016), La résistance à la liquéfaction augmente avec une diminution du degré initial de saturation. (Yoshimichi et al 2014) ont constaté que la résistance cyclique tend à rester élevée jusqu'à une valeur de $S_r = 70\%$ et tend à diminuer rapidement lorsque la valeur de S_r atteint environ 95%;

La résistance cyclique aux conditions non saturées est remarquablement plus grande que dans des conditions totalement saturées.

(Arab et al. 2010, 2015), ont montré que la diminution du coefficient de Skempton B entraîne une augmentation importante du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction du sable; pour des niveaux de charge cyclique faible ($CSR < 0.3$) ainsi, la résistance à la liquéfaction, définie ici comme le niveau de charge cyclique (CSR) qui conduit à la liquéfaction en 15 cycles (diminue de façon appréciable avec le coefficient de Skempton B).

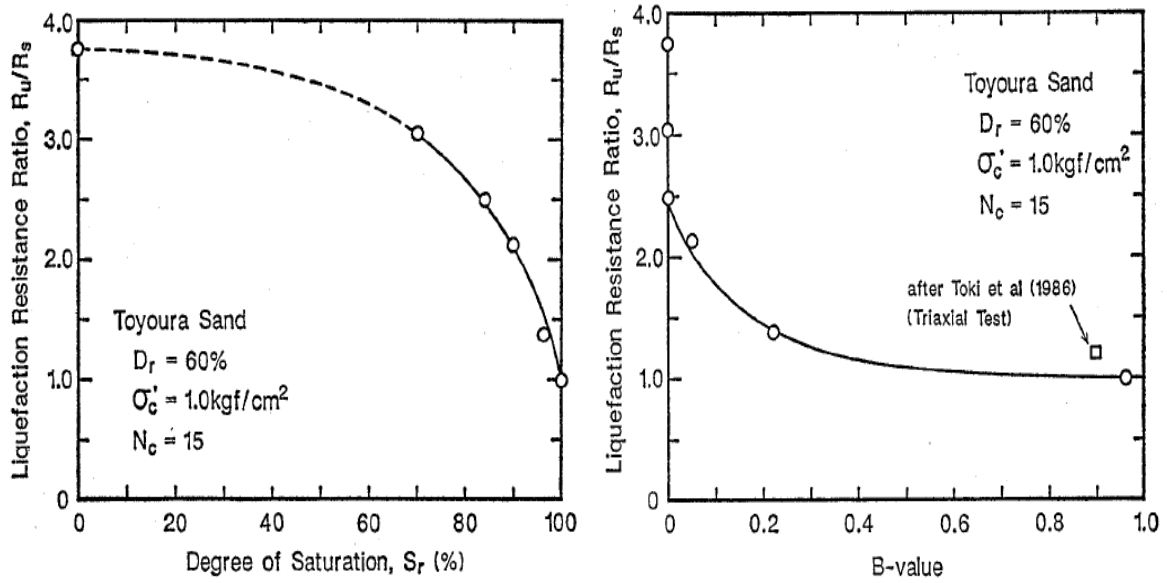


Figure I. 17: a) Relation entre le rapport de résistance à la liquéfaction et le degré de saturation, B) relation entre le rapport de résistance à la liquéfaction et le coefficient de Skempton B. (Yoshimi et al. 1989).

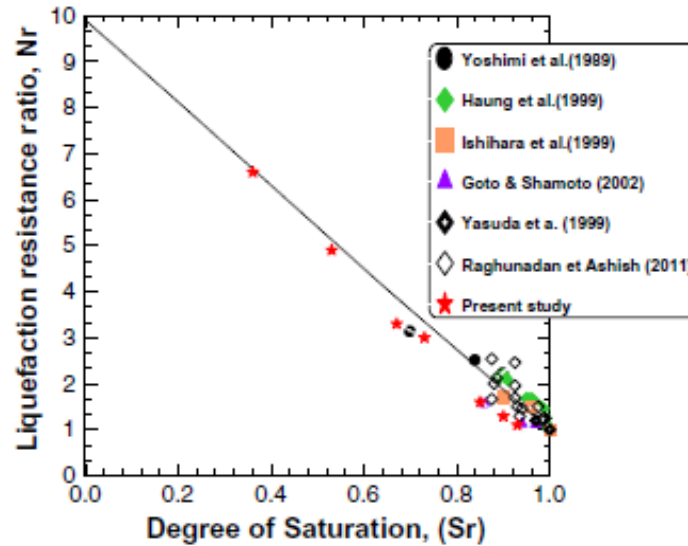


Figure I. 18: Variation du rapport de la résistance a la liquéfaction en fonction du degré de saturation, (Arab et al. 2015).

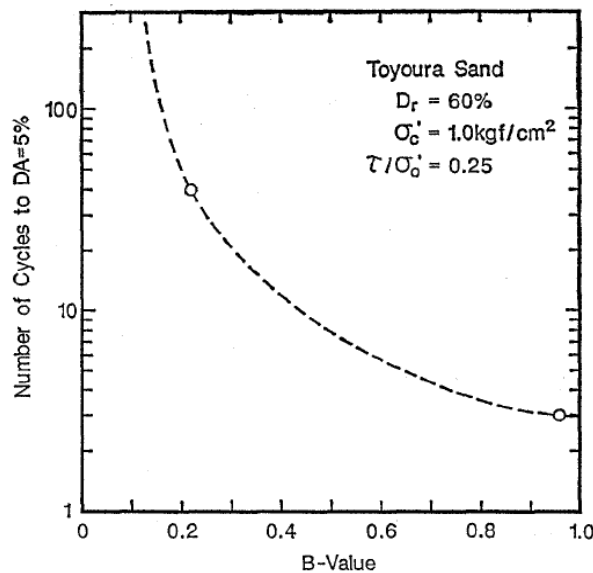


Figure I. 19: Relation entre la valeur de B et le nombre de cycle qui conduit à la liquéfaction, (Yoshimi et al. 1989).

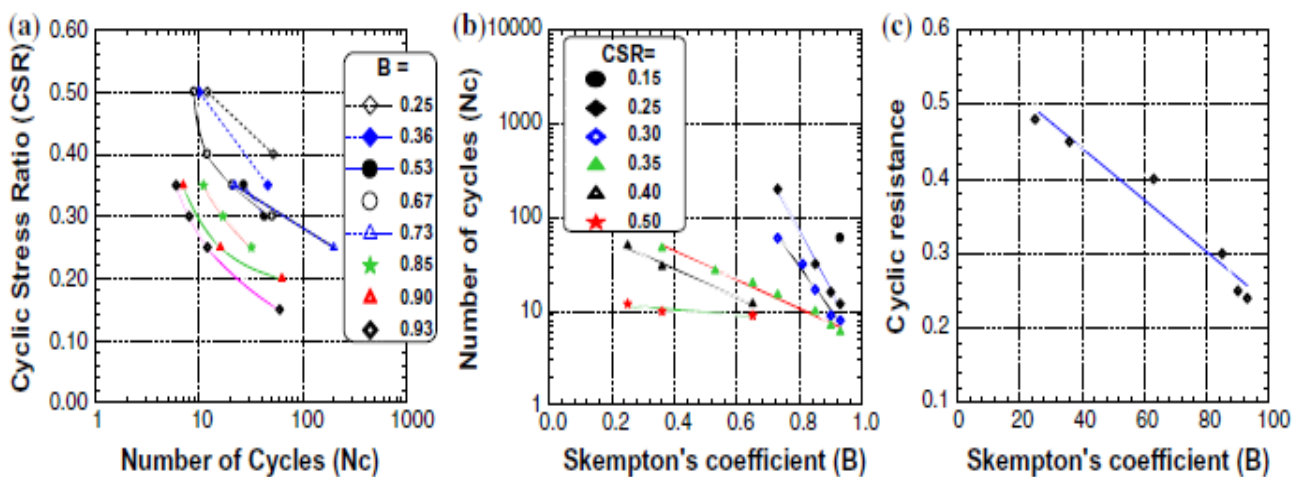


Figure I. 20 : Influence de coefficient de Skempton B sur la réponse cyclique non drainé du sable d'Hostun Rf, (Arab et al. 2015).

I.9. Influence de la densité relative

I.9.1 Influence de la densité relative sur le comportement monotone

(Belkhatir et al 2010) ont réalisé des essais monotones non drainés sur des mélanges sable-limon de chlef avec des densités relatives initiales de 12% et 90%, il est très claire d'après les figures présentées par (Belkhatir et al 2010) que l'augmentation de la densité améliore la résistance à la liquéfaction des mélanges sable-limon de la ville de Chlef.

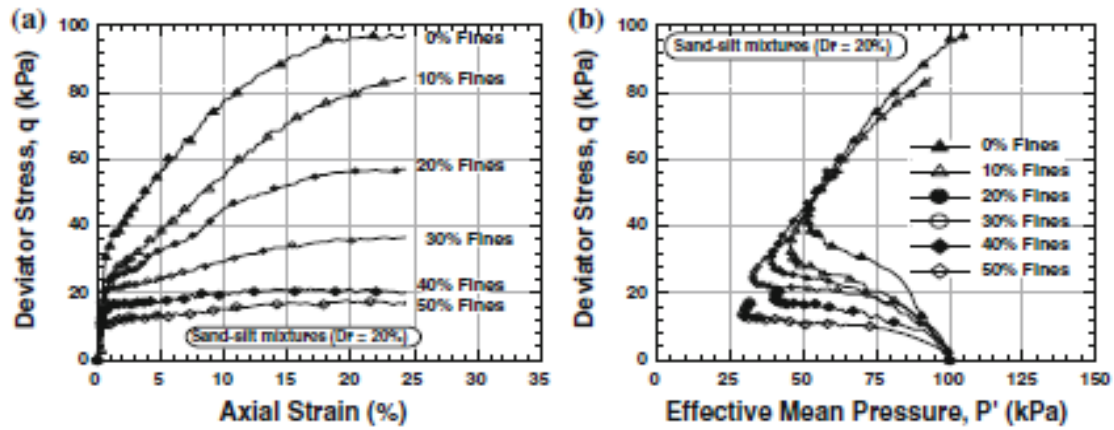


Figure I. 21 : Réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef, $\sigma'_3=100\text{kPa}$, $Dr=20\%$. (Belkhatir et al 2010)

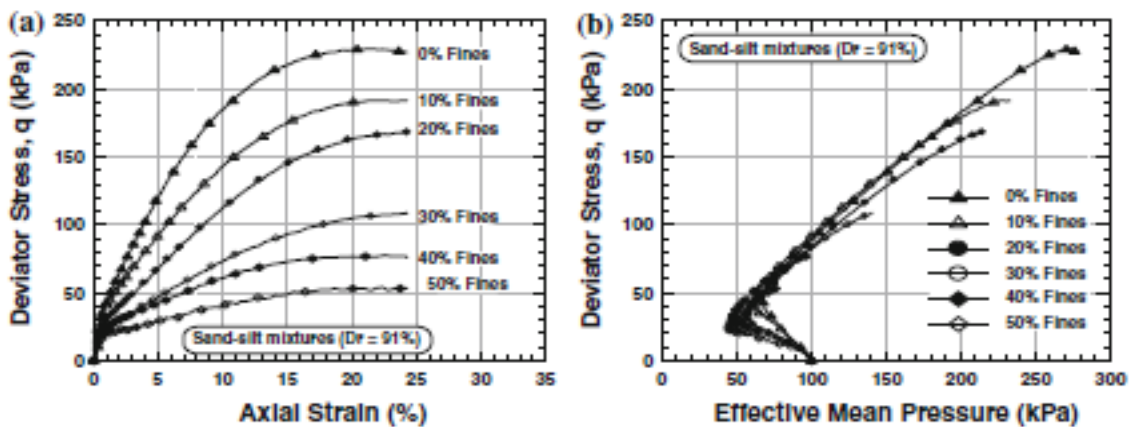


Figure I. 22 : Réponse monotone non drainée du mélange sable-limon de Chlef, $\sigma'_3=100\text{kPa}$, $Dr=91\%$. (Belkhatir et al. 2011).

I.9.2 Influence de la densité relative sur le comportement cyclique

La densité relative affecte très significativement le potentiel de liquéfaction du sol la figure (I.23) montre les résultats obtenus par (Tatsuoka et al. 1986).sur le sable de Toyoura. Il a constaté que la résistance à la liquéfaction augmente linéairement avec la densité relative jusqu'à atteindre une valeur de densité relative de $RD = 70\%$. Après cette valeur, nous notons une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la densité relative.

(Krim et al 2016) ont montré qu'une densité relative élevée, le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction devient très important; Les échantillons ont montré une plus grande résistance à la liquéfaction et l'augmentation de la densité relative améliore la résistance à la liquéfaction des trois sables testées. En outre, les échantillons à densité moyenne et lâche sont plus vulnérables à la liquéfaction sous une grande amplitude de chargement.

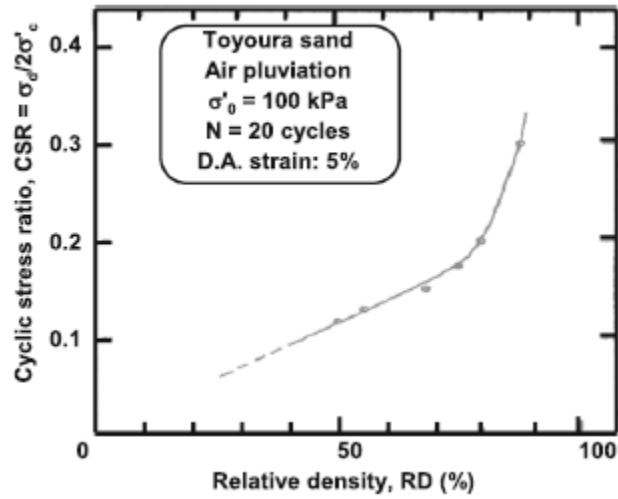
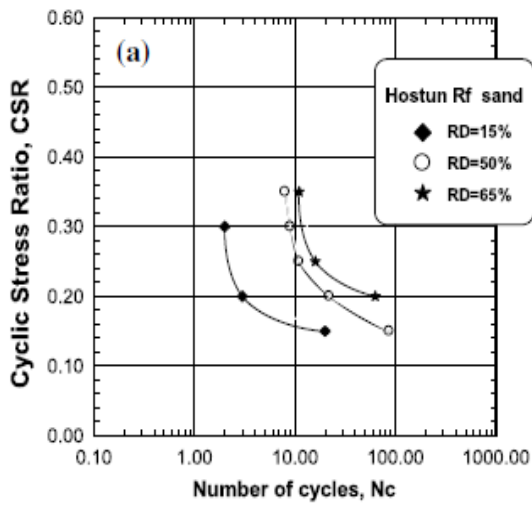
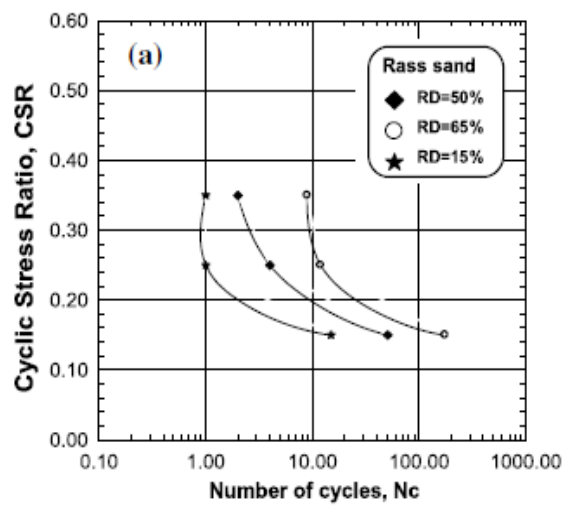


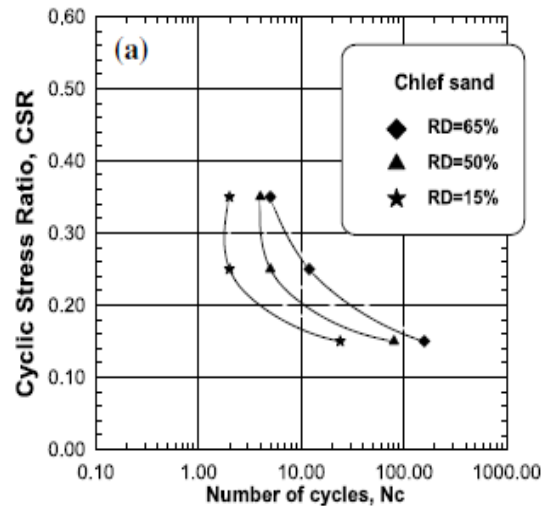
Figure I. 23 : Effet de la densité relative sur la résistance a la liquéfaction du sable de Toyoura, (Tatsuoka et al 1986)



(a)



(b)



(c)

Figure I. 24: Effet de la densité sur la résistance à la liquéfaction en fonction du nombre de cycle (N_c). a) sable de d'Hostun, b) sable de Rass c) sable de chlef, (Krim et al 2016).

I.10. Paramètres qui influents sur la résistance à la liquéfaction

I.10.1 Influence de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance a la liquéfaction

Les travaux de (Mulilis et al. 1977) ainsi que ceux de (Tatsuoka et al. 1986) montrent que le mode de fabrication d'une éprouvette de sable a une influence significative sur sa résistance au cisaillement cyclique, mettant en évidence des comportements au cisaillement drainé différent selon que l'on utilise la pluviation ou le damage humide pour la reconstitution d'éprouvettes triaxiales. En ce qui concerne les instabilités de liquéfaction dont il est question ici. (Lade et Duncan 1973 ; Mulilis et al. 1977; Tatsuoka et al.1986a ; Amini et Sama 1999), Ont montré que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par damage humide que par pluviation à sec.

(Canou 1989) présente des résultats préliminaires montrant que des éprouvettes de sable préparées par damage humide semblent plus instables et plus susceptibles de se liquéfier sous cisaillement monotone que des éprouvettes préparées à sec, pour le même indice des vides. (Vaid et al. 1999) confirment ces résultats en montrant que le damage humide favorise l'initiation de la liquéfaction par rapport à une mise en place par pluviation sous l'eau.

(Krim et al 2013) ont montré qu'une structure obtenue par damage humide est très contractante, particulièrement instable, et capable de se liquéfier; tandis que la structure obtenue par dépôt sec est dilatante et plus stable. (Della et al 2015) ont conclu a partir d'une série d'essais triaxiaux non drainés de compression sur le sable de Chlef naturel que la

méthode de pluviation à sec donne des échantillons dilatants est plus stable, tandis que la méthode de damage humide donne des échantillons très contractant et instables.

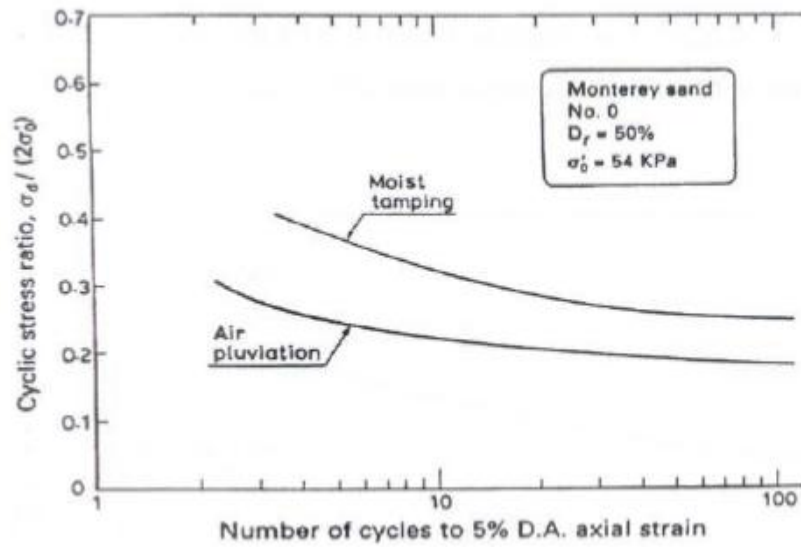


Figure I. 25: Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le potentiel de liquéfaction. (Mulilis et al 1977).

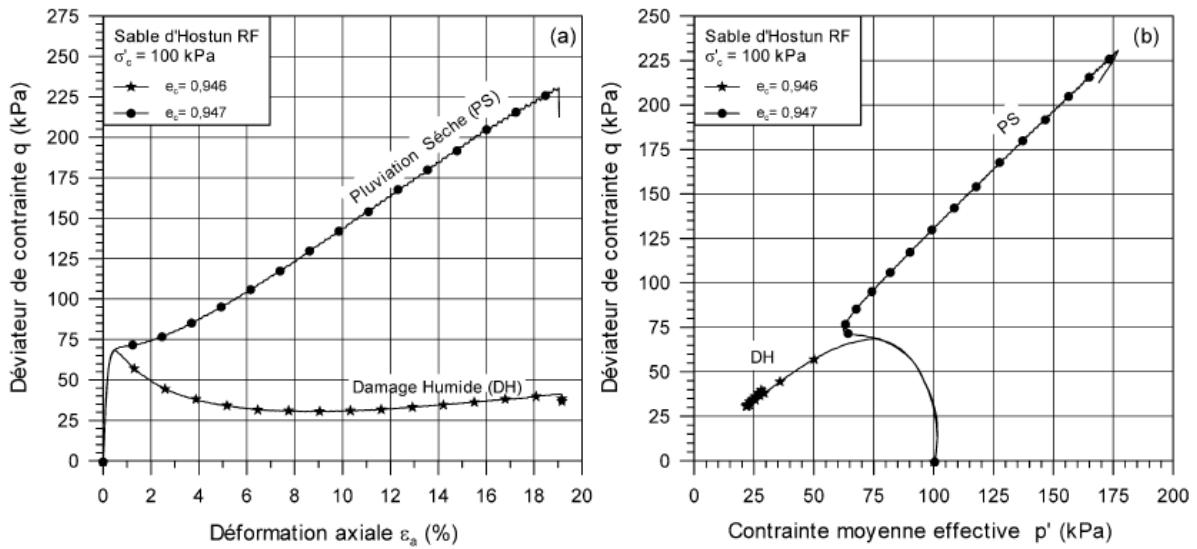


Figure I. 26 : Influence du mode de reconstitution des éprouvettes sur le comportement observés pour un état lâche du sable : (a) courbes de cisaillement, (b) chemins des contraintes effectives. (Benhamed 2004).

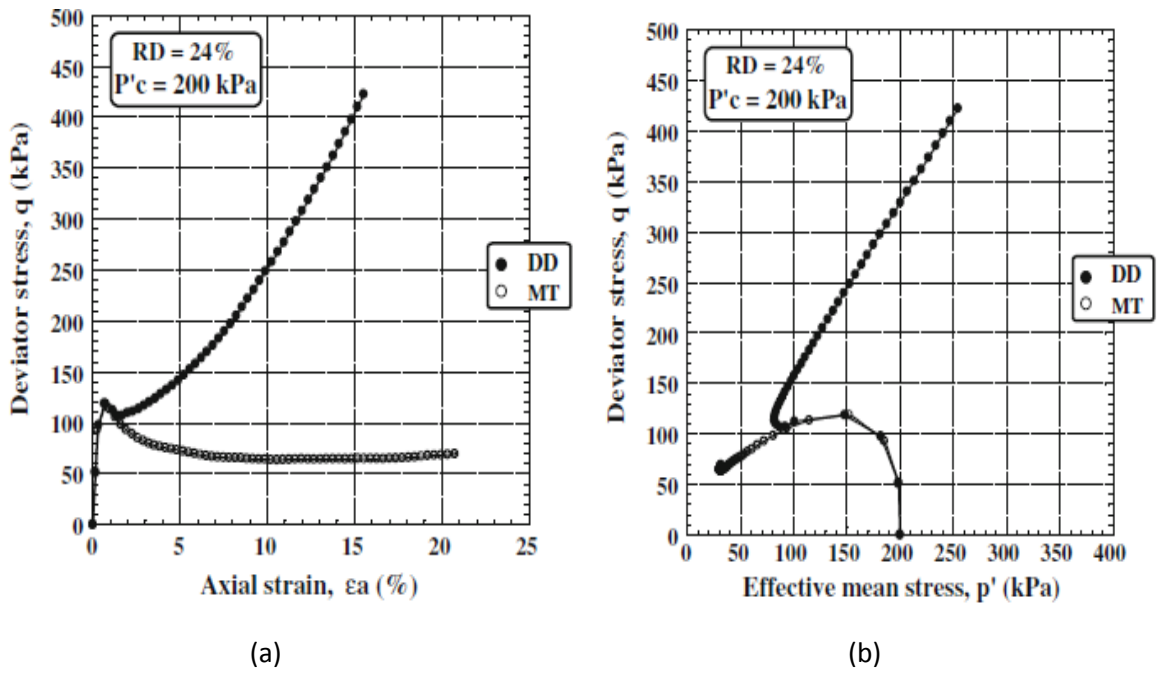


Figure I. 27: Influence de la méthode de dépôt sur la résistance à la liquéfaction statique du sable d'oued Rass lâche ($p'_c=200\text{kPa}$). (a) courbes de cisaillement, (b) chemins des contraintes effectives. (Krim et al 2013).

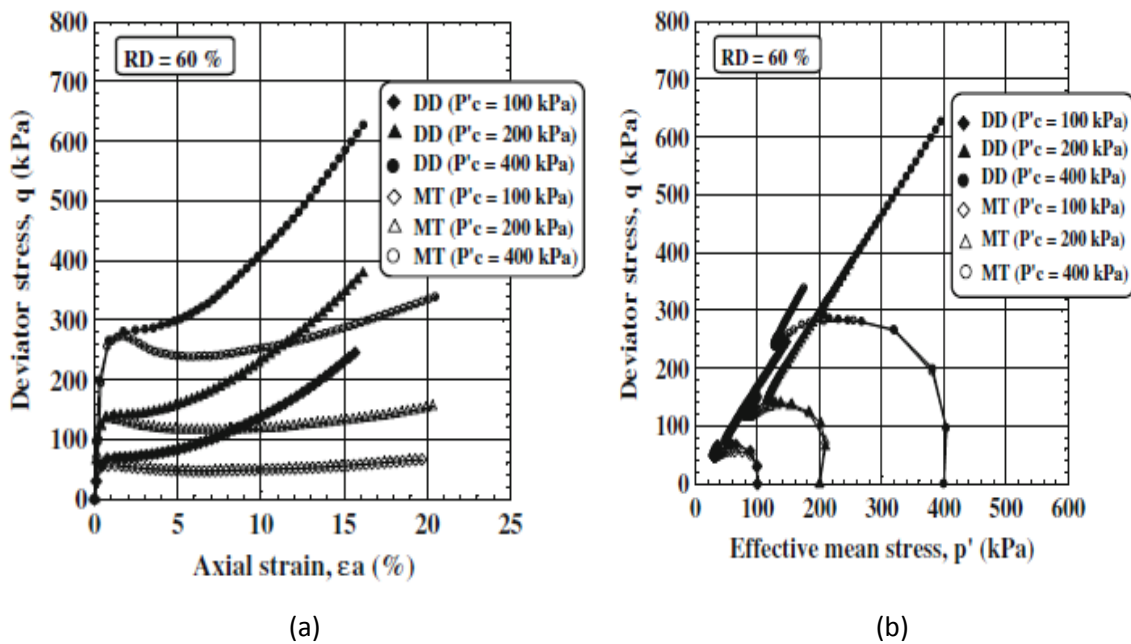


Figure I. 28: Essai non drainé sur sable dense. (a) déviateur en fonction de la déformation axiale, (b) chemins des contraintes effectives. (Krim et al 2013).

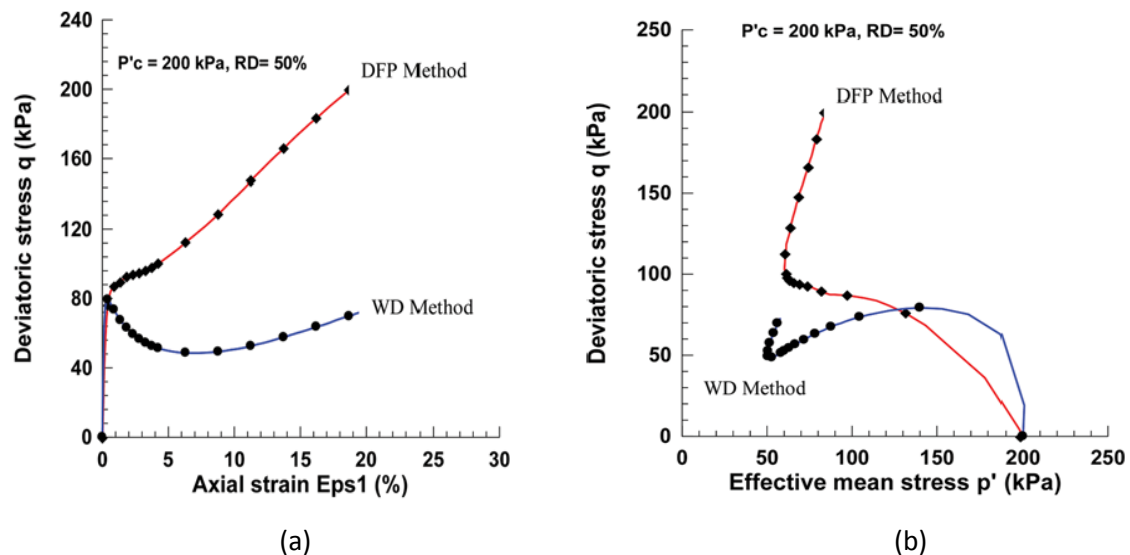


Figure I. 29: Essai non drainé sur sable moyen-dense. (a) déviateur en fonction de la déformation axiale, (b) chemins des contraintes effectives. (Della et al 2015).

I.10.2. Influence des fines

Plusieurs travaux ont été menés à l'étude du comportement des mélanges sable et sols fins. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement ne dépend pas que du sable mais aussi de la présence d'éléments fins. Les chercheurs ont montré que l'augmentation de la teneur en fines, FC (en pourcentage), augmente la résistance à la liquéfaction du mélange sable-limon (Chang et al, 1982, Amini et Qi 2000), tandis que d'autres résultats publiés ont montré que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'addition des fines (Troncoso et Verdugo 1985, Vaid 1994, Lade et Yamamuro 1997, Zlatovic et Ishihara 1997, Belkhatir et al, 2010). D'autres auteurs ont constaté que la résistance à la liquéfaction diminue d'abord avec l'addition de fines jusqu'à une valeur seuil puis augmente à nouveau avec la teneur en fines (Koester 1994, Polito 1999, Xenaki et Athanasopoulos 2003)

(Benghalia et al. 2014) ont réalisé une série d'essais triaxiaux cycliques ils ont montré que pour une teneur en fine faible $<5\%$, les fines sont complètement contenues dans les vides entre les grains grossiers, qui sont en contact les uns avec les autres (Thevayanagam et Martin 2002). Les fines occupent seulement les espaces vides et n'affectent pas significativement le comportement mécanique du mélange sable-limon. Le sol devient plus compressible. Pendant le cisaillement, les particules de limon créent une grande instabilité et une compressibilité de la structure provoquant son effondrement, ce qui entraîne une diminution de la résistance. Pour une teneur en fines $>5\%$, le comportement mécanique est dominé par des contacts des fines (Lade et Yamamoro 1997). Les fines deviennent activées et contribuent à augmenter la résistance du sol à la liquéfaction.

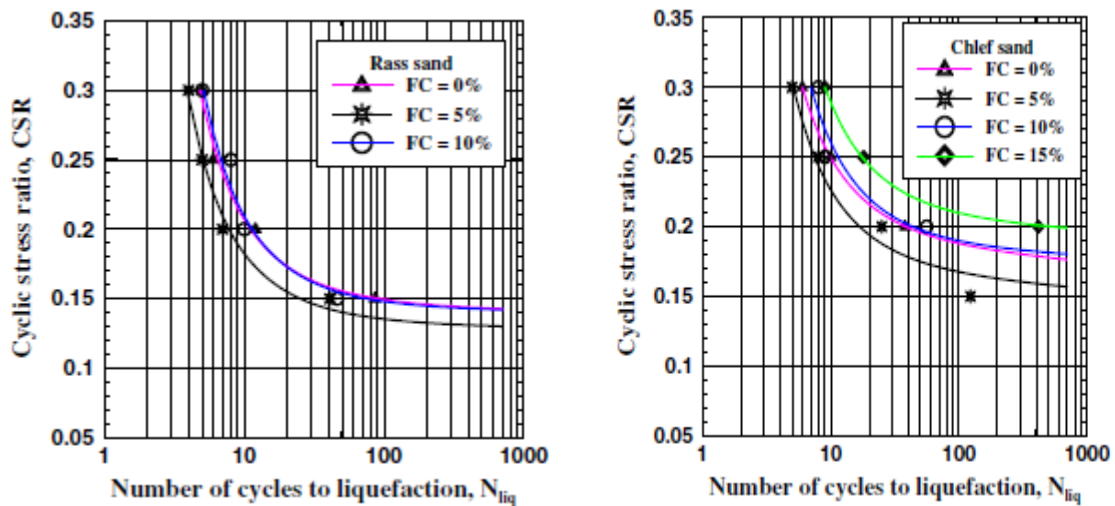


Figure I. 30 : Courbe du potentiel de liquéfaction a différent pourcentage des fines. (a) sable de rass, (b) sable de Chlef. (Benghalia et al 2014)

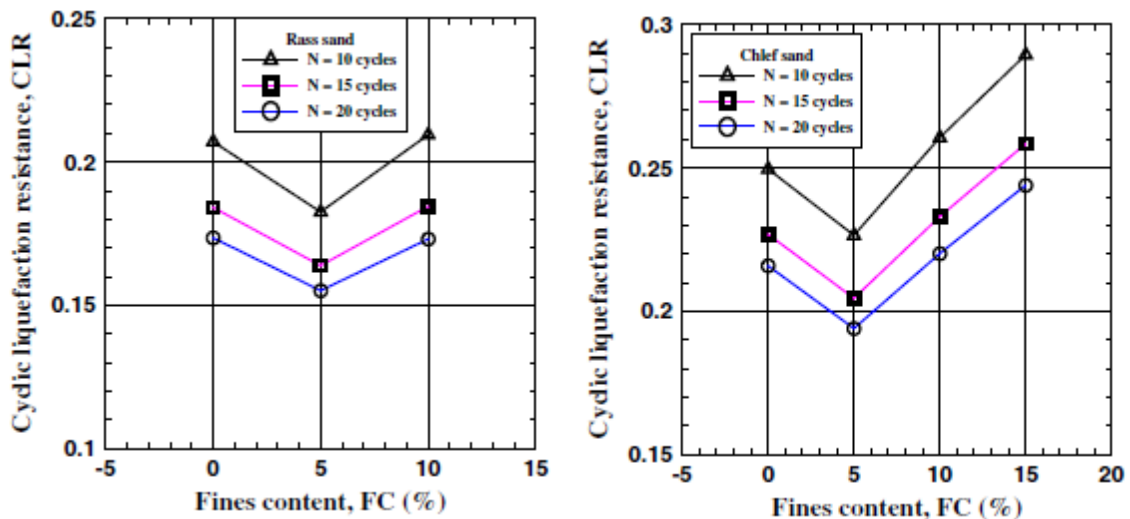


Figure I. 31 : Effet du nombre de cycle sur la résistance à la liquéfaction. (a) sable de Rass, (b) sable de chlef. (Benghalia et al 2014).

I.10.3. Influence de la pression de confinement

(Zhang et al. 2016) ont montré que la résistance à la liquéfaction augmente avec une augmentation de la densité relative et de la pression initiale de confinement effective à différents degrés de saturation.

(Della et al 2011) ont réalisé des essais de compression triaxiale non drainée a une densité de 50% sur des échantillons totalement saturés de sable de Chlef, ils ont constaté que la liquéfaction statique a été produit a une faible pression de confinement 50 kPa pour les échantillons préparés par la méthode du damage humide, les résultats indiquent que lorsque la pression de confinement augmente la résistance à la liquéfaction augmente.

(Unno et al. 2008) La liquéfaction des sols partiellement saturés est affectée non seulement par la densité sèche, mais aussi par le degré de saturation et la pression de confinement initiale.

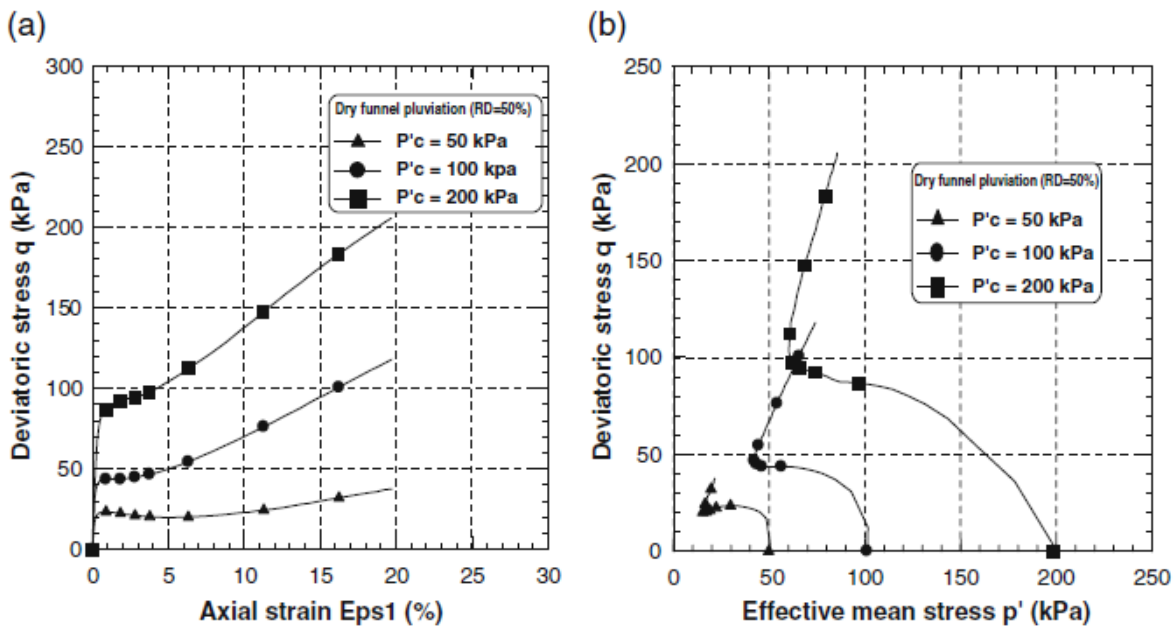


Figure I. 32 : Essai non drainé pour des échantillons du sable de Chlef préparé par pluviation a sec. a) déviateur en fonction de la déformation axiale, b) chemin de contrainte effective. (Della et al 2011).

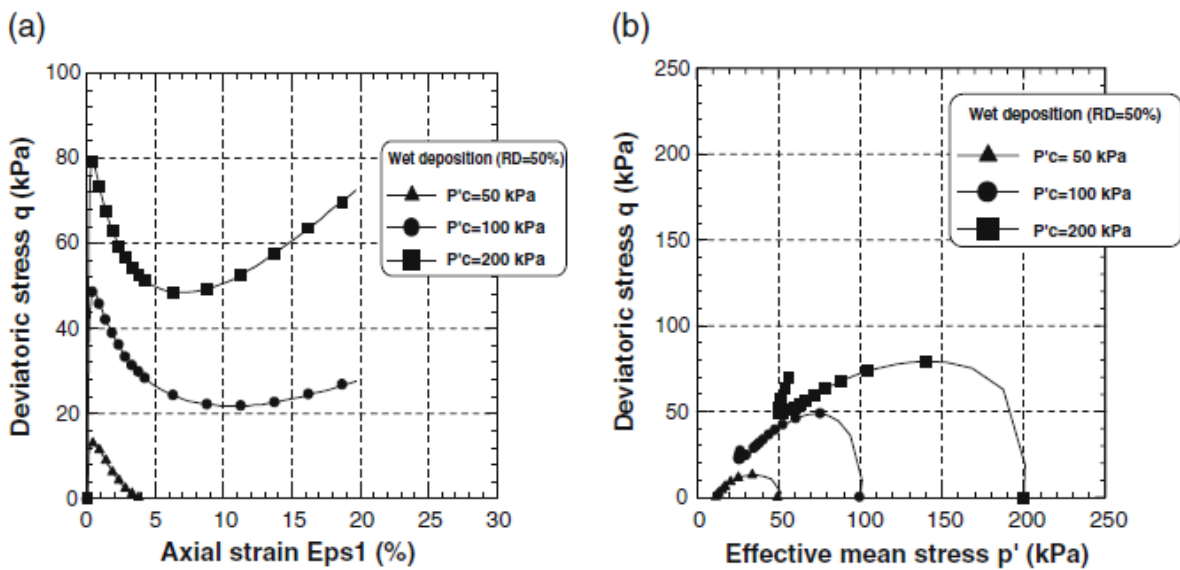


Figure I. 33 : Essai non drainé pour des échantillons du sable de Chlef préparé par damage humide. a) déviateur en fonction de la déformation axiale, b) chemin de contrainte effective. (Della et al 2011).

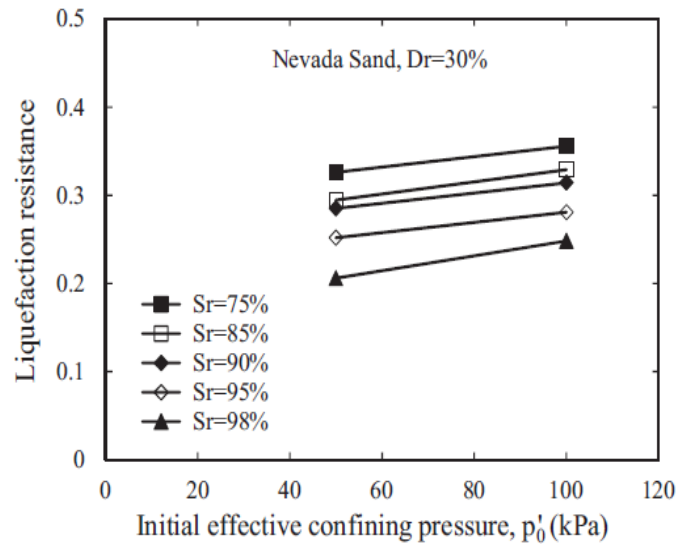


Figure I. 34: Effet de la pression de confinement sur la résistance à la liquéfaction. (Zhang et al 2016).

I.10.4. Influence de la granulométrie (D_{10} , D_{50} , C_u , C_c)

(Yilmaz et al 2008) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques pour établir une relation entre les caractéristiques de granulométrie (C_u et C_c) et la résistance à la liquéfaction, ils ont conclu qu'il n'y a pas de relation certaine entre le coefficient d'uniformité (C_u) ou le coefficient de courbure (C_c) et la résistance cyclique. En outre, pour établir une relation entre la résistance cyclique et l'une quelconque de la taille (c'est-à-dire D_{10} , D_{30} ou D_{60}) serait plus réaliste que de construire une relation entre les caractéristiques de granulométrie (C_u et C_c) et la résistance cyclique. Ceci est parallèle aux résultats de (Lee et Fitton 1968, Finn et al. 1970, Seed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1975 et Polito 1999).

(Belkhatir et al 2011) ont réalisé des essais triaxiaux monotones et cycliques non drainés sur les mélanges sable-limon de Chlef, ils ont constaté que la résistance au cisaillement non drainée (q_{peak}) des mélanges sable-limon diminue linéairement avec la diminution du diamètre moyen (D_{50}) et l'augmentation de la teneur en fines et converge vers une valeur unique de la force de pointe pour Teneur en fines supérieures pour les deux densités relatives initiales ($Dr = 20$ et 91%). la résistance maximale diminue de manière linéaire avec l'augmentation du coefficient d'uniformité C_u et du contenu de fines. Il semble que la diminution de la résistance non drainée au pic (q_{peak}) en raison de la quantité des fines soit liée au comportement de contractant des échantillons de mélange sable-limon.

(Monkul et al 2016) ont étudié l'influence des caractéristiques de distribution de granulométrie sur le comportement de liquéfaction statique des sables propre à plusieurs pourcentages de fine (0-50%), la résistance à la liquéfaction statique du sable de siles utilisé

dans cette étude a diminué à mesure qu'elles deviennent plus fines c.-à-d. diminution de D_{50} et D_{10} et augmentation de C_u .

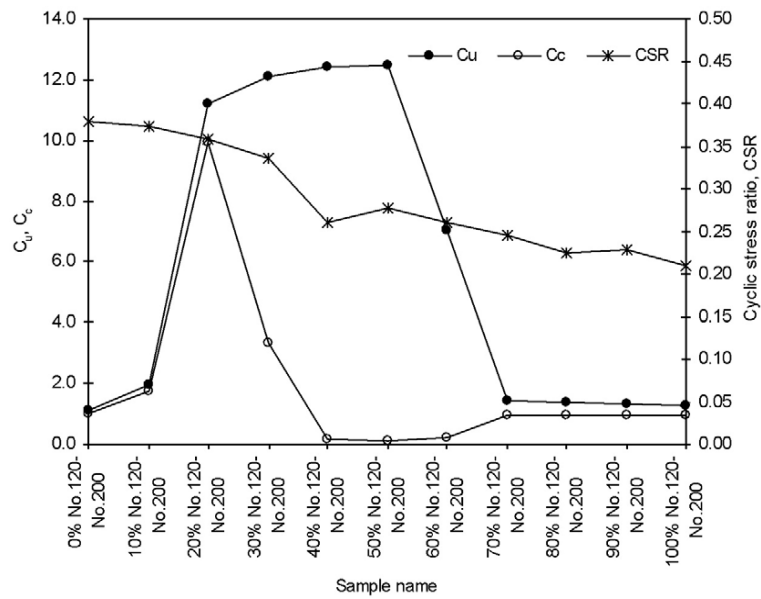
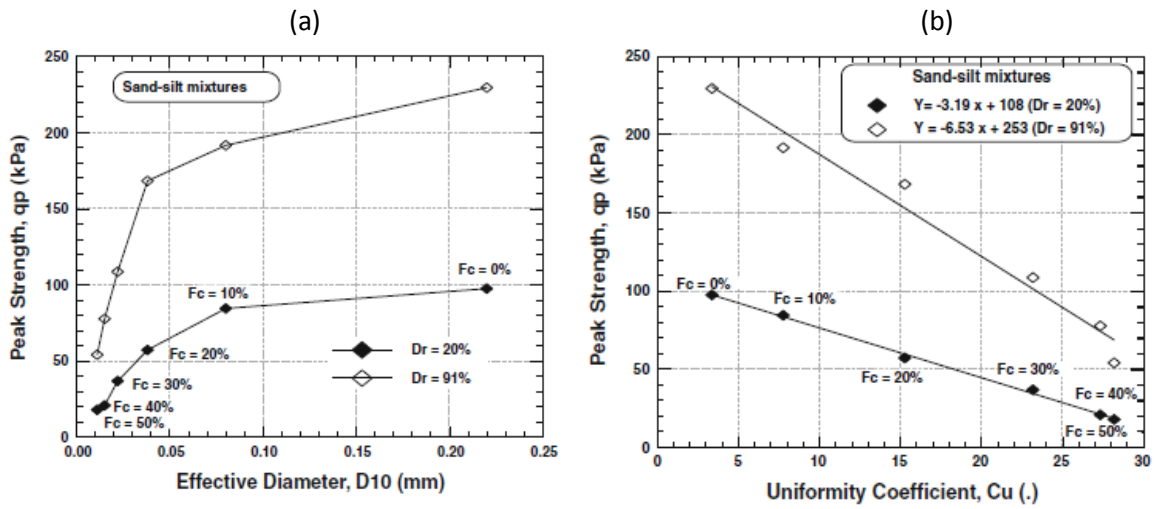


Figure I. 35: Variation du rapport de résistance cyclique avec Cu et Cc. (Yilmaz et al 2008)



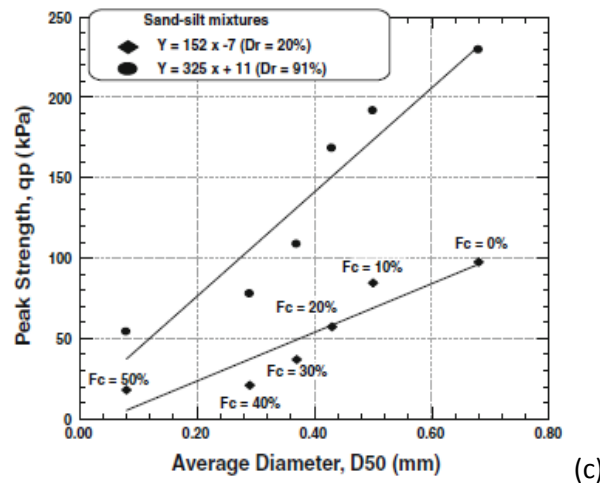


Figure I. 36 : a) La résistance au pic en fonction de diamètre efficace D_{10} à différent pourcentage des fines. ($\sigma'_3=100$ kPa), b) La résistance au pic en fonction du coefficient d'uniformité C_u à différent pourcentage des fines. ($\sigma'_3=100$ kPa), c) La résistance au pic en fonction de diamètre moyen D_{50} à différent pourcentage des fines.

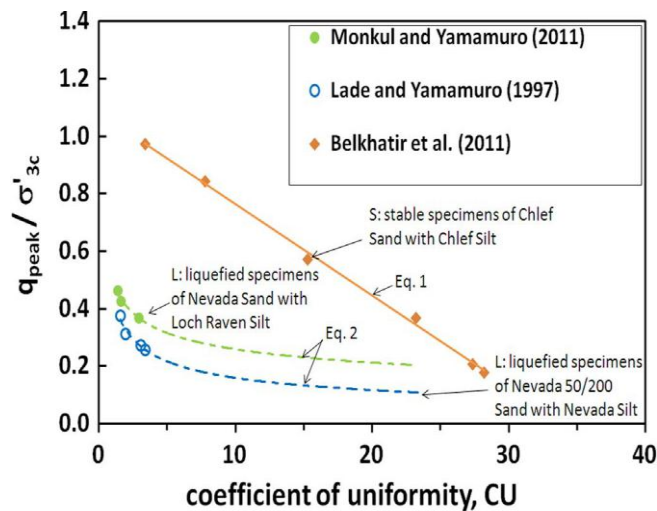


Figure I. 37: La résistance au pic (q_{peak} / σ'_{3c}) en fonction du coefficient d'uniformité C_u à différent pourcentage des fines. (Belkhatir et al 2011).

I.10.5 Influence de la surconsolidation

(Seed et Peacock 1971, Tokimatsu et al. 1986) ont montré que la résistance au cisaillement cyclique augmente avec l'augmentation du degré de surconsolidation. (Boufferra, 2000), a réalisé des essais cycliques non drainés sur le sable d'Hostun, il a remarqué qu'avec un rapport de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles, par contre pour un rapport de surconsolidation $OCR=1$ (normalement consolidé), la liquéfaction est atteinte durant 6 cycles. (Della et al 2011) ont réalisé des essais de compression triaxiale non drainée a une densité de 50% sur des échantillons totalement saturés de sable de Chlef a une pression initiale de confinement de 100 kPa, les résultats ont montré que lorsque OCR augmente la rigidité initial du sable augmentent et la contrainte

déviatorique maximale et par conséquent une diminution de la pression interstitielle. L'augmentation de rapport de surconsolidation OCR accélère l'apparence de la dilatance.

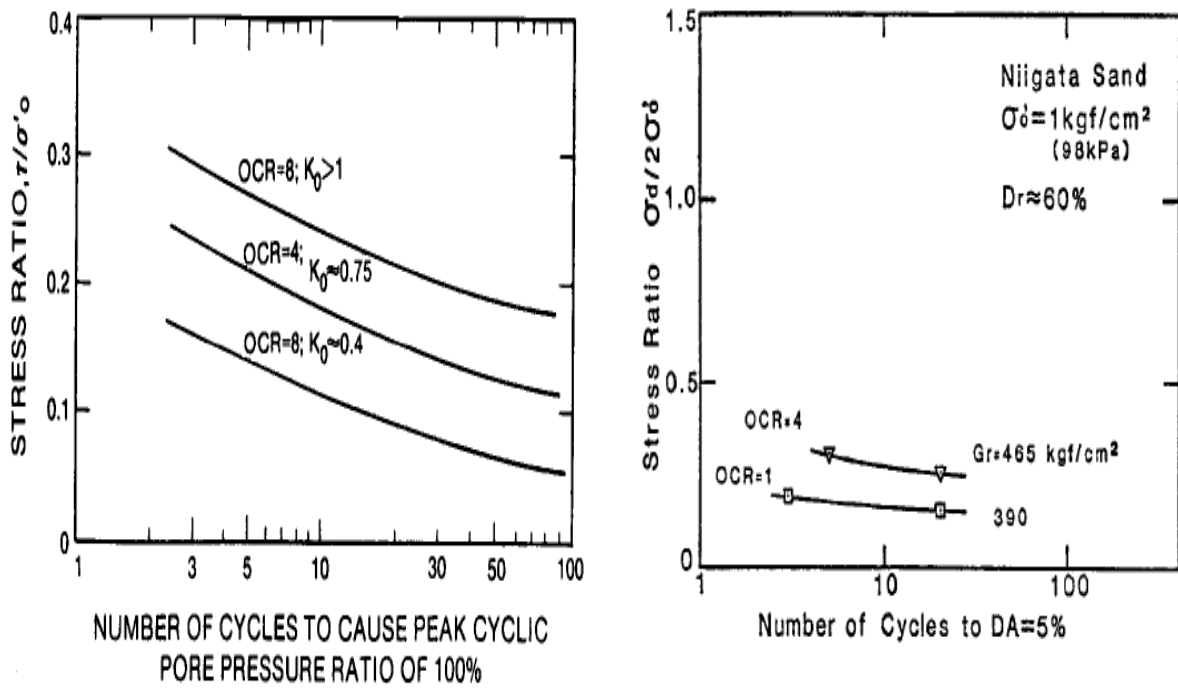


Figure I. 38: Effet de la surconsolidation sur les caractéristiques de la liquéfaction (a) (Seed et Peacock 1971), (b) (Tokimatsu et al. 1993).

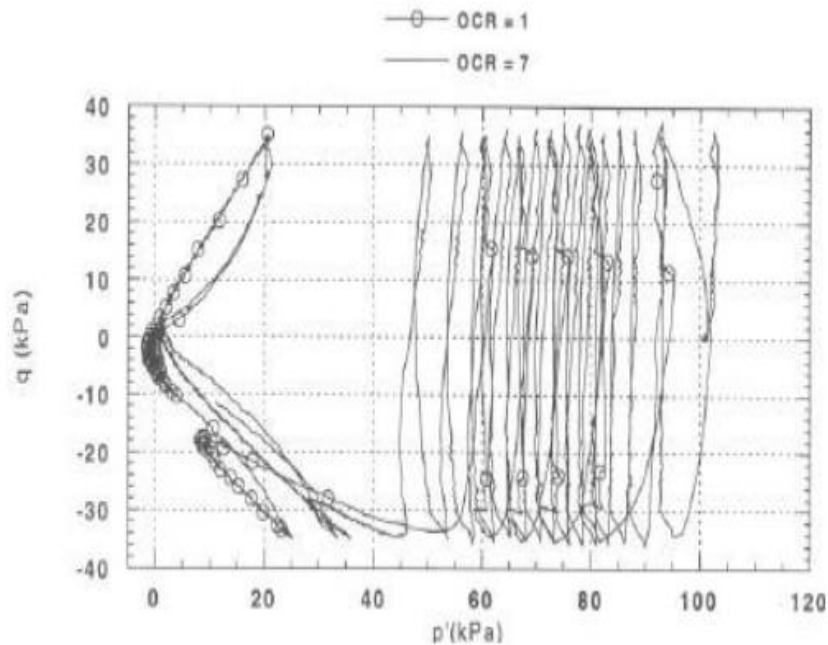


Figure I. 39: Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra , 2000)

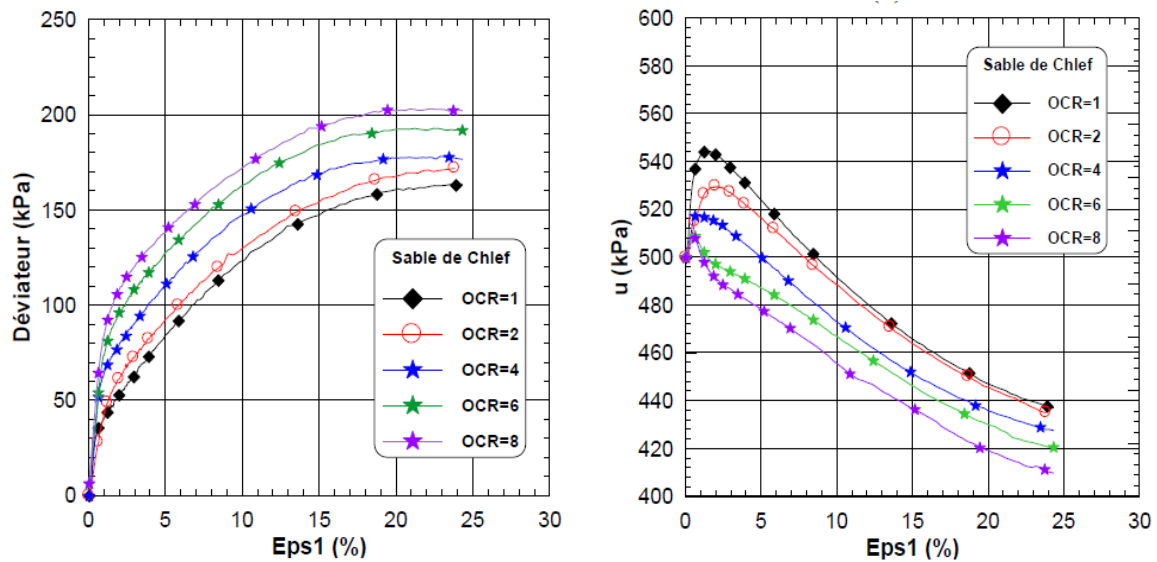


Figure I. 40 : Influence du rapport de surconsolidation sur la réponse non drainée du sable de Chlef ($p'_c=200\text{kPa}$, $D_r=50\%$). (Della et al 2011)

Conclusion :

Cette étude bibliographique nous a permis de découvrir les différentes lois élastoplastiques et les concepts rhéologiques pour cerner le comportement mécanique des sables.

L'étude du phénomène de la liquéfaction des sols reçoit un intérêt particulier dans le domaine de géotechnique sismique en raison de l'ampleur des dégâts et dommages causés par les chargements sismiques élevés.

Une synthèse des principaux travaux réalisés sur le comportement mécanique des sols partiellement saturés en condition drainée et non drainée a été minutieusement présentée.

Cette étude bibliographique nous a permis de se rendre compte que les sols non saturés, partiellement saturés et totalement saturés par ces deux types dense et lâche présentent des comportements différents, d'où la nécessité de les étudier.

Chapitre II : Dispositifs expérimentaux et modes opératoires

Introduction :

Nous allons présenter dans ce chapitre les différents appareils utilisés durant notre étude expérimentale (la boîte de Casagrande, l'appareil œdométrique et l'appareil triaxial) ainsi que leur mode d'utilisation et les différents modes de préparation des échantillons, la caractérisation physicochimique des différents mélanges utilisés dans cette étude sera présentée aussi. Afin d'examiner la reproductibilité de nos résultats expérimentaux sur chaque appareil, des essais de répétabilité ont été effectués.

II.1 La résistance au cisaillement :

On définit la résistance au cisaillement comme la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter, elle peut être déterminée par différents essais, notamment l'essai à l'appareil triaxial classique, l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

II.2 Cisaillement à la boîte de Casagrande

Une boîte de cisaillement de $60 \times 60 \text{ mm}^2$ de surface et de 30 mm de hauteur a été utilisée dans cette thèse, cet essai est issu après des expériences de Coulomb, 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 dont 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 mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , et on calcule directement la contrainte normale effective (σ_{nrupt}) et la résistance au cisaillement à la rupture (τ_{rupt}).

II.2.1 Objectif de l'essai :

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement direct de pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale sur le 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 à :
- l'orientation de l'éprouvette et ses dimensions ;
- les spécifications de la machine d'essai ;
- la vitesse de cisaillement pendant l'essai (doit être assez longue pour assurer de meilleures conditions de drainage);
- les valeurs de la contrainte normale à imposer pendant les essais de cisaillement direct ;



Figure II. 1: L'appareil de casagrande utilisé dans cette étude

II.3 Consolidation a L'appareil œdométrique :

Un appareil œdométrique de 60 mm de diamètre et de 30 mm de hauteur a été utilisé.

Dans cet essai, un échantillon de sol est retenu latéralement et chargé axialement par paliers maintenus constants. Chaque augmentation de chargement est maintenue jusqu'à ce que les pressions d'eau interstitielles soient complètement dissipées. Au cours du processus de consolidation, les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées. Ces données sont utilisées pour la détermination de l'indice des vides. L'appareil œdométrique comprend l'appareillage suivant :

- 1- La cellule œdométrique,

- 2- Deux disques drainants (inférieur et supérieur),
- 3- Enceinte œdométrique,
- 4- Dispositif de chargement (effort normal),
- 5- Bâti,
- 6- Réservoir,
- 7- Liquide d'imbibition (eau),
- 8- Capteur permettant le mesurage du déplacement,
- 9- Eprouvette de matériau.



Figure II. 2: Appareil œdométrique utilisé dans cette étude

II.4 l'appareil triaxial

II.4.1 Principe de l'essai

L'appareil triaxial utilisé dans cette étude de type bishop et wesley (1975) ayant un diamètre de 30 mm et une hauteur de 70 mm.

Le principe de cet essai est de placer une éprouvette de sol de forme cylindrique dans une cellule pleine d'eau (Figure 2.1). Ensuite on place l'échantillon dans une enveloppe (normalement dilatable), cet échantillon est donc soumis à :

- 1- Une pression hydrostatique de confinement σ_3 appliquée par l'intermédiaire de l'eau remplissant la cellule.
- 2- Un déviateur de contraintes appliqué ($\sigma_1 - \sigma_3$) par un piston chargé au moyen d'une presse (ou d'un vérin, etc.)

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

- 1- La variation de la force axiale (ΔF),

- 2- - La variation de la hauteur de l'échantillon (ΔH),
- 3- - La variation de volume de l'échantillon (ΔV),
- 4- La pression interstitielle (u),
- 5- la pression de confinement dans la cellule (σ_c).

À partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur H_0 et volume V_0), On peut calculer les grandeurs suivantes :

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

La mesure des variations de volume des échantillons et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS).

L'appareil triaxial comprend l'appareillage suivant :

- 1- Cellule triaxial
- 2- Deux embases inférieure et supérieure
- 3- Piston
- 4- Bracelets élastiques
- 5- Membrane
- 6- Pierres poreuses
- 7- Liquide cellulaire
- 8- Purge
- 9- Plaque d'extrémité principale
- 10- Presse électromécanique

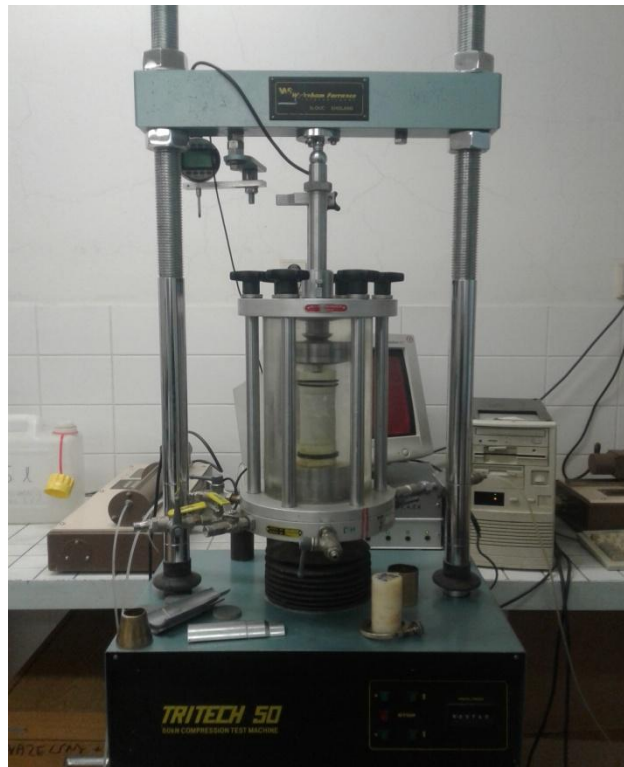


Figure II. 3: L'appareil triaxial utilisé dans cette étude

II.5 Les différentes méthodes de préparation des échantillons :

II.5.1 Pluviation à sec :

Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec le contrôle de la hauteur. Cette méthode consiste à remplir en continu le moule de fabrication par déversement en pluie du sable sec. Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi nulle. Cette méthode permet la reconstitution des éprouvettes homogènes dont la structure est assez proche de celle due au mode de dépôt naturel des sols par sédimentation. La densité des échantillons est principalement fonction de la hauteur de pluviation, de l'intensité de déposition ou du débit massique.

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 a priori a fait l'objet de nombreux travaux. La première génération de pluviateurs est due à (Kolbuszewski 1948a, 1948b). 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 du 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 II. 4). 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.

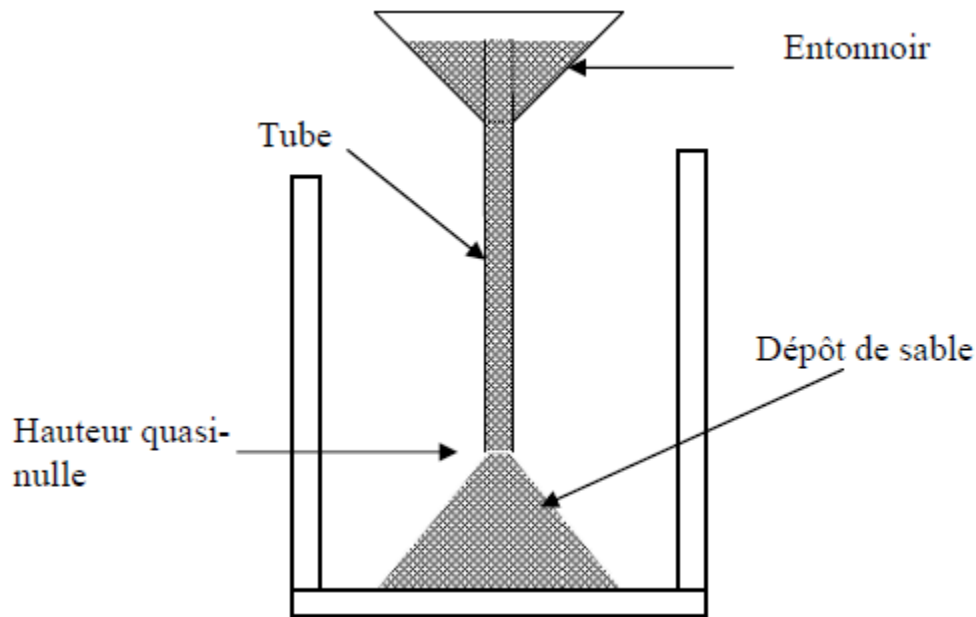


Figure II. 4: Préparation par déversement à sec

II.5.2 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 II.5) (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.

La pluviation dans l'eau reproduit l'état de déposition naturelle du sable dans l'eau et du placement hydraulique. Associée à une technique de vibration, la densité désirée peut être obtenue. Cette méthode permet aussi d'obtenir des échantillons homogènes dans le cas où la

granulométrie du sable est uniforme. Dans le cas où la granulométrie est étalée, une ségrégation peut se produire.

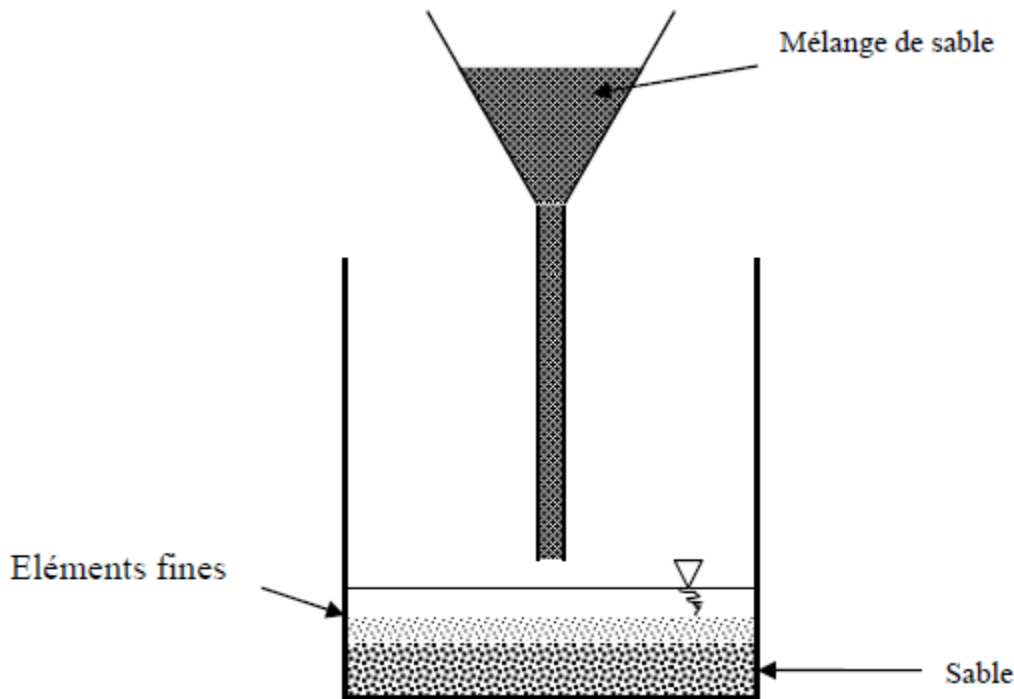


Figure II. 5: Préparation par sédimentation (SW)

II.5.3 Damage humide (DH)

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.

II.5.4 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 à la

valeur maximale U_n . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est par la formule suivante:

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{U_{ni} - U_{nt}}{n_t - 1} * (n - 1) \right] \quad \text{II.1}$$

Le pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est égale à :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \quad \text{II.2}$$

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

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad \text{II.3}$$

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

ni : Première couche initiale,

n_t : Nombre total de couches

h_n : Hauteur de la $n^{ième}$ couche

h_t : Hauteur totale de l'échantillon

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication de l'échantillon est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (figure II.6). La méthode préconisée par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985), recommande une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

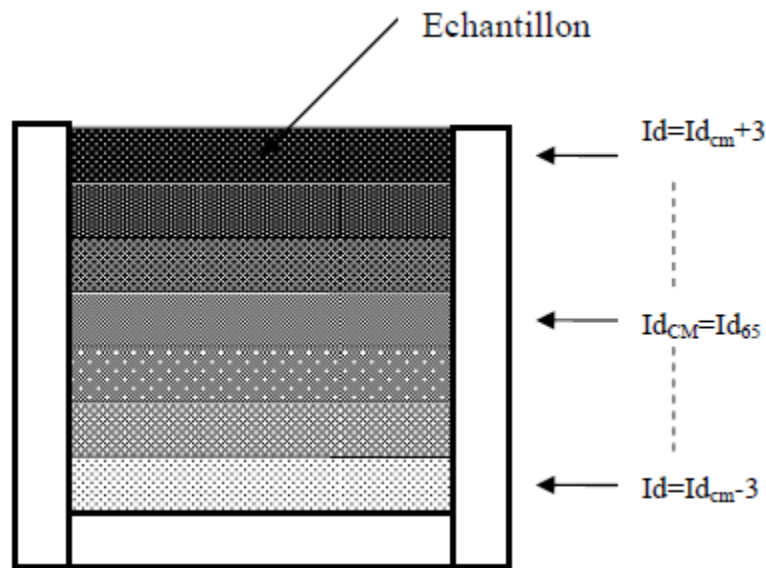


Figure II. 6: Préparation par sous compaction

II.6 Matériaux utilisés :

Les essais ont été réalisés sur le sable de oued Chlef (Chlef, Algérie) d'une forme arrondie avec $D_{max} = 2\text{mm}$ contenant 0.5% de limon non plastique avec $I_p = 5.02$ et $D_{max} = 0.08\text{mm}$. Le sable a été tamisé à 0.08mm pour obtenir les fines ensuite nettoyé pour obtenir un sable propre, le sable a été mélangé avec le limon de Chlef pour une gamme de $F_c = 0\%$ à $F_c = 40\%$. Les différents paramètres tels que les indices des vides maximum (e_{max}) [ASTM D 4253] et minimum (e_{min}) [ASTM D 4254], les densités des grains (G_s), les diamètres moyens (D_{50}) de grain et les coefficients d'uniformité (c_u) et de courbure du sable propre (c_c) et des sables limoneux sont présentés dans le tableau. Les courbes granulométriques du sable propre et des sables limoneux ont été obtenues sur la base de la norme [ASTM D422-63] sont présentées à la figure II.8. Différentes études ont été réalisées sur le sable de Chlef on cite quelques travaux de Arab et al (2009), Belkhatir et al (2011), Belkhatir et al (2010), Della et al (2015).

Tableau II. 1 : Propriétés physiques du mélange sable-limon de chlef

Propriétés physiques	Mélange sable de Chlef-limon de Chlef					
	0%	10%	20%	30%	40%	100%
F _c (%)	0%	10%	20%	30%	40%	100%
G _s	2.650	2.653	2.656	2.659	2.662	2.680
D ₁₀ (mm)	0.17	0.08	0.04	0.03	0.02	-
D ₃₀ (mm)	0.30	0.25	0.18	0.11	0.07	0.008
D ₅₀ (mm)	0.41	0.38	0.33	0.32	0.25	0.032
D ₆₀ (mm)	0.47	0.45	0.41	0.39	0.34	0.043
C _u (-)	2.82	5.28	9.80	13.31	15.17	-
C _c (-)	1.10	1.70	1.92	0.84	0.01	-
e _{max} (-)	0.848	0.811	0.776	0.749	0.803	1.345
e _{min} (-)	0.623	0.487	0.455	0.421	0.489	0.852

Tableau II.2 : Analyse chimique des matériaux utilisés (Arab, 2008)

Composition (%)	Sable de Chlef	Limon de Chlef
-Perte au feu	14.34	10.85
Silice totale (SiO ₂)	55.89	48.95
-Alumine (Al ₂ O ₃)	5.58	34.08
Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃)	7.58	1.43
Oxyde de titane (TiO ₂)	0.00	0.00
Chaux (CaO)	15.42	0.20
Magnésie (MgO)	0.00	0.42
Potasse (K ₂ O)	Traces	2.26
Oxyde de sodium (Na ₂ O)	Traces	0.06
Sulfates (SO ₄)	0.28	0.00
Chlorures CL-Solubles dans l'eau	0.14	0.00
Carbonates CaCO ₃	24.60	0.00
Insolubles	0.53	0.00
Matières organiques	0.00	0.00

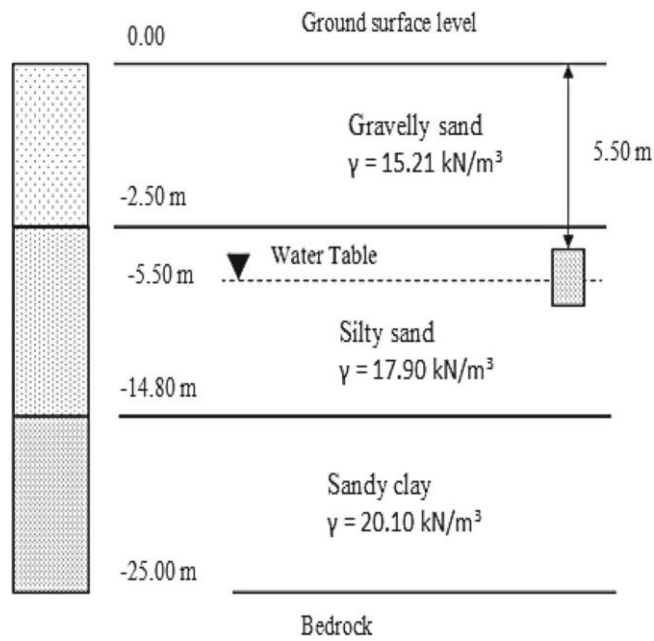


Figure II. 7 : Profil géotechnique du dépôt de sol sur le site

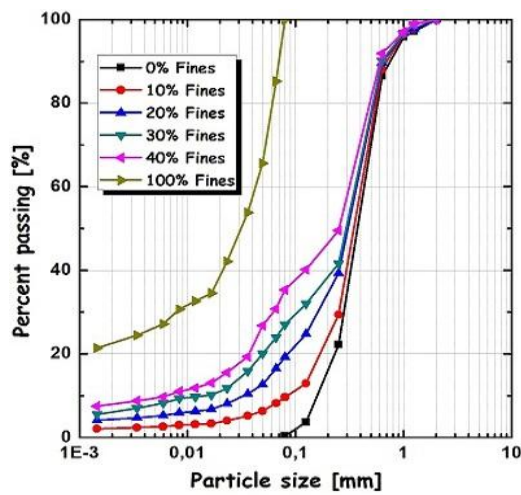


Figure II. 8: Courbes granulométriques des mélanges utilisés dans cette étude.

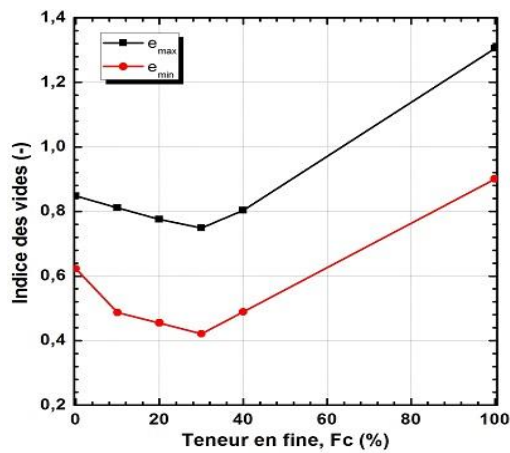


Figure II. 9: Variation des indices des vides extrêmes avec la teneur en fines des mélanges.

II.7 Répétabilité des essais :

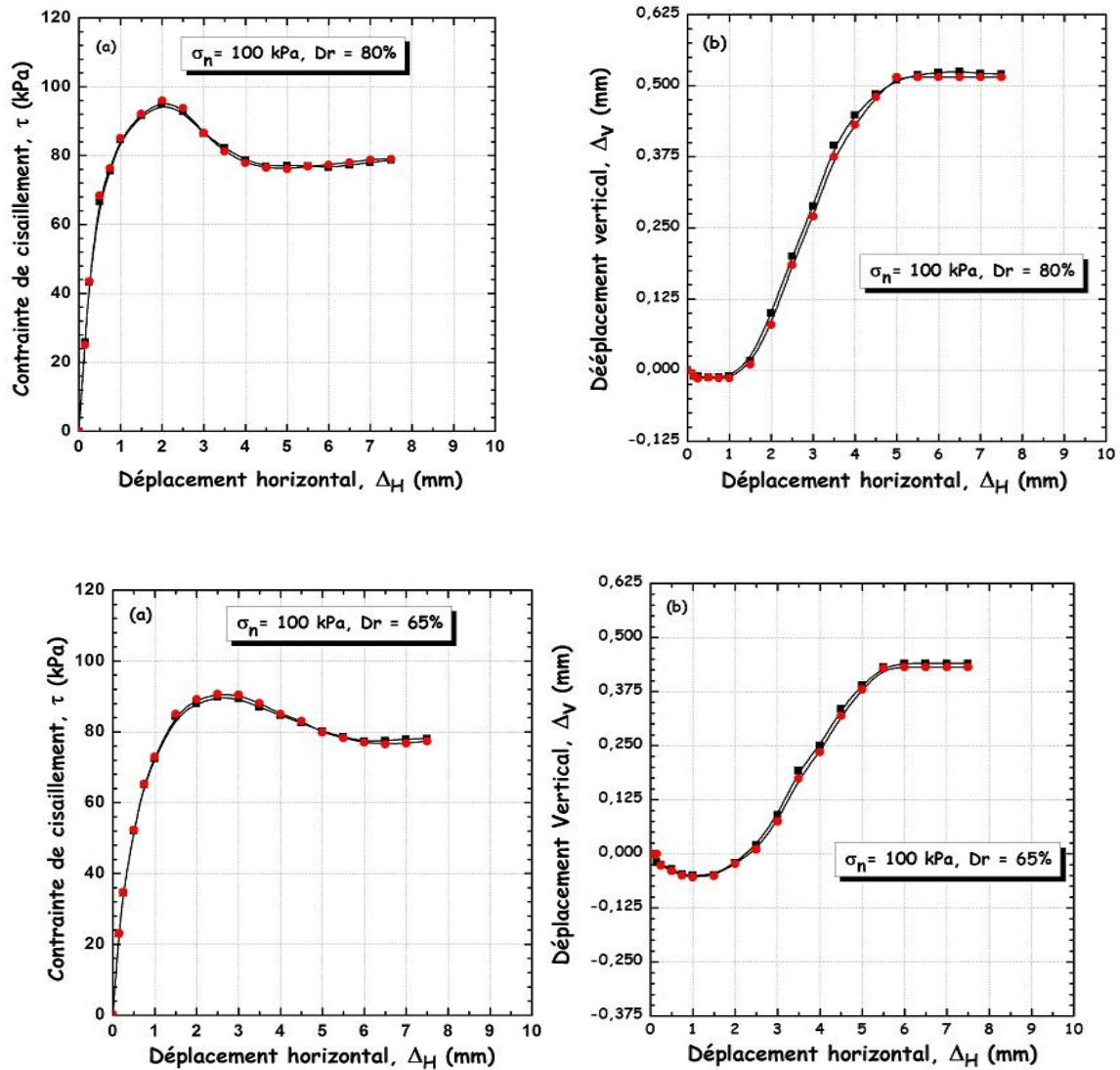


Figure II. 10: Vérification de la procédure expérimentale, a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

Conclusion :

Dans ce chapitre les dispositifs expérimentaux ainsi que les méthodes de préparation utilisées dans cette étude et les matériaux utilisés ont été discutés, premièrement nous avons présenté l'appareil de Casagrande utilisé pour l'étude du comportement drainé. Ensuite nous avons présenté le dispositif œdométrique qui permet d'étudier le comportement de consolidation. Puis nous avons présenté l'appareil triaxial utilisé pour la réalisation des essais monotones non drainé sur les mélanges sable-limon de Chlef présenté dans ce chapitre.

Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité. Les résultats des essais de répétabilité confirment la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

**Chapitre III : comportement des mélanges sable-limon compactés
non saturés**

Introduction :

Puisque le degré de saturation a une relation avec la teneur en eau donc on a préféré de commencer notre projet de recherche par l'étude de l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sable de chlef. L'effet du degré de saturation sera étudié dans le chapitre IV. Donc on peut définir le degré de saturation par la relation suivante d'après (Selim et Burak 2006) :

$$S_r = \frac{w \cdot G_s}{e} \quad (\text{III.1})$$

D'où w est la teneur en eau, G_s est la densité spécifique des grains solides et e est l'indice des vides. Le degré de saturation augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Donc on va vérifier à ce que la teneur en eau a le même effet que le degré de saturation.

La Résistance au cisaillement d'un sol est le paramètre principal pour évaluer la stabilité des terrains de constructions, donc il est important d'étudier le comportement au cisaillement d'un sable soumis à un risque de liquéfaction (c'est-à-dire une perte de résistance au cisaillement) comme la ville de Chlef. Cette résistance change de valeur si on change un ou plusieurs paramètres tels que la densité relative, la pression de confinement, le rapport de surconsolidation et le degré de saturation, Tous ces paramètres sont bien compris. Cependant, l'influence de la teneur en fines et la teneur en eau nécessite une étude approfondie.

Ce chapitre présente une étude au laboratoire réalisé sur des mélanges sable-limon afin d'étudier l'influence de la fraction des fines, la teneur en eau et la densité relative sur le comportement du sable de Chlef en terme de résistance au cisaillement, Contractance-dilatance, Cohésion et angle de frottement.

III.1 Synthèse des travaux réalisés dans la littérature :

Différentes études dans la littérature ont largement évalué l'influence de la méthode de reconstitution ou de la teneur en fine mais d'une manière isolée sur le comportement non drainée en utilisant l'appareil triaxial. Cependant l'influence de la combinaison teneur en eau-teneur en fines en utilisant la boîte de Casagrande n'a pas été étudiée.

(Zlatovic et Ishihara, 1995) ont étudié le comportement contrainte-déformation du sable de Toyoura lâche avec plusieurs pourcentages des fines (0 – 100%) et a trois méthodes de préparation des échantillons, déversement à sec (DS) $w=0\%$, damage humide (DH) $w=3\%$ et par sédimentation (WS), ils ont montrés que la résistance au pic et la résistance résiduelle sont sensibles aux variations de la teneur en fine et de la méthode de reconstitution des

échantillons, pour les échantillons préparés par déversement à sec, l'indice des vides augmente avec l'augmentation de la teneur en fine et par conséquent la résistance diminue, par contre pour les échantillons préparés par damage humide l'indice des vides diminue avec l'augmentation de la teneur en fine et par conséquent la résistance augmente. Tandis que d'autres auteurs, (Benhamed et al 2004, Krim et al 2013), ont montré que la méthode de damage humide (DH) présente une structure instable ou métastable favorisant l'initiation et le développement de la liquéfaction, par contre la méthode de déversement (DS) à sec présente une structure stable.

(Chang et al, 1982, Amini et Qi 2000) ont montré que la résistance du sable augmente avec l'augmentation de la teneur en fine. Tandis que d'autres chercheurs (Lade et Yamamuro 1997, Arab et al. 2009, Belkhatir et al. 2010, Arab et al. 2013, Najjar et al. 2015, Monkul et al. 2016, Monkul et al. 2017) ont montré que la résistance au cisaillement diminue avec l'addition des fines. Alors que d'autres, (Bouferra et shahrour, 2004, Benghalia et al. 2014) ont conclu que la résistance diminue jusqu'à une certaine teneur en fines puis elle tend à augmenter à nouveau.

(Thevayanagam et Martin 2002, Lade et Yamamoro 1997), Pour une teneur en fine faible, les fines sont complètement contenues dans les vides entre les grains grossiers, qui sont en contact les uns avec les autres, les fines occupent seulement les espaces vides et n'affectent pas significativement le comportement mécanique du mélange sable-limon. Le sol devient plus compressible. Pendant le cisaillement, les particules de limon créent une grande instabilité et une compressibilité de la structure provoquant son effondrement, ce qui entraîne une diminution de la résistance. Pour une teneur en fines supérieures à 5%, le comportement mécanique est dominé par des contacts de fines, Les fines deviennent activées et contribuent à augmenter la résistance du sol.

(Abhishek Rathnam et al. 2015, Najjar et al. 2015, Akayuli Dr. Cfa et al. 2013, Rozalina et Yanful, 2012, Mohammad et al. 2011, Shanyoug et al. 2009, Monkul et Ozden, 2007), ont conclu que l'ajout des fines dans les matériaux granulaires augmente la cohésion et diminue l'angle de frottement.

La majorité de ces travaux ont étudié l'influence de la méthode de préparation des échantillons (damage humide $w=3\%$ et déversement à sec $w=0\%$) sur un sable propre ou naturel ou l'impact d'ajout des fines sur le comportement d'un sable. Premièrement une étude basée sur l'influence des fines sur la résistance au cisaillement du sable propre de Chlef moyennement dense et dense ensuite a été étudiée, ensuite l'impact d'ajout de 1% de teneur en eau (degré de saturation) 0, 1, 2 et 3% sur la résistance au cisaillement et sur les

caractéristiques mécaniques c et ϕ du sable de Chlef propre a été mis en examen, et enfin l'influence de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement d'un sable limoneux avec un pourcentage 0, 10, 20, 30 et 40% des fines c'est-à-dire l'impact d'ajouts des fines dans le cas sec et dans le cas humide a été examiner.

III.2 Préparation des échantillons :

Dans le but d'étudier l'influence de la teneur en fine et de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement, 120 essais de cisaillement direct drainé ont été effectués à trois contraintes normales (100kPa, 200kPa, 400kPa). Les essais ont été effectués à quatre teneurs en eau (0%, 1%, 2%, 3%). 60 essais sont effectués a un état moyennement dense ($Dr=65\%$) et 60 à un état dense ($Dr=80\%$). La boîte de cisaillement a une section $A=60 \times 60 \text{ mm}$ a été utilisé dans cette étude pour effectuer des essais de cisaillement direct drainés, la hauteur de tous les échantillons a été maintenue de 25 mm. Tous les échantillons ont été préparés en trois couches à la boîte en compactant une masse connue du matériau étudié dans la boîte de cisaillement direct pour atteindre l'indice de vide visé (déjà calculé).

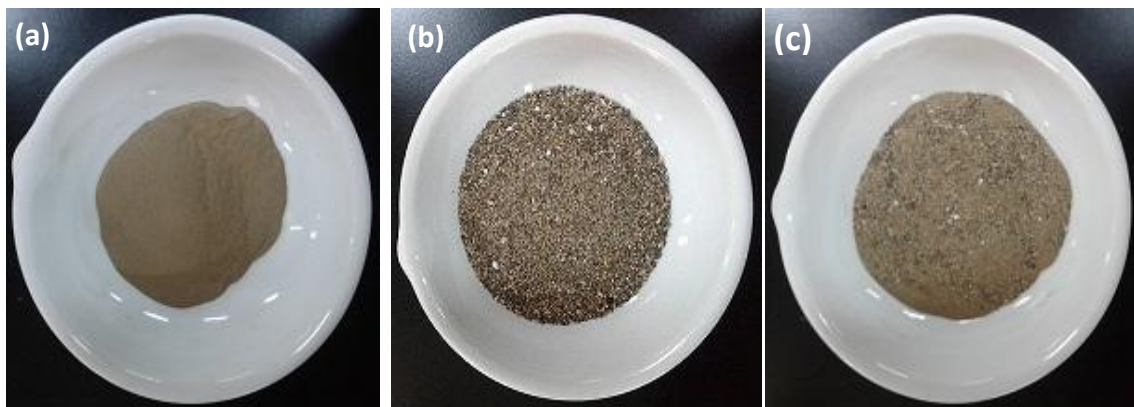


Figure III. 1: Matériaux utilisés dans cette étude, a) teneur en fine, b) sable propre, c) mélange sable-limon préparé à l'état sec

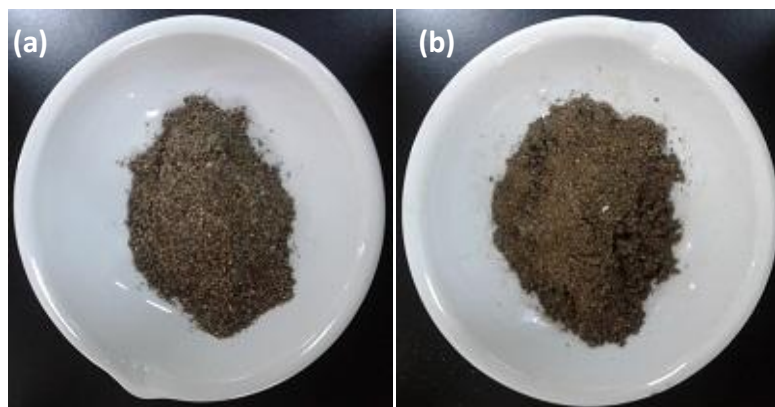


Figure III. 2: Echantillons préparés à l'état humide, a) sale propre, b) mélange sable-limon

III.3 Résultats des essais réalisés :

III.3.1 Effet de la teneur en fine

III.3.1.1 Essais sur des échantillons moyennement denses ($D_r=65\%$)

L'effet de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef à l'état moyennement dense ($D_r=65\%$) et dense ($D_r=80\%$) et a été étudié ont constituant cinq mélanges du sable-limon (0%, 10%, 20%, 30%, 40%) sous trois contraintes normales (100, 200, 400 kPa). Il est très clair à partir de la figure III.3 que les échantillons préparés avec une densité relative $D_r=80\%$ donnent des résistances plus grandes que ceux préparés avec une densité relative $D_r=65\%$.

Les figures III.3a, III.4a, III.5a, présentent l'influence de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement du sable, on observe que l'augmentation de la contrainte normale améliore la résistance au cisaillement, on remarque aussi que la résistance maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en fine ces résultats sont en bon accord avec les résultats publiés dans la littérature sur le sable de chlef, (Arab et al 2013, Belkhatir et al 2011, Belkhatir et al 2010, Arab et al 2009). Les trois échantillons avec 0, 10, 20% des fines présentent une augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'à 2.5mm et 3mm de déformation ensuite la résistance tend à diminuer et se stabilise à une déformation supérieure à 5mm. Alors que les échantillons avec 30% et 40% des fines présentent un petit pic de résistance pour des déformations supérieures à 4mm en raison de l'augmentation de la quantité des fines dans le sable.

Les figures III.3b, III.4b, III.5b, présentent la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, il est très clair l'augmentation de la contrainte normale augmente la phase de contractance et réduit la phase de dilatance, les courbes montrent que l'augmentation de la teneur en fine augmente la phase de contractance et réduit la phase de dilatance due au rôle des fines à l'amplification de la phase de contractance et les cinq échantillons présentent une contractance lors des petites déformations (0 à 2mm) suivies d'une dilatance pour des grandes déformations (2mm à 7.5mm).

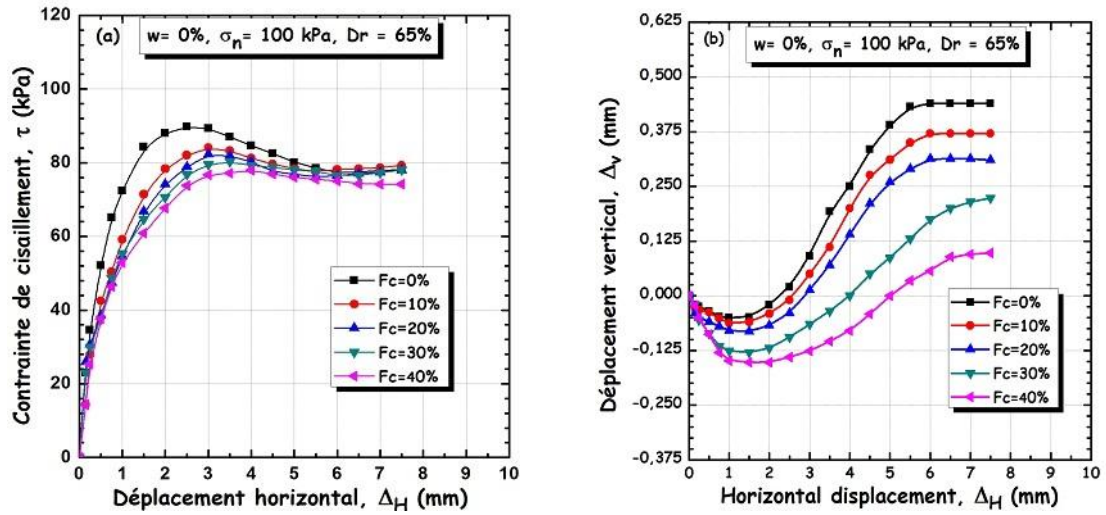


Figure III. 3: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

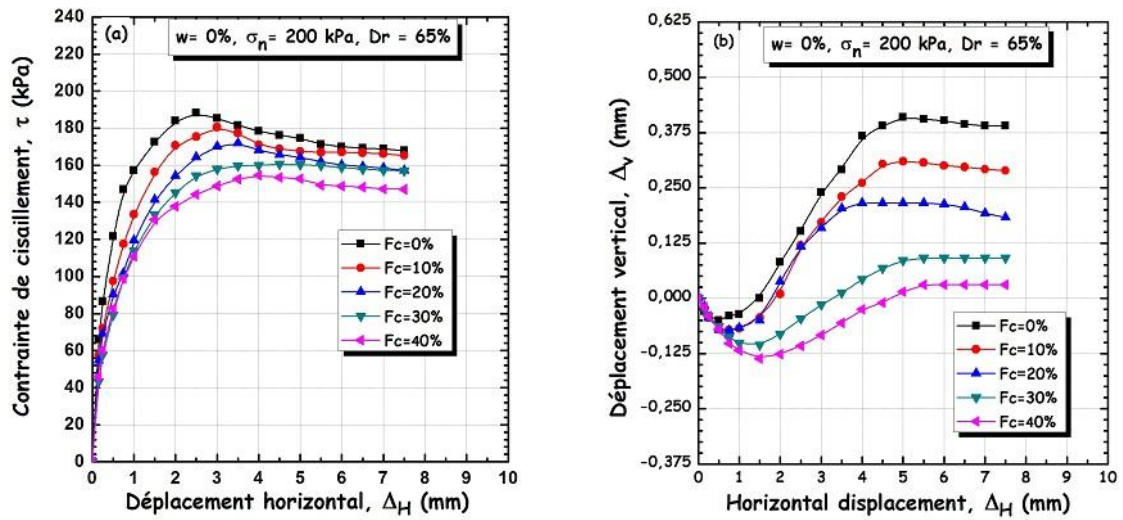


Figure III. 4: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

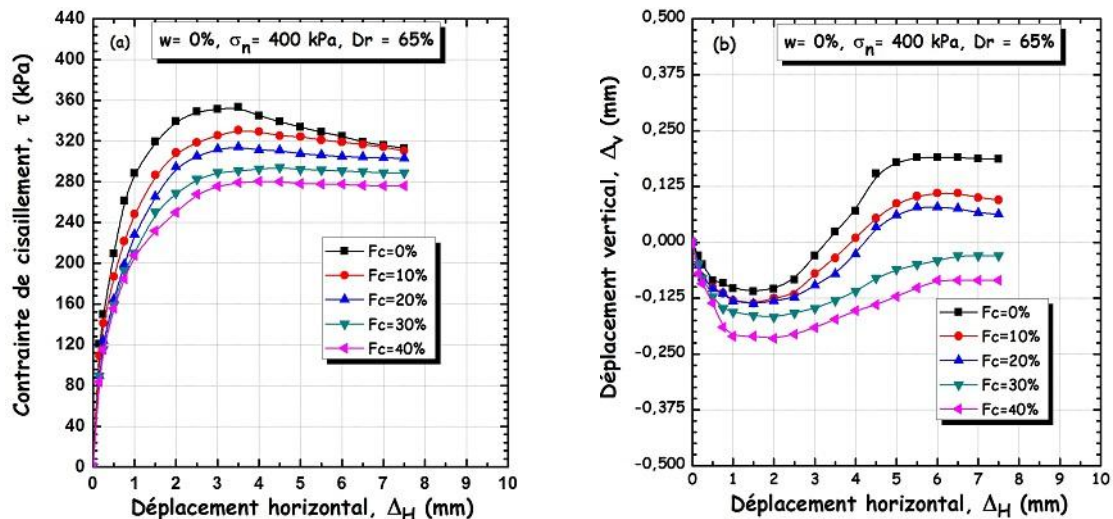


Figure III. 5: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $Dr=65\%$, $\sigma_n=400\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

III.3.1.2 Essais sur des échantillons denses ($Dr=80\%$)

Les figures III.6a, III.7a, III.8a, présentent l'influence de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement du sable pour $Dr=80\%$, il est très clair que les échantillons préparés à $Dr=80\%$ donnent des résistances plus grande que ceux préparés à $Dr=65\%$. Les résultats montrent que le pic de résistance apparaît rapidement pour les échantillons avec une densité relative $Dr=80\%$ due au rôle du compactage a l'amélioration de la résistance au cisaillement. Les trois échantillons avec 0, 10, 20% des fines présentent une augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'au 2 mm et 2.5mm de déformation ensuite la résistance tend à diminuer et se stabilise à une déformation inférieure a 5mm contrairement aux échantillons avec $Dr=65\%$. Alors que les échantillons avec 30 et 40% des fines présentent un petit pic de résistance pour des déformations supérieures à 3.5mm en raison de l'augmentation de la quantité des fines dans le sable.

Les figures III.6b, III.7b, III.8b, présentent la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour $Dr=80\%$, il est très clair que l'augmentation de la densité diminue la phase de contractance et augmente la phase de dilatance ce qui est favorable au sol.

L'augmentation de la contrainte normale augmente la phase de contractance et réduit la phase de dilatance. Les courbes montrent que l'augmentation de la teneur en fine augmente la phase de contractance et réduit la phase de dilatance due au rôle des fines a l'amplification de la phase de contractance et les cinq échantillons présentent une contractance lors des petites

déformations (0 à 1mm) suivies d'une dilatance pour des grandes déformations (1mm à 7.5mm).

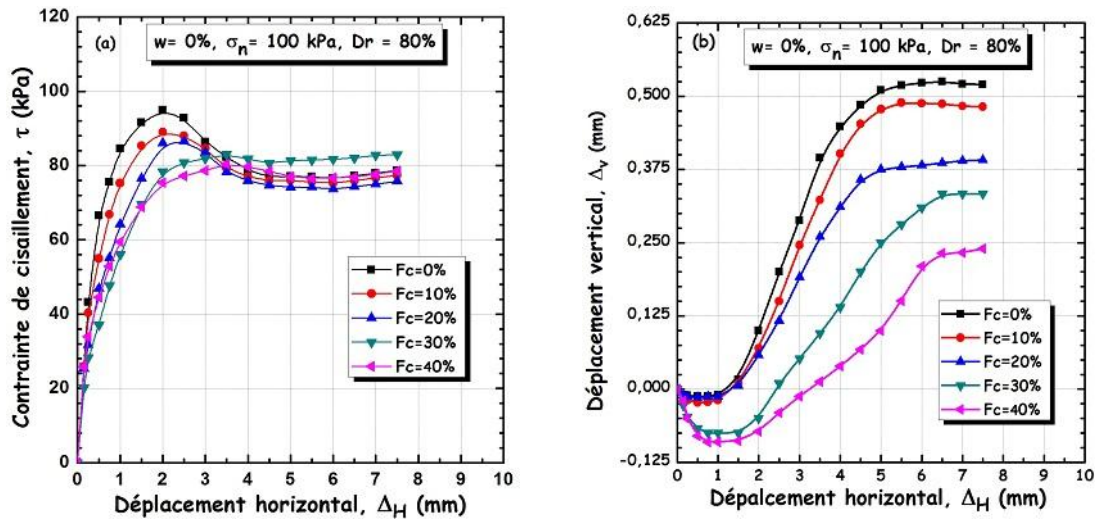


Figure III. 6: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

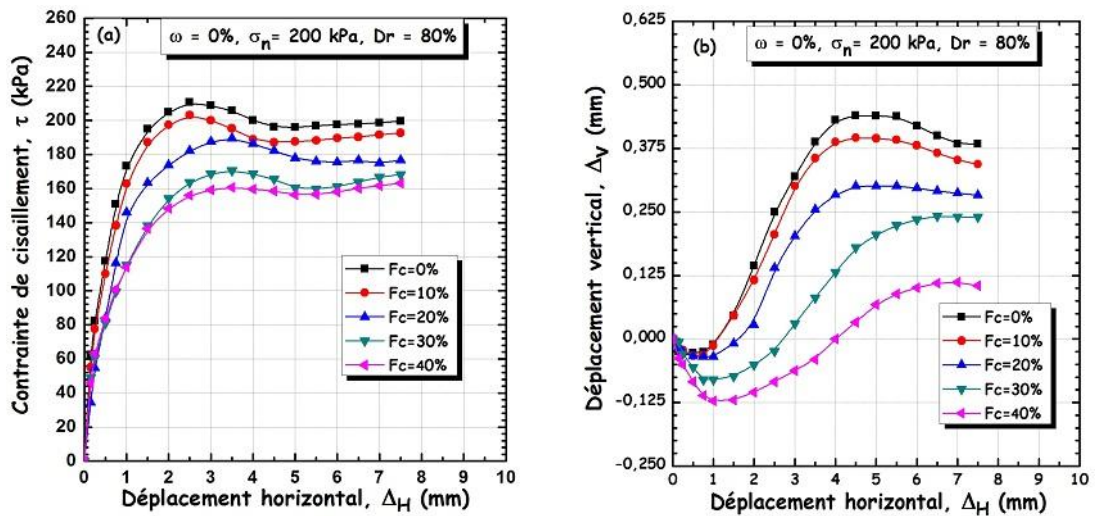


Figure III. 7: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

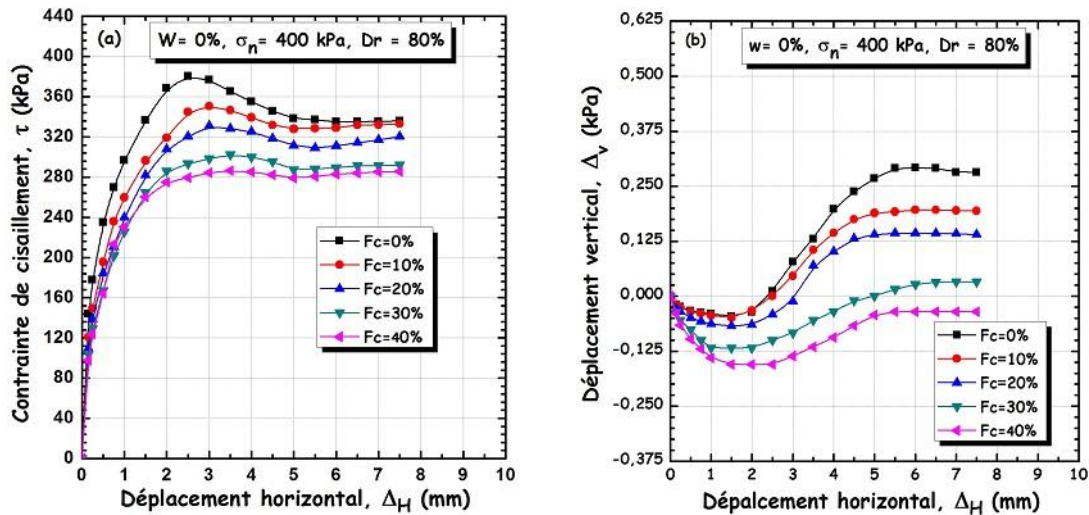


Figure III. 8: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=400\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

III.3.1.3 Les paramètres de la résistance au cisaillement

a) Les courbes intrinsèques

Les figures III.9a et III.9b présentent les courbes intrinsèques de Mohr-coulomb, ces courbes ont une équation de type ($\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$), à partir de ces courbes on peut obtenir les caractéristiques mécaniques c et ϕ . il est observé pour le sable moyennement dense ($D_r=65\%$) et le sable dense ($D_r=80\%$) que la pente du sable propre à la plus grande valeur 0.89 et 0.97 et cette pente diminue avec l'augmentation de la teneur en fine. Une autre observation a été observée dans cette étude on voit d'après les courbes intrinsèques de Mohr coulomb que les résistances à une contrainte normale de 100 kPa s'approchent l'une par rapport à l'autres, l'écart entre les résistances augmente avec l'augmentation de la contrainte normale c'est-à-dire l'influence de la fraction des fines deviennent plus prononcées à des grandes contraintes normales.

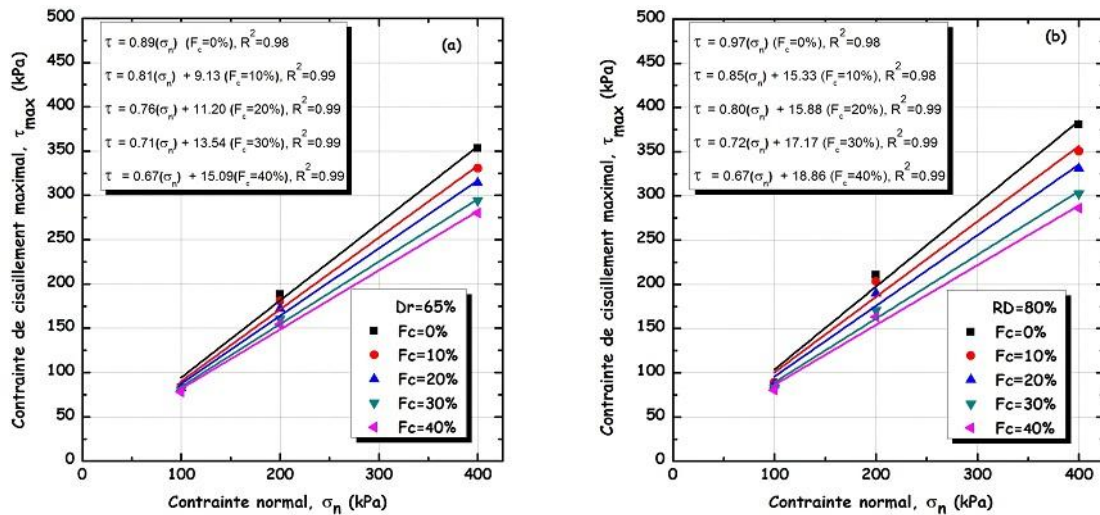


Figure III. 9: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable de chlef, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$

b) les caractéristiques mécaniques c et ϕ

Les figure III.10a et III.10b présentent l'évolution des paramètres mécaniques du sable en fonction de la teneur en fines, Il est observé que le remplacement du sable par 10, 20, 30 et 40% de limon entraîne une augmentation de la cohésion de (0 à 15.09) pour l'échantillon moyennement dense et de (0 à 18.86 kPa) pour l'échantillon dense, et l'angle de frottement diminué de (41.67° à 33.82°) pour l'échantillon moyennement dense et de (44.13° to 34.05°) pour l'échantillon dense, les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement sont montrés dans le tableau 2 et 3. Nos résultats sont en bon accord avec les résultats trouver par Flitti et al (2017) ou la cohésion du sable propre de Chlef augmente avec l'augmentation de la teneur en fine et l'angle de frottement diminue. La diminution de l'angle de frottement est due à la diminution de la résistance au cisaillement (Arab et al 2009).

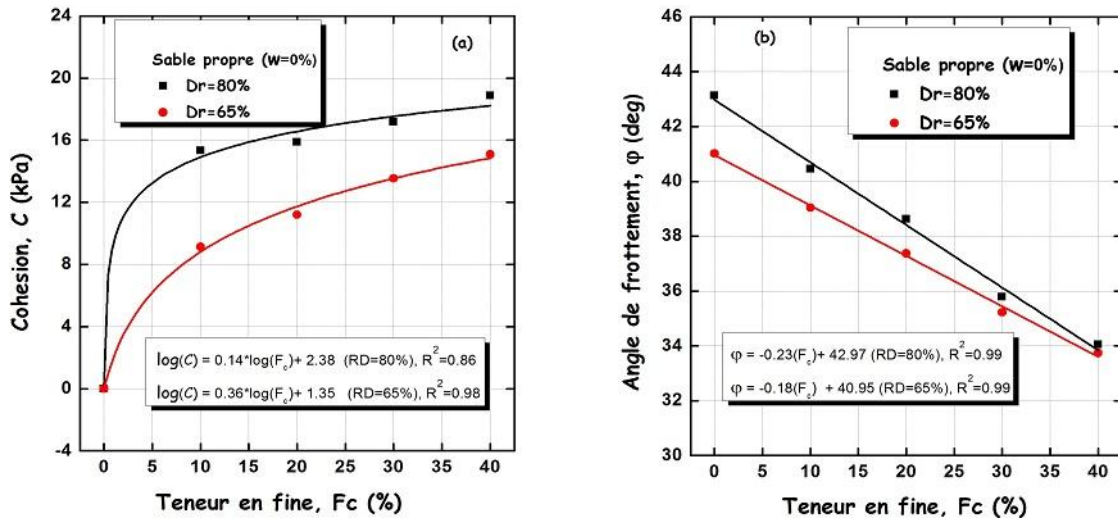


Figure III. 10: Effet de la teneur en fine sur les caractéristiques mécanique du sable de Chlef, (a) cohésion en fonction de la teneur en fine, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en fine

Tableau III. 1 : valeur de la cohésion et l'angle de frottement, Dr=65% et Dr=80%

Matériau	Dr (%)	F _c (%)	Cohesion (kPa)	Angle de frottement (°)
Sable-limon	65	0	0	41.67
		10	9.13	39.01
		20	11.2	37.23
		30	13.54	35.37
		40	15.09	33.82
	80	0	0	44.13
		10	15.33	40.36
		20	15.88	38.66
		30	17.17	35.75
		40	18.86	34.05

III.3.2 Effet de la teneur en eau

III.3.2.1 Essais sur des échantillons moyennement denses (Dr=65%)

La figure III.11a présente la variation de la résistance de cisaillement en fonction du déplacement horizontal sous une contrainte de cisaillement de 200 kPa a une densité Dr=65%, il est très clair que la résistance au cisaillement maximal diminué avec l'augmentation de la teneur en eau de w=0 à w=3%. Pour l'échantillon avec une teneur en eau de w=0 et w=1% la résistance augmente jusqu'à une valeur située entre 2.5mm et 3 mm de déformation, ensuite

cette résistance tend à diminuer jusqu'à une valeur minimale. Pour les échantillons avec 2 et 3 % de teneur en eau le sable dense se comporte comme un sable lâche sec pour les échantillons avec $D_r=65\%$.

La figure III.11b, présente la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, les courbes montrent que l'augmentation de la teneur en eau influe d'une manière très claire sur le comportement volumique, les échantillons avec 0 et 1% de teneur en eau présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance tandis que les échantillons avec $w=2$ et $w=3\%$ teneur en eau présente que la phase de contractance en raison de l'augmentation de la quantité d'eau dans le sol étudié.

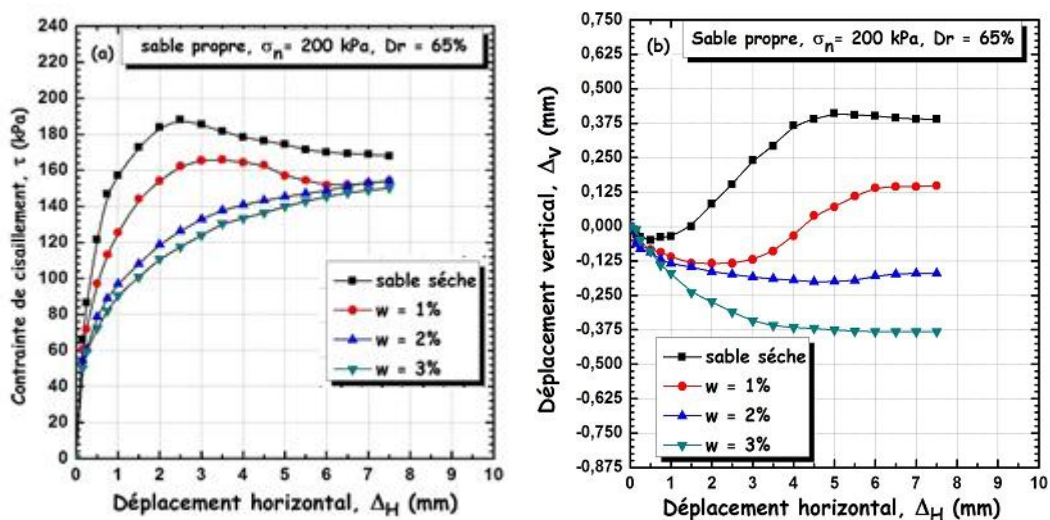


Figure III. 11: Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$
 a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

III.3.2.2 Essais sur des échantillons denses ($D_r=80\%$)

La figure III.12a présente la variation de la résistance de cisaillement en fonction du déplacement horizontal sous une contrainte de cisaillement de 200 kPa a une densité $D_r=80\%$, on remarque que les échantillons avec $D_r=80\%$ présente des résistances plus grandes par rapport aux échantillons a $D_r=65\%$. On observe qu'il y a une différence au niveau de l'échantillon avec $w=2\%$, la résistance présente un pic de résistance ce qui n'est pas le cas pour les échantillons moyennement denses. Pour l'échantillon avec une teneur en eau de 0, 1 et 2% la résistance augmente jusqu'à une valeur située entre 2.5mm et 3.5 mm de déformation, ensuite cette résistance tend à diminuer jusqu'à une valeur minimale. Pour l'échantillon avec 3% de teneur en eau le sable dense se comporte comme un sable lâche.

Donc même à un compactage élevé la teneur en eau à 3% influe sur le comportement du sable de Chlef.

La figure III.12b, présente la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, on remarque que pour le comportement volumique que les deux densités présentent presque les mêmes comportements sauf que les échantillons à $D_r=80\%$ présentent une diminution de la phase de contractance et une augmentation de la phase de dilatance. Cette similarité est due à la convergence entre les deux densités 65% et 80%.

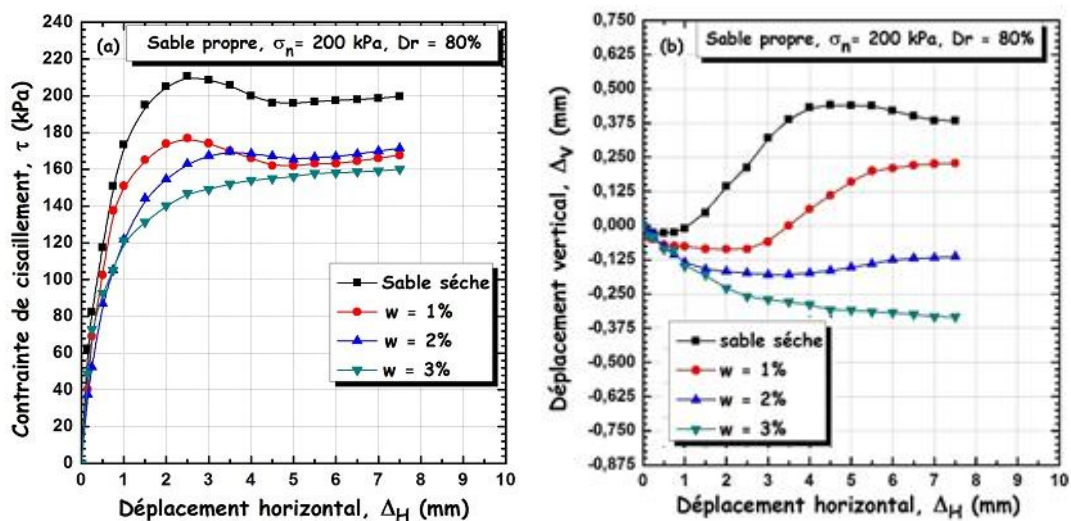


Figure III. 12: Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de Chlef, $D_r=80\%$, $\sigma_n=200\text{kPa}$
a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

III.3.2.3 Les paramètres de la résistance au cisaillement

a) Les courbes intrinsèques

Les figures III.13a et III.13b présentent les courbes intrinsèques de Mohr-coulomb, ces courbes ont une équation de type ($\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$), à partir de ces courbes on peut obtenir les caractéristiques mécaniques c et ϕ . il est observé que la pente du sable sec est très importante et cette valeur de pente diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. On observe aussi que l'augmentation de la contrainte normale augmente l'écart entre les résistances c'est-à-dire l'influence de la teneur en eau devienne plus prononcée pour les contraintes normales élevées.

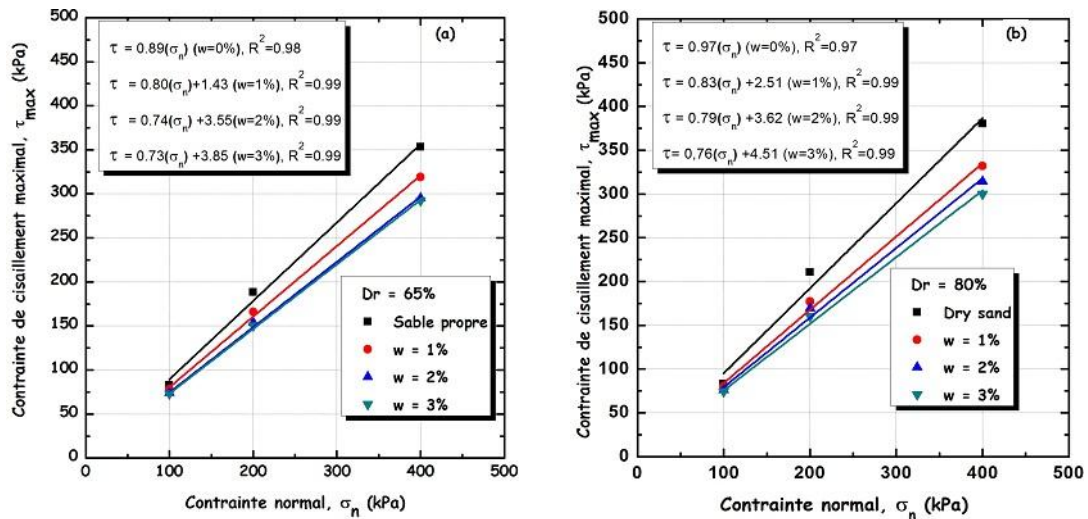


Figure III. 13: Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$

b) Les caractéristiques mécaniques c et ϕ

La figure III.14a et III.14b montrent que la cohésion augmente d'une façon logarithmique de (0 à 3.85) et l'angle de frottement diminue d'une manière linéaire de (41.67° à 36.13°) pour l'échantillon moyennement dense avec une densité de 65%, pour une densité de 80% la cohésion augmente d'une façon logarithmique de (0 à 4.51) et l'angle de frottement diminue d'une manière linéaire de (44.13° to 37.23°), les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement sont montrés dans le tableau III.2. L'augmentation de la cohésion est due au phénomène de capillarité la quantité d'eau qui se trouve dans le sable propre permet une attraction entre les grains en parle de la cohésion capillaire, et l'angle de frottement diminue pour les deux cas de densité due à la diminution de la résistance.

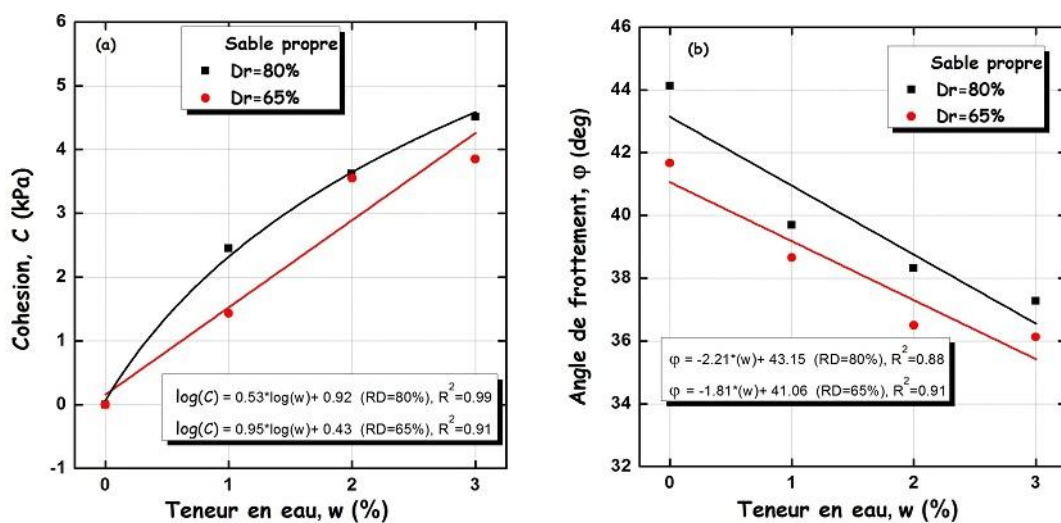


Figure III. 14: Effet de la teneur en eau sur les caractéristiques mécanique du sable de Chlef, (a) cohésion en fonction de la teneur en eau, (b) angle de frottement en fonction de la teneur en eau.

Tableau III. 2 : valeur de la cohésion et l'angle de frottement, $D_r=65\%$ et $D_r=80\%$

Matériau	D_r (%)	ω (%)	Cohesion (kPa)	Angle de frottement (°)
Sable propre	65	0	7.34	41.67
		1	6.65	38.66
		2	5.95	36.50
		3	3.73	36.13
	80	0	10.07	44.13
		1	9.32	39.69
		2	6.72	38.31
		3	4.06	37.23

III.3.3 Comportement des fines à l'état humide avec $\omega=3\%$:

III.3.3.1 Résultats et discussions :

Les figures III.15a, III.15b, III.17a et III.17b présentent la différence entre l'effet de la fraction des fines sur la résistance au cisaillement à l'état humide et à l'état sec, on observe que le comportement à l'état humide est similaire au comportement des sables lâches secs, la résistance au cisaillement des fractions des fines de 0 à 40% à l'état sec est plus grande que les échantillons préparés à l'état humide $w=3\%$, cette différence de résistance en raison de l'augmentation de la quantité d'eau dans le sol étudié, donc en plus de l'effet négatif des fractions des fines dans le sable sec, la teneur en eau de préparation diminue les résistances des mélanges sable-limon. Les figures illustrent que l'augmentation de la densité de 65% à 80% augmente d'une façon très claire la résistance au cisaillement.

L'effet d'ajout 3% de teneur en eau pour des fractions des fines varie entre 0% et 40% sur le comportement volumique est présenté dans les figures III.16a, III.16b, III.18a et III.18b, on remarque que les mélanges sable-limon préparés à l'état sec présentent des petites phases de contractance suivies d'une phase de dilatance, alors que les mêmes échantillons préparés à 3% de teneur en eau pour des fractions des fines 30% et 40% présentent que la phase de contractance en raison de l'augmentation de la quantité d'eau dans les mélanges.

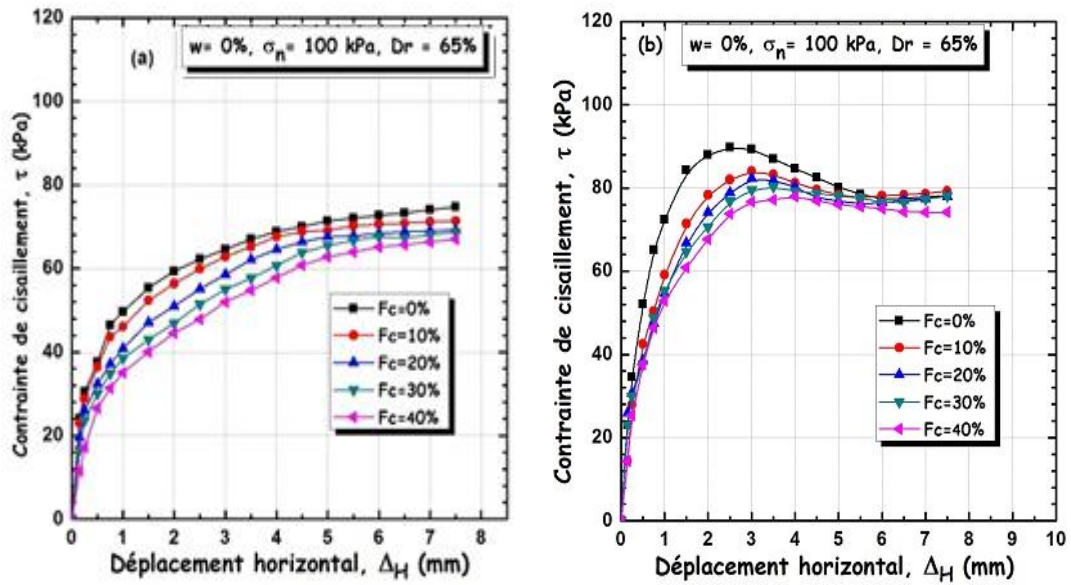


Figure III. 15: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100$ kPa a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$.

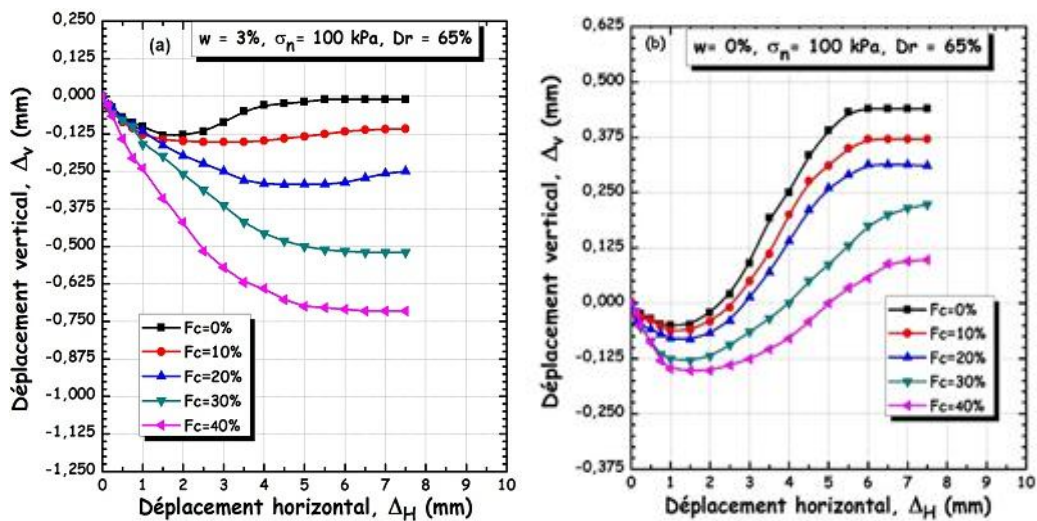


Figure III. 16: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100$ kPa a) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$.

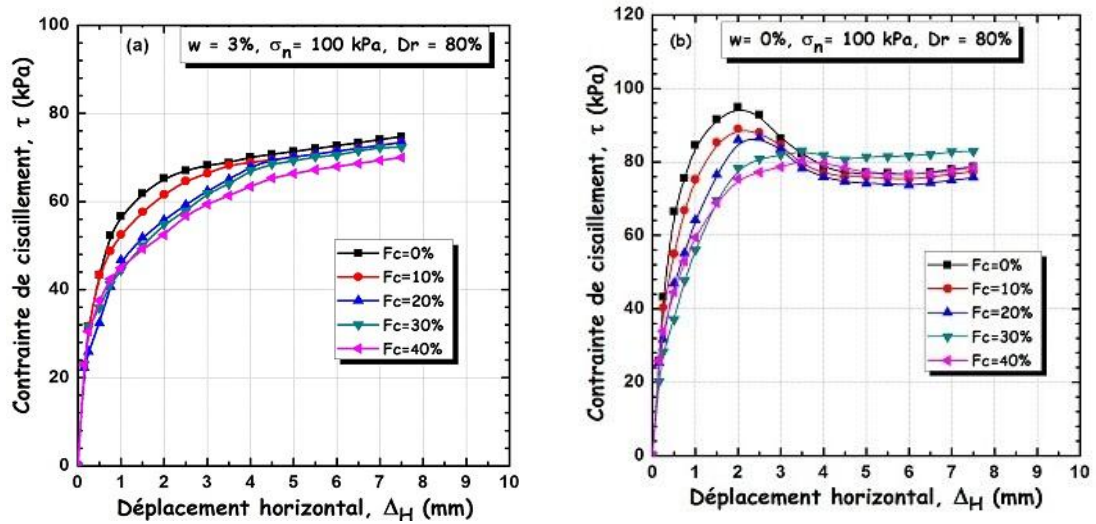


Figure III. 17: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$.

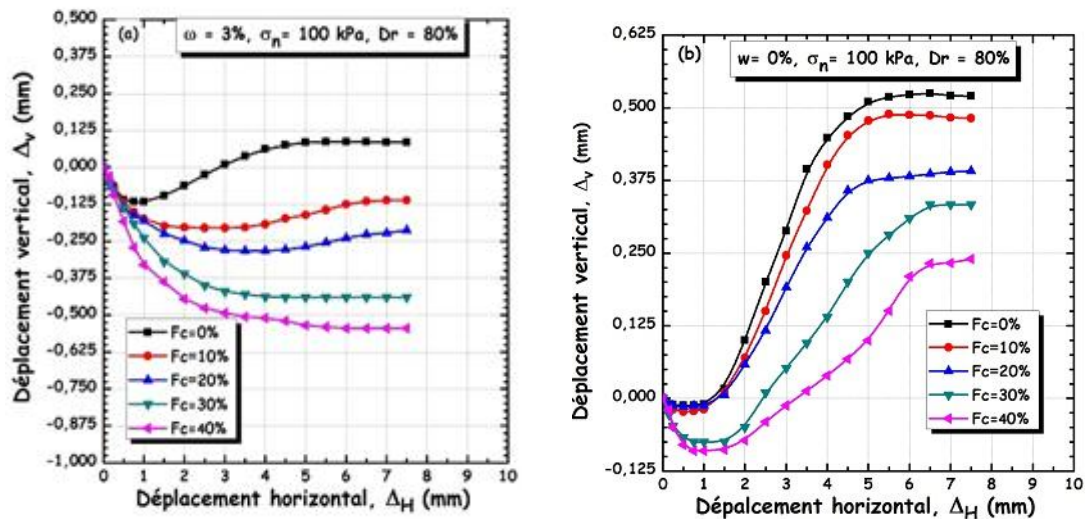


Figure III. 18: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique du sable, $D_r=80\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$ a) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=3\%$, b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal $\omega=0\%$.

Les figures III.19a et III.19b présentent les courbes intrinsèques de Mohr Coulomb en remarque que l'augmentation de la teneur en eau dans les mélanges sable-limon diminue les caractéristiques mécaniques c et ϕ donc contrairement au sable propre la cohésion diminue avec l'ajout de 3% de teneur en eau pour les mélanges sable limon et l'angle de frottement diminue à cause de la diminution de la résistance.

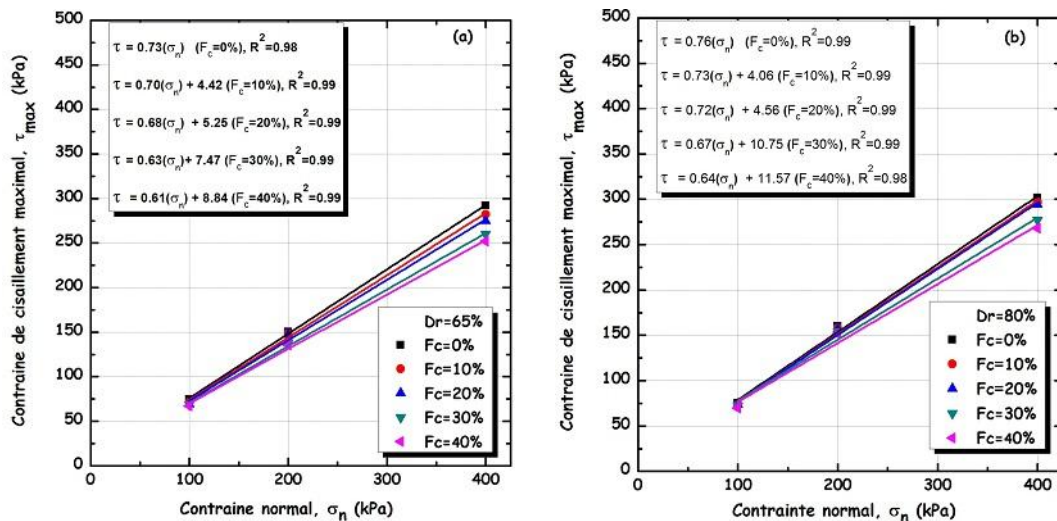


Figure III. 19: Effet de la fraction des fines sur le comportement mécanique du sable de chlef, $\omega=3\%$, courbe intrinsèque de l'équation : $\tau = \sigma. \text{tg}\phi + c$

Conclusion :

On a présenté dans ce chapitre l'effet de la teneur en eau (degré de saturation), la teneur en fine, la densité et la contrainte normale sur la résistance au cisaillement, le changement de volume et les paramètres mécanique c et ϕ du sable de Chlef. On se basant sur les résultats des données expérimentales les conclusions suivantes ont été obtenues :

- 1- l'augmentation de la teneur en fine, induit une réduction de la résistance au cisaillement maximal et de la dilatance du sable de Chlef et augmente la phase de contractance. L'angle de frottement diminue de $(41.67^\circ \text{ à } 33.82^\circ)$ pour l'échantillon moyennement dense et de $(44.13^\circ \text{ à } 34.05^\circ)$ pour l'échantillon dense alors que la cohésion augmente de $(0 \text{ à } 15.09 \text{ kPa})$ pour l'échantillon moyennement dense et de $(0 \text{ à } 18.86 \text{ kPa})$ pour l'échantillon dense.
- 2- La teneur en eau influe d'une manière très sensible sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef, l'augmentation de la teneur en eau réduite d'une manière très claire la résistance et l'angle de frottement du sable de Chlef, alors que la cohésion augmente (cohésion capillaire), pour $Dr=65\%$, l'angle de frottement a été réduit de 41.67 à 36.13° et la cohésion augmente de 0 à 3.85 alors pour $Dr=80\%$ l'angle de frottement a été diminuer de 44.13 à 37.23 et la cohésion augmente de 0 à 4.51 .
- 3- Il est très clair que l'effet de la combinaison teneur en fine-teneur en eau influe d'une manière négative sur le comportement mécanique des mélanges étudié et sur les caractéristiques mécaniques c et ϕ , d'après les résultats trouver, la fraction des fines devient plus prononcée à des grandes contraintes normales est à l'état sec $w=0\%$.

- 4- la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la densité et de la contrainte normale, et les paramètres mécaniques c et φ sont améliorés avec une augmentation de la densité de 65% à 80%. L'influence de la fraction des fines et de la teneur eau devient plus prononcée à des grandes contraintes normales. Donc la teneur en eau a le même effet que le degré de saturation qui influe d'une manière négative sur le comportement du sable de Chlef.

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Chapitre IV : Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Problématique

Dans ce chapitre présente une étude de compressibilité des sols granulaires quasi saturés avec un pourcentage croissant des fines non plastiques (limon) et a plusieurs états initiaux, on s'intéresse aux paramètres hypoplasiques de Gudehus (1996) pour déterminer la teneur en fine de transition pour comprendre si le sable domine le comportement ou bien le limon.

Introduction

Le tassement est l'un des phénomènes clés dans la conception des fondations peu profondes (semelle). La conception conventionnelle des semelles est réalisée en suivant les principes de la mécanique des sols saturés. Cependant, les sols proches de la surface du terrain sont généralement dans un état partiellement saturé et non saturé, car la nappe phréatique est située à un niveau profond. Donc il est important d'étudier l'effet de quelques paramètres sur le comportement à la compression des sols quasi saturés.

Il est difficile de dire que l'influence des conditions initiales, teneur en eau, la densité relative et la fraction des fines sur le comportement de consolidation des sols granulaires sont systématiquement prises en compte dans la littérature, ce chapitre présente l'effet de la teneur en eau, la densité relative et la fraction des fines sur le comportement de compressibilité du sable de Chlef quasi saturé.

IV.1 Synthèse des travaux réalisés dans la littérature :

Plusieurs études ont été réalisées pour évaluer la résistance à la liquéfaction du sable de Chlef on cite les travaux de (Arab et al 2009, Belkhatir et al 2010, Della et al 2010), dans cette étude nous allons opter à étudier le comportement de compression du sable de Chlef on utilise l'appareil œdométrique.

les sables dans la nature sont trouvés avec de l'argile, limon, gravier...etc., la plupart des travaux publiés dans la littérature ont largement étudié l'influence de la fraction des fines sur le comportement mécanique (résistance au cisaillement, résistance à la liquéfaction, la pression interstitielle, le changement de volume, les paramètres mécaniques c et ϕ) des sables saturés, non saturés et partiellement saturés, on cite les travaux de (Chang et al 1982, Zlatovic

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

et Ishihara 1995, Lade et Yamamuro 1997, Amini et Qi 2000, Thevanayagam et Martin 2002, Arab et al 2013, Belkhatir et al 2011, Arab et al 2015).

Cependant l'influence de la fraction des fines sur le comportement de compression à l'appareil œdométrique est limitée. La majorité des études ont étudié l'ajout de l'argile au sable sur le comportement de compression ont utilisant l'appareil œdométrique, on cite les travaux de (Monkul et al 2007), ont effectué des essais oedométriques sur des mélanges de kaolinite et de sable basé sur le principe de l'indice des vides intergranulaire, leurs résultats indiquent que les conditions initiales telles que le pourcentage des fines et les conditions de contrainte influencent évidemment les caractéristiques de compression, les essais ont montré que, jusqu'à une fraction de fines, appelée teneur en fines de transition (FC_t) (c'est-à-dire $e_s = e_{max}$), le comportement en compression des mélanges est principalement contrôlé par les grains de sable. Lorsque le pourcentage des fines dépasse FC_t , la kaolinite contrôle la compression. (Cabalar et R.A. hasan 2013) ont utilisé le concept de l'indice des vides intergranulaires et la teneur en fines de transition (FC_t) pour démontrer la nature de l'interaction entre des particules plus grossières (sable) et plus fines (argile), ils ont utilisé deux fluides différents l'eau et l'huile et des formes des sables différentes, ils ont montré que le fluide interstitiel à viscosité plus élevée dans un échantillon peut entraîner une compressibilité plus faible et que les valeurs de ronde (R) et de sphéricité (S) du sable présente des valeurs de FC_t et de C_c plus élevées, et les taille des grains plus fins présents des indices de compressibilités granulaires C_{c-s} plus élevés. (Akayuli et al 2013) ont montré qu'il ya une forte corrélation entre la teneur en argile et les paramètres de résistance et de compressibilité, la compressibilité augmente également avec la teneur en argile, et un pourcentage différent d'argile dans un site doit être analysé pour s'assurer que les conceptions appropriées son faite pour tenir compte des tassements différentiels en raison de la teneur en argile variable. (Yin 1999) à trouver des résultats similaires à ceux pour d'autres sols publiés dans la littérature, ils ont démontré qu'il existe des corrélations entre les paramètres de consolidation C_c , C_r , et C_α , C_v (indice de compressibilité, indice de gonflement, coefficient de consolidation secondaire et coefficient de consolidation) avec I_p (ou C_v avec W_L).

(Lupogo 2012) a étudié le comportement de compressibilité d'un sable limoneux avec plusieurs types d'argile, il a conclu que le comportement à la compression n'est pas influencé par le type des fines plastiques et non plastiques est la composition minéralogie des particules donne des comportements à la compression différents. (Thevanayagam and mohan 2000)

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

ont étudié le comportement à la consolidation d'un sable avec des fines plastiques, ils ont montré que la teneur en fine de transition est située entre 20 et 30%, leurs résultats ont montrés aussi que pour une teneur en fines $\leq 10\%$ le sable domine la compressibilité du mélange alors que pour une fraction des fines $\geq 40\%$ les fines dominant la compressibilité de mélange.

Les recherches publiées dans la littérature ont indiqué que l'indice des vides inters granulaires est le paramètre idéal pour évaluer le comportement d'un sol composé de deux matrices comme notre cas (sable-limon). Plusieurs études ont été évaluées l'indice des vides intergranulaires, parmi ces études on cite les travaux de (Kuerbis et al 1988) ont utilisé le rapport des vides inter-granulaires pour étudier la résistance au cisaillement non drainé, Ils ont proposés l'équation suivante :

$$e_s = \frac{V_T \cdot G_s \cdot \rho_w - (M - M_{silt})}{(M - M_{silt})} \quad (IV.1)$$

(Thevanayagam et al 1998, 2002) qui a proposé une équation pour le calcul de l'indice des vides inter-granulaires :

$$e_s = \frac{e + F_c / 100}{1 - F_c / 100} \quad (IV.2)$$

$$e_s = \frac{e + (1-b)F_c / 100}{1 - (1-b)F_c / 100} \quad (IV.3)$$

Où e_s et l'indice des vides inter-granulaires et F_c la fraction des fines et e le rapport des vides et b la quantité des fines active.

Notre objectif est d'étudier l'influence de la teneur en fine (F_c), la densité relative (D_r) et des méthodes de préparation sur le comportement de compressibilité, et de déterminer la teneur en fine de transition (F_{th}) pour les différents modes de préparation du sable de Chlef sur la base du concept de l'indice des vides intergranulaires (quand $e_s = e_{\max-c}$) correspondant à Monkul et ozden (2007). Mais Gudehus (1996) indique que le rapport de vide maximal dépend du niveau de contrainte oedométrique en se basant sur les paramètres du modèle hypoplastique, donc e_{\max} n'est pas constant eq.4.

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

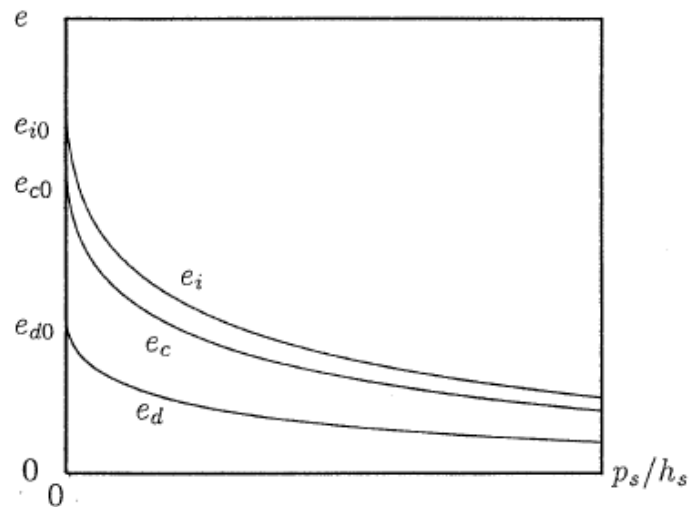


Figure IV. 1: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression Gudehus (1996)

$$e_i = e_{i0} \exp\left[-\left(\frac{3p_s}{h_s}\right)^n\right]$$

(IV.4)

e_i : L'indice des vides maximal qui dépend du niveau de contrainte

e_{i0} : L'indice des vides maximal initial

h_s : Dureté des grains

n : Coefficient qui dépend de l'indice des vides et de la pression appliqué

p_s : Pression moyenne

IV.2 Préparation des échantillons :

Les essais ont été réalisés sur le sable de Chlef et le limon de Chlef, la gravité spécifique et de $G_s=2.65$ pour le sable propre et de $G_s=2.68$ pour le limon de Chlef, les indice des vides maximum et minimum ont été déterminés on suivant les normes (ASTM D 4253, ASTM D 4254).

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés



Figure IV. 2: Les échantillons après un essai oedométrique

Les essais ont été effectués dans des appareils de 70 cm de diamètre et 2 cm de hauteur, les essais ont été réalisés en suivant la norme (ASTM D 2435/ D 2435M) les charges sont appliquées par palier maintenue constante, la charge est doublée chaque 24 h. 20 essais œdométriques ont été réalisés, les échantillons ont été préparés à deux densités relatives $D_r=65\%$ et $D_r=80\%$ et deux teneurs en eau initiales $\omega=0\%$ et $\omega=3\%$, la procédure de préparations était la même pour toutes les échantillons, pour les échantillons avec $\omega=0\%$ initial le temps pour mélanger le sable avec du limon, et moins par rapport au temps de mélange pour les échantillons avec $\omega=3\%$ initial, en raison de la présence d'eau (donc ça prend du temps pour obtenir un échantillon homogène), ensuite mettant le mélange dans le moule œdométrique, lorsque le moule est rempli on applique un nombre de coups constant jusqu'à atteindre la densité voulue, puis le bouchon supérieur est placé et on le remplit d'eau pour rendre notre échantillon saturé. On laisse l'échantillon saturé pendant 24 h et après on commence le palier de chargement.

IV.3 Résultats des essais réalisés :

IV.3.1 Effet de la fraction des fines sur les indices des vides:

a) Indice des vides global

Les figures IV.3a et IV.3b, présentent la variation de l'indice des vides en fonction de la pression œdométrique, les résultats obtenus montrent qu'il y a une relation exponentielle entre l'indice des vides et la pression œdométrique, les échantillons préparés à $D_r=65\%$ donnent des indices des vides plus grands que les échantillons préparés à $D_r=80\%$ en raison de la différence de compactage entre les deux échantillons (les échantillons préparés à 65% de densité relative ont des vides importants que ceux préparés à 80% de densité relative). On

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

observe d'après nos résultats que l'indice des vides diminue jusqu'à 30% de la fraction des fines puis augment à nouveau à 40% des fines. Il est clair d'après ces figures que l'indice des vides global ne peut être utilisé pour décrire le comportement de compression, (Belkhatir et al 2010) ont indiqué que l'indice des vides global ne peut pas représenter la quantité de contact des particules dans les sables limoneux, lorsqu'un sol granulaire contient des fines, l'indice des vides global du sol, ne peut plus être utilisé pour décrire le comportement du sol. En effet, jusqu'à une certaine teneur en fines, F_C (rapport entre le poids de limon et le poids total du mélange sable-limon), les fines n'occupent que les espaces vides et n'affectent pas significativement le comportement mécanique du mélange sable-limon. Pour cette raison, l'utilisation du rapport des vides intergranulaires a été suggérée. L'expression suivante est suggérée pour évaluer l'indice des vides (e) qui est fonction de la pression œdométrique σ' :

$$e = a.\exp(-b.\sigma') + c \quad (IV.4)$$

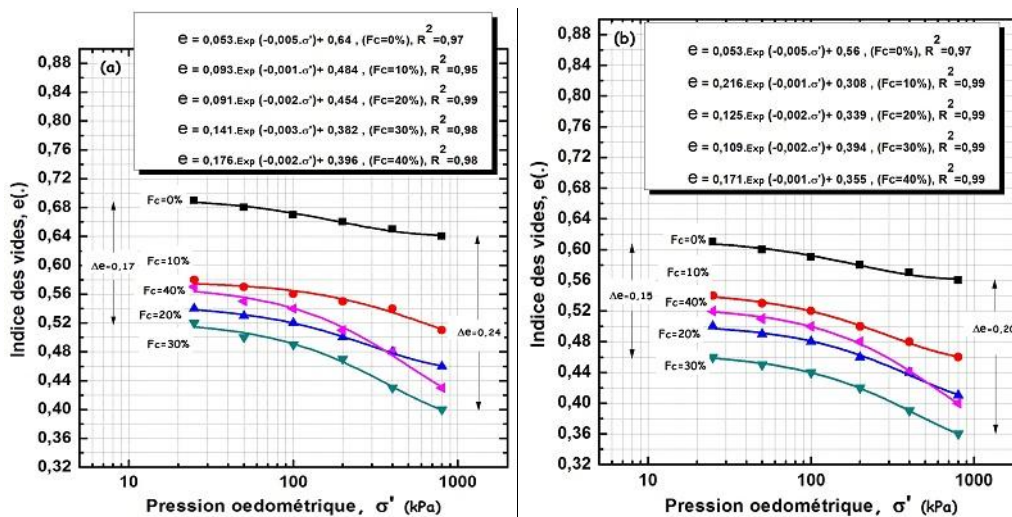


Figure IV. 3: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression œdométrique avec une teneur en eau initial $\omega=0\%$. a) $Dr=65\%$. b) $Dr=80\%$

b) indice des vides intergranulaires :

(Belkhatir et al 2010) ont indiqué que le concept de l'indice des vides intergranulaires suppose que la teneur en fine ne participe pas activement au maintien des forces internes, si la teneur en fines augmente de manière significative le comportement du sol est gouverné par les contacts des fines, et les gros grains (le sable dans cette étude) flottent dans les fines (figure IV.4).

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

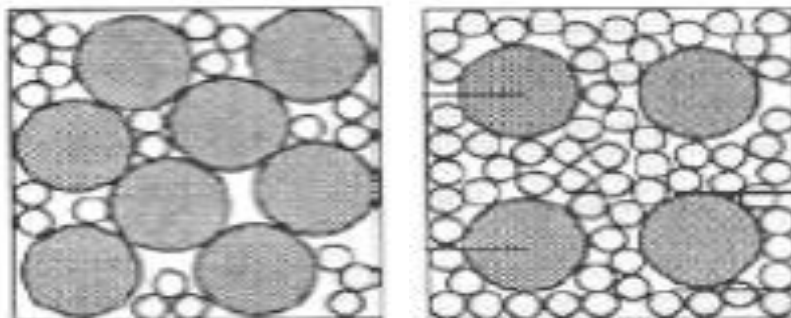


Figure IV. 4: Diagramme schématique représentant les mélanges sable–limon : (a) Les gros grains sont en contacts les uns contre les autres, (b) les gros grains nagent dans la matrice des fines. (Belkhatir et al 2010)

Les figures IV.5a, IV.5b, IV.6a et IV.6b illustrent la variation de l'indice des vides inters granulaire en fonction de la pression œdométrique, l'indice des vides inters granulaire a été calculé on se basant sur l'équation de (Monkul et Onal 2006)

$$e_s = \frac{e + G.F_c / G_f . 100}{G / G_s . (1 - F_c / 100)} \quad (\text{IV.5})$$

G_s et G_f dans l'équation ci-dessus sont les densités des matrices de sable et des grains plus fins formant le sol, respectivement. G est la gravité spécifique du sol lui-même. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de la densité de 65% à 80% et de la pression œdométrique diminue l'indice des vides inters granulaires. Les résultats montrent aussi que l'augmentation de la fraction des fines de 0 à 40% augmente l'indice des vides intergranulaire. L'expression suivante est suggérée pour évaluer l'indice des vides intergranulaires e_s qui est fonction de la pression œdométrique σ' :

$$e_s = a . \exp(-b . \sigma') + c \quad (\text{IV.6})$$

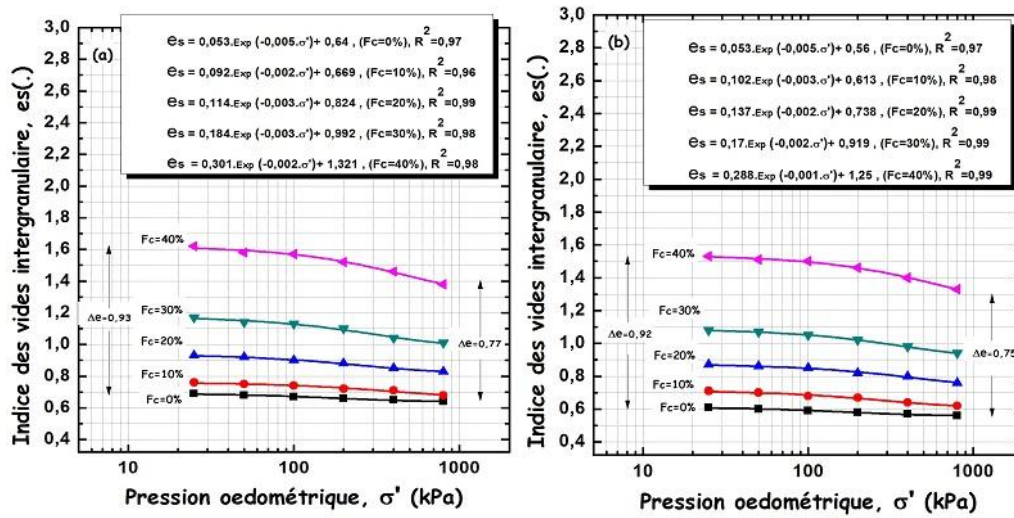


Figure IV. 5: Variation de l'indice des vides intergranulaires en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$. a) $Dr=65\%$. b) $Dr=80\%$

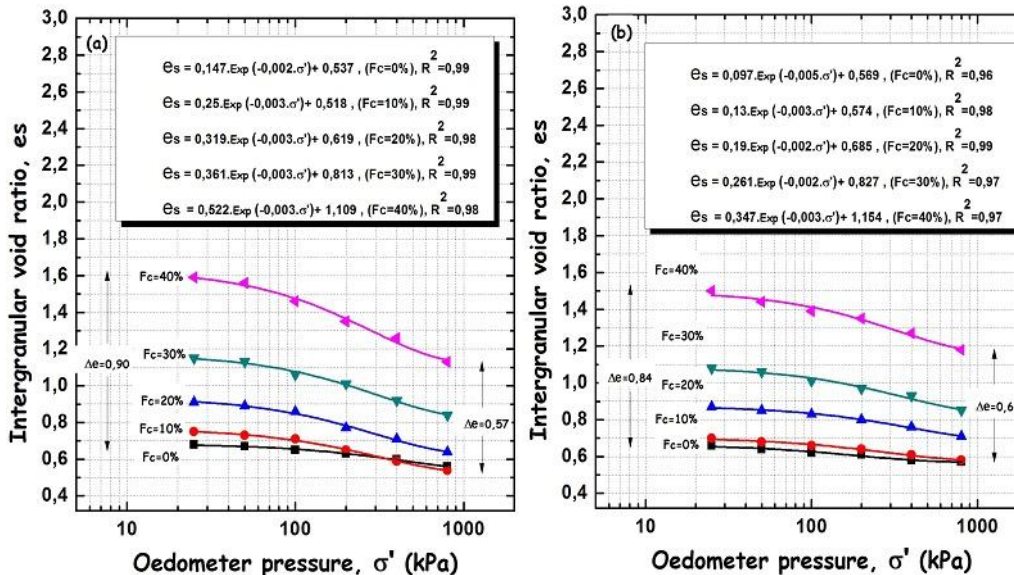


Figure IV. 6: Variation de l'indice des vides intergranulaires en fonction de la pression oedométrique avec une teneur en eau initiale $\omega=3\%$. a) $Dr=65\%$. b) $Dr=80\%$

IV.3.2 Effet de la teneur en eau initial sur les indices des vides:

a) indice des vides global

En remarque d'après les figures IV.7a, IV.7b, IV.8a et IV.8b que la teneur en eau initiale de préparation a un effet significatif sur les valeurs de l'indice des vides, les échantillons préparés à une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ présente des indices des vides supérieurs par rapport aux échantillons préparés à $\omega=3\%$, cette différence de comportement de compressibilité est due à l'augmentation de la teneur en eau dans les échantillons à $\omega=3\%$

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

(l'eau occupe les espaces vides entre les grains du sol donc l'indice des vides du sol diminue). Par exemple si on prend les échantillons a densité égale à $D_r=65\%$ pour une fraction des fines $F_c=0\%$ et $\omega=0\%$ l'indice des vides varié de 0.69 à 0.66, alors que pour les échantillons avec $\omega=3\%$ l'indice des vides varié de 0.68 à 0.56, pour $F_c=20\%$ l'indice des vides varie de 0.54 à 0.46 pour $\omega=0\%$, alors que pour $\omega=3\%$ il varie de 0.53 à 0.29, donc l'eau occupe les espaces vides entre les grains du sol c'est pour cette raison les échantillons préparés à $\omega=3\%$ donnent des indices des vides inférieurs à ceux préparés à $\omega=0\%$.

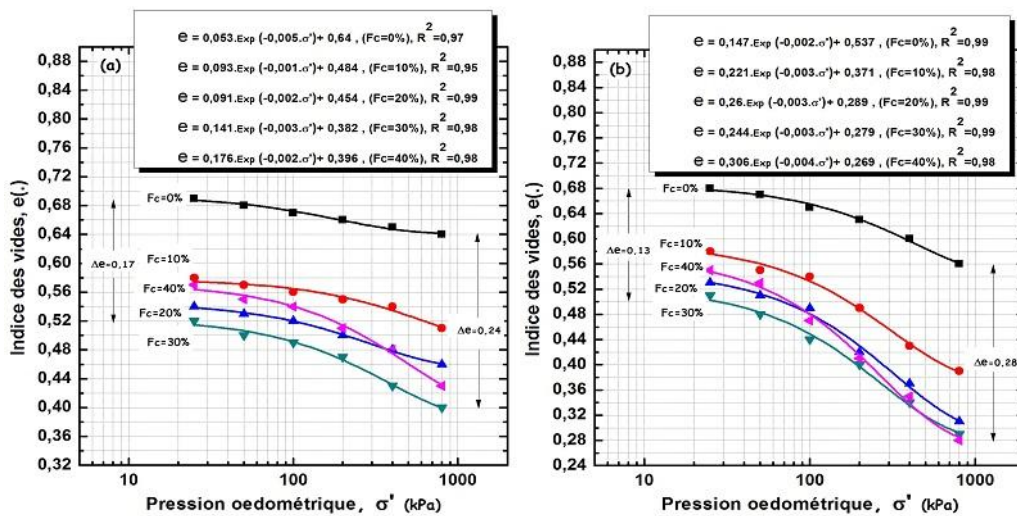


Figure IV. 7: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression oedométrique avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$

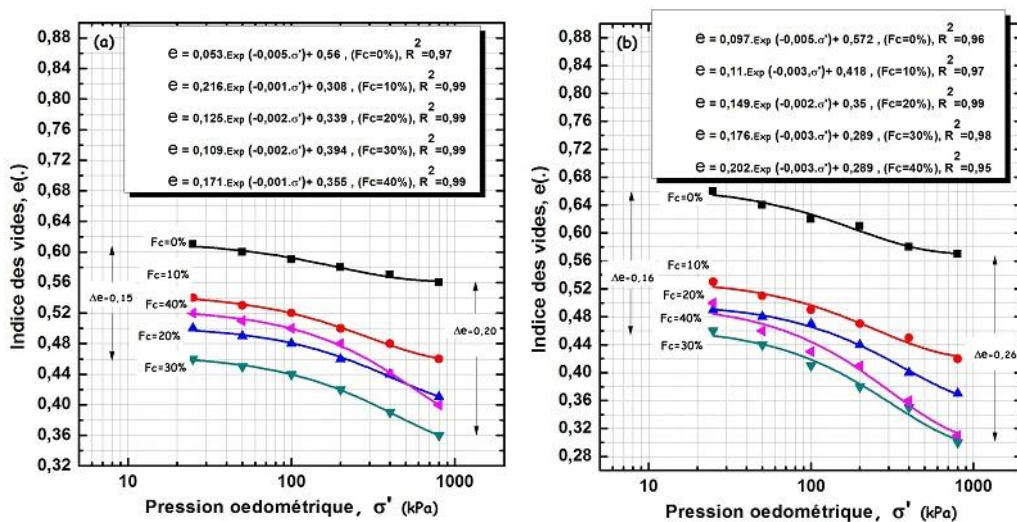


Figure IV. 8: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression oedométrique avec une densité relative $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$

b) Indice des vides intergranulaire

Les figures IV.9a, IV.9b, IV10a et IV10b sont présentés en vue d'analyser les effets de la teneur en eau sur la variation de l'indice des vides intergranulaires, on remarque que Les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ présente des indices des vides intergranulaires plus grande que ceux préparés à $\omega=3\%$ ce qui est normal à cause de la différence des indices des vides globaux, les échantillons préparés à une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ ont des indices des vides global supérieur au échantillons préparés à une teneur en eau initiale $\omega=3\%$.

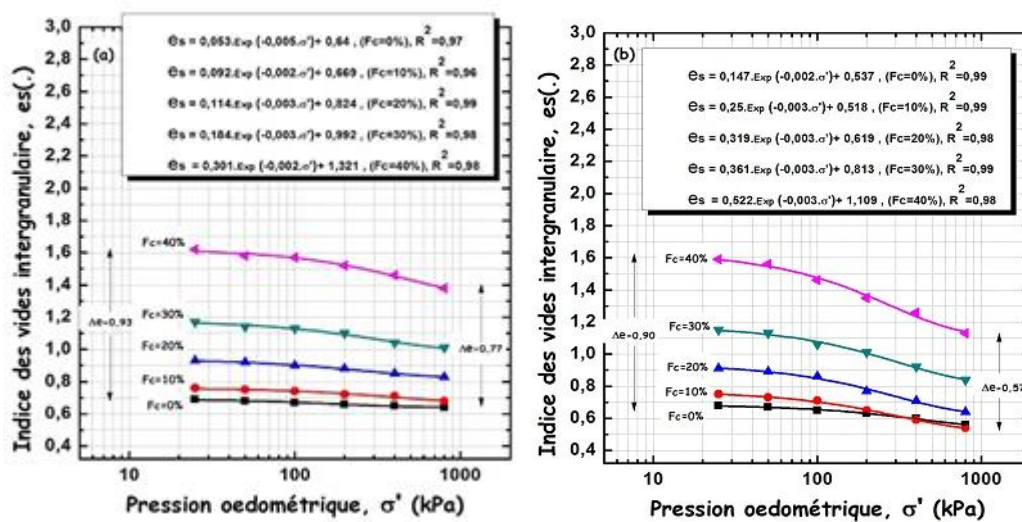


Figure IV. 9: Variation de l'indice des vides intergranulaires en fonction de la pression œdométrique avec une teneur en eau initiale $Dr=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$

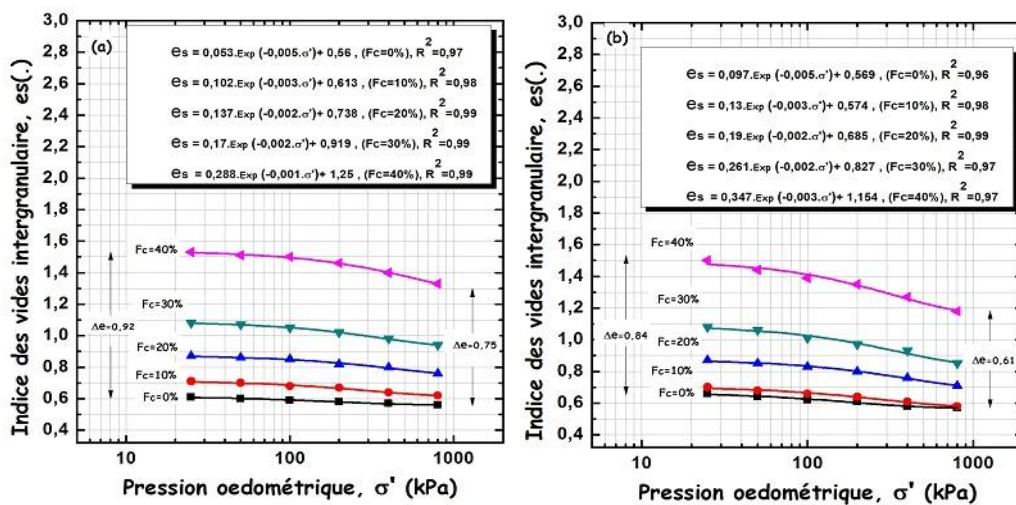


Figure IV. 10: Variation de l'indice des vides inters granulaires en fonction de la pression œdométrique avec une teneur en eau initial $Dr=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Les tableaux 1 et 2 illustrent les coefficients a, b, c et le coefficient de détermination (R^2) correspondant pour les mélanges sable-limon de Chlef considérés.

Tableau IV 1: Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 4.

Matériau	Dr (%)	F _c (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sable-limon	65	0	0	0.053	-0.005	0.640	0.97
			3	0.147	-0.002	0.537	0.99
		10	0	0.093	-0.001	0.484	0.95
			3	0.221	-0.003	0.371	0.98
		20	0	0.091	-0.002	0.454	0.99
			3	0.260	-0.003	0.289	0.99
	30	0	0.141	-0.003	0.382	0.98	
		3	0.244	-0.003	0.279	0.99	
	40	0	0.176	-0.002	0.396	0.98	
		3	0.306	-0.004	0.269	0.98	
	80	0	0	0.053	-0.005	0.560	0.97
			3	0.097	-0.005	0.572	0.96
		10	0	0.216	-0.001	0.308	0.99
			3	0.110	-0.003	0.418	0.97
		20	0	0.125	-0.002	0.339	0.99
			3	0.149	-0.002	0.350	0.99
	30	0	0.109	-0.002	0.394	0.99	
		3	0.176	-0.003	0.289	0.98	
	40	0	0.171	-0.001	0.355	0.99	
		3	0.202	-0.003	0.289	0.95	

Tableau IV 2 : Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 6.

Matériau	Dr (%)	F _c (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sable-limon	65	0	0	0.053	-0.005	0.640	0.97
			3	0.147	-0.002	0.537	0.99
		10	0	0.092	-0.002	0.669	0.96
			3	0.250	-0.003	0.518	0.99
		20	0	0.114	-0.003	0.824	0.99
			3	0.319	-0.003	0.619	0.98
	30	0	0.184	-0.003	0.992	0.98	
		3	0.361	-0.003	0.813	0.99	
	40	0	0.301	-0.002	1.321	0.98	
		3	0.522	-0.003	1.109	0.98	
	80	0	0	0.053	-0.005	0.560	0.97
			3	0.097	-0.005	0.569	0.96
		10	0	0.102	-0.003	0.613	0.98
			3	0.130	-0.003	0.574	0.98
		20	0	0.137	-0.002	0.738	0.99
			3	0.190	-0.002	0.685	0.99
	30	0	0.170	-0.002	0.919	0.99	
		3	0.261	-0.002	0.827	0.97	
	40	0	0.288	-0.001	1.250	0.99	
		3	0.347	-0.003	1.154	0.97	

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

IV.3.3 Effet de la fraction des fines sur les coefficients de compressibilités C_c et C_{c-s} :

Les coefficients de compression en fonction du pourcentage de limon sont montrés sur les figures IV.11a et IV.11b, Ces coefficients ont été calculés sur la base de l'équation de (monkul et ozden 2006), le calcul de l'indice de compression granulaire C_{c-s} , est similaire au calcul de l'indice de compression C_c :

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (IV.7)$$

$$C_{c-s} = \frac{\Delta e_s}{\Delta \log \sigma'} \quad (IV.8)$$

Les coefficients de compressibilité C_c et C_{c-s} pour les deux courbes sont pas les même ont raison de différence du compactage, on remarque que l'augmentation de la densité de 65% a 80% réduit le risque de tassement, les coefficients de compression pour une densité $Dr=65\%$ est plus grand que $Dr=80\%$. On observe que les coefficients de compression C_c et C_{c-s} augmente d'une manière exponentielle avec l'augmentation de la fraction des fines, cette augmentation est due à l'augmentation du limon qui est plus plastique par rapport au sable. Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer les coefficients de compression C_c et C_{c-s} qui est fonction de la fraction des fines F_c

$$C_c = a.\exp(b.F_c) + c \quad (IV.9)$$

$$C_{c-s} = a.\exp(b.F_c) + c \quad (IV.10)$$

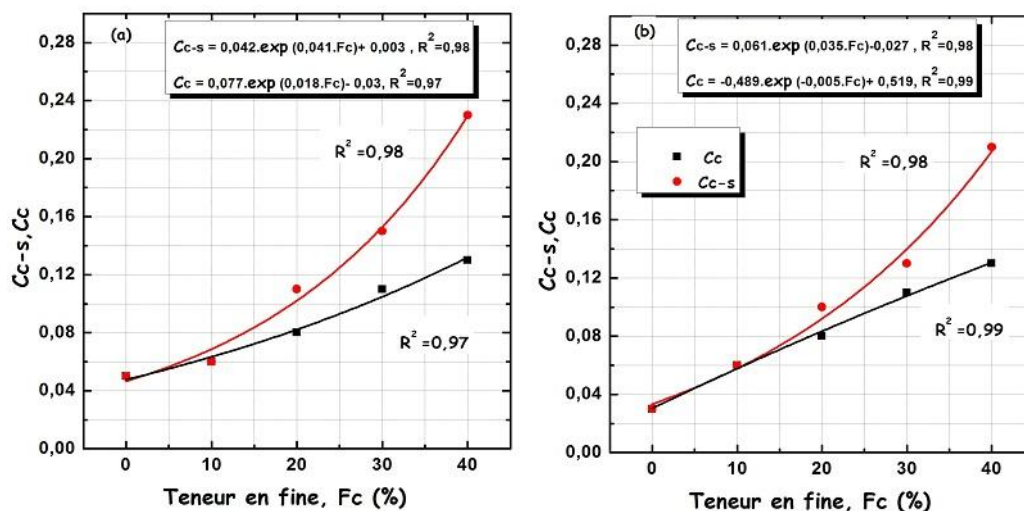


Figure IV. 11: Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$. a) $Dr=65\%$. b) $Dr=80\%$

IV.3.4 Effet de la teneur en eau sur les coefficients de compressibilités C_c et C_{c-s} :

Les figures IV.12a et IV.12b montrent l'effet de la teneur en eau sur les coefficients de compressibilités, Il est très claire que les échantillons préparés à $\omega=3\%$ présente des coefficients de compressions plus grands que les échantillons préparés à $\omega=0\%$. Cette différence des coefficients peut être expliquée par la présence d'eaux entre les grains du sable. Donc l'eau influe d'une manière négative sur le sol, il augmente le risque du tassement.

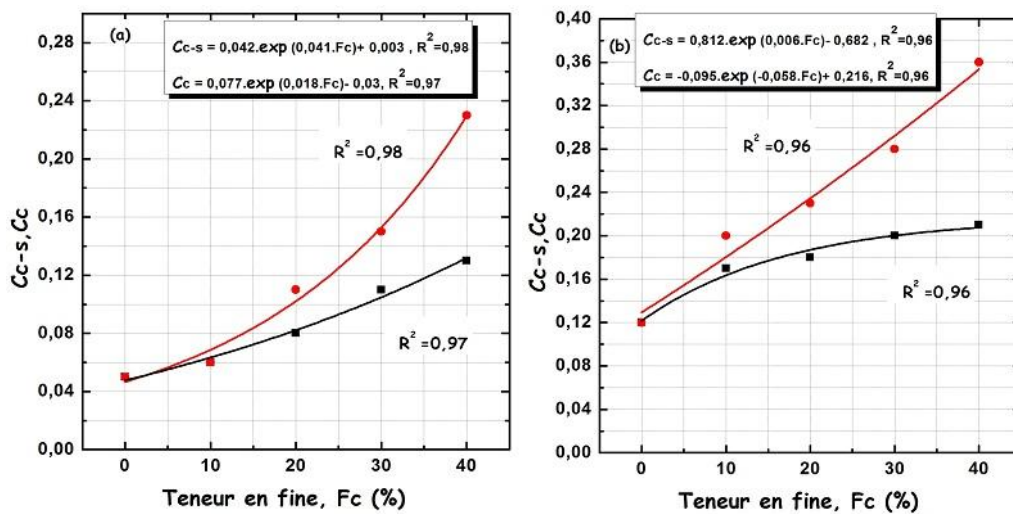


Figure IV. 12: Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initiale $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

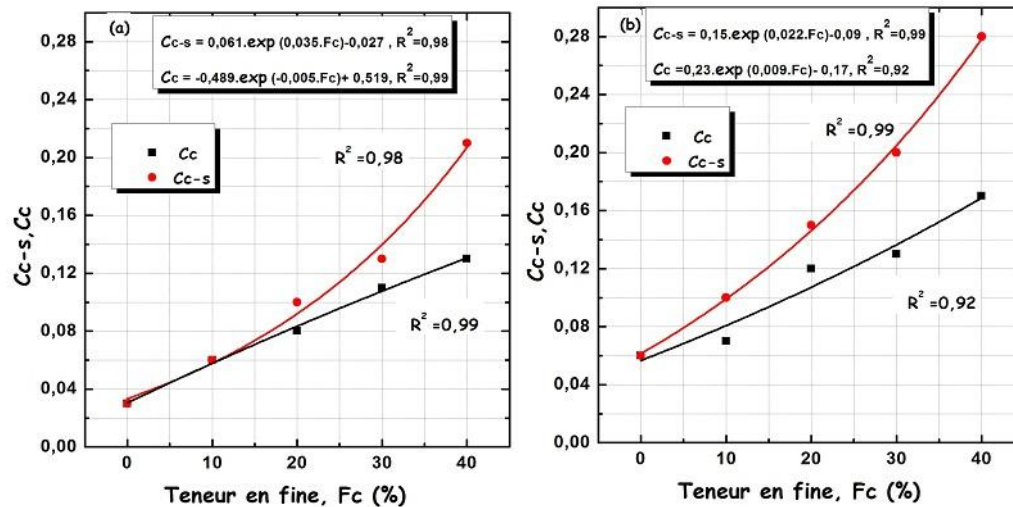


Figure IV. 13: Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fines avec une teneur en eau initiale $D_r=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Tableau IV. 3 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 9.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	0.077	0.018	-0.030	0.97
		3	-0.095	-0.058	0.216	0.96
	80	0	-0.489	-0.005	0.519	0.99
		3	0.230	0.009	-0.170	0.92

Tableau IV. 4: Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 10.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	0.042	0.041	0.003	0.98
		3	0.812	0.006	-0.682	0.96
	80	0	0.061	0.035	-0.027	0.98
		3	0.150	0.022	-0.090	0.99

IV.3.5 Influence de l'indice des vides maximums sur la valeur de la teneur en fine de transition FC_t en utilisant les paramètres du modèle hypoplasique de Gudehus (1996):

La figure IV.14 présente la variation de l'indice des vides intergranulaires en fonction de la fraction des fines pour plusieurs contraintes oedometriques, La frontière $e_s = e_{max-c}$ représentée par la ligne en pointillés sur la figure 5 montre la limite supérieure sous laquelle la matrice des grains plus grossiers forme un cadre continu avec des contacts de grain à grain (monkul et ozden 2006), l'interaction entre la ligne pointillée et les courbes permis de trouver la teneur en fine de transition FC_t , mais en réalité l'indice des vides maximal e_{max} n'est pas constant mais dépend du niveau de contrainte selon (Gudehus 1996) (figures IV.11a et IV.11b). Le tableau IV.5 et la figure IV.14 montrent les paramètres hypoplastiques pour la détermination de e_{max} et les courbes de e_{max} en fonction du niveau de contrainte).

Tableau IV. 5 : Les paramètres du modèle hypoplasique de Gudehus

Parameters Hypoplastiques	value
Constant (n)	0.46
Dureté des grains (hs)	729MPa
Pression moyenne (ps)	50kPa
Indice des vides maximal (e_{i0})	0.823

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

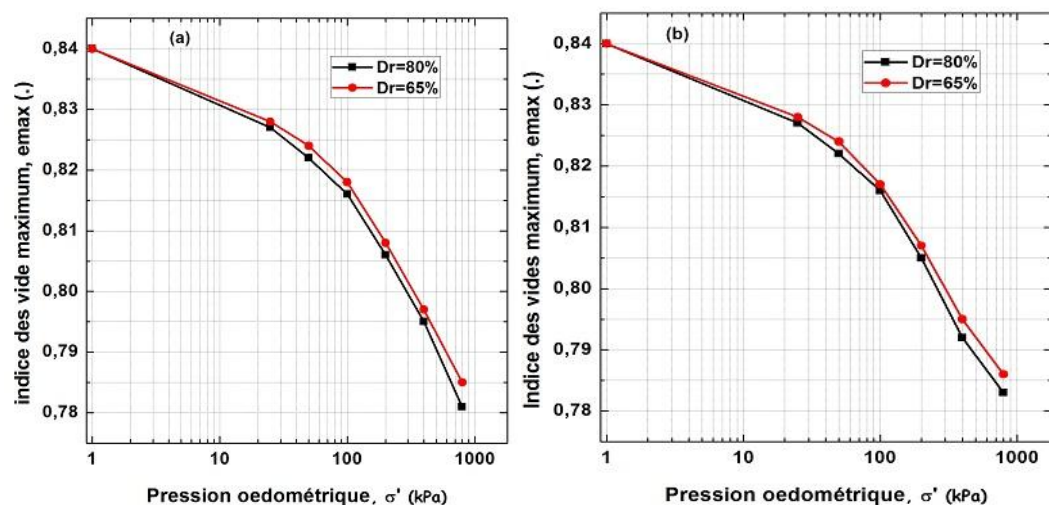


Figure IV. 14: L'indice des vides Maximal en fonction de la pression oedométrique pour le sable propre avec une teneur en eau initiale a) $W=0\%$, b) $W=3\%$

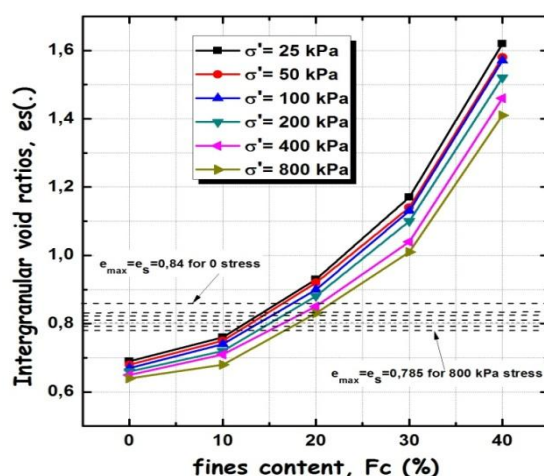


Figure IV. 15: Variation de l'indice des vides intergranulaires en fonction de la teneur en fine. ($\sigma' = 25, 50, 100, 200, 400, 800$ kPa), $w = 0\%$, a $Dr = 65\%$

Tableau IV. 6 : Teneur en fine de transition (F_{ct}) pour les échantillons avec $Dr=65\%$, $w=0\%$ sous une contrainte œdométrique pour chaque e_{max} calculé à partir de l'équation de Gudehus (1996)

σ' (kPa)	F_{ct} pour $e_{max}=0.84$	F_{ct} pour $e_{max}=0.828$	F_{ct} pour $e_{max}=0.823$	F_{ct} pour $e_{max}=0.817$	F_{ct} pour $e_{max}=0.808$	F_{ct} pour $e_{max}=0.797$	F_{ct} pour $e_{max}=0.785$
25kPa	15.69	14.30	13.65	13.13	12.27	11.84	11.20
50kPa	16.55	14.84	14.41	13.87	13.23	12.37	11.73
100kPa	17.51	15.69	15.05	14.41	13.87	13.23	12.48
200kPa	18.69	16.98	16.44	15.69	15.16	14.52	13.76
400kPa	20.51	18.58	18.15	17.09	16.76	15.90	15.05
800kPa	21.68	20.08	19.34	18.91	18.15	17.40	16.66

IV.4 Effet de la granulométrie sur la compressibilité des mélanges sable-limon

Plusieurs études ont été mené sur l'influence de la granulométrie sur le comportement mécanique (effet de la granulométrie sur la résistance a la liquéfaction), on cite les travaux de (Chang et al 1982, Vaid et al 1991, Belkhatir et al 2010, Monkul et al 2016, Monkul et al 2017), ces auteurs ont indiqué que la diminution des diamètres D_{10} et D_{50} (augmentation de la fraction des fines) diminuer la résistance à la liquéfaction, par contre la diminution du coefficient d'uniformité améliore la résistance a la liquéfaction. (Belkhatir et al 2011) ont trouvé des relations linéaires entre la résistance à la liquéfaction est le diamètre moyen D_{50} et le coefficient d'uniformité C_U . Cependant l'effet de la granulométrie sur le comportement de compression n'a pas été étudié.

IV.4.1 Echantillon moyennement dense :

a) Effet du diamètre effectif D_{10} :

les figures IV.16a et IV.16b présentent l'effet de diamètre effectif D_{10} sur les coefficients de compressibilité C_c et C_{c-s} , pour un état moyennement dense d'échantillons, on observe que les coefficients C_c et C_{c-s} diminuent d'une manière exponentielle avec l'augmentation du diamètre D_{10} pour les deux différentes méthodes de préparation $\omega=0\%$ et $\omega=3\%$, la diminution des coefficients de compressibilité avec l'augmentation du diamètre effective est due à la diminution de la quantité du limon dans le sable, donc le limon a un effet négatif sur le comportement de compression. Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer les coefficients de compression C_c et C_{c-s} qui est fonction du diamètre effectif D_{10} :

$$C_c = a.\exp(b.D_{10}) + c \quad (IV.12)$$

$$C_{c-s} = a.\exp(b.D_{10}) + c \quad (IV.13)$$

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

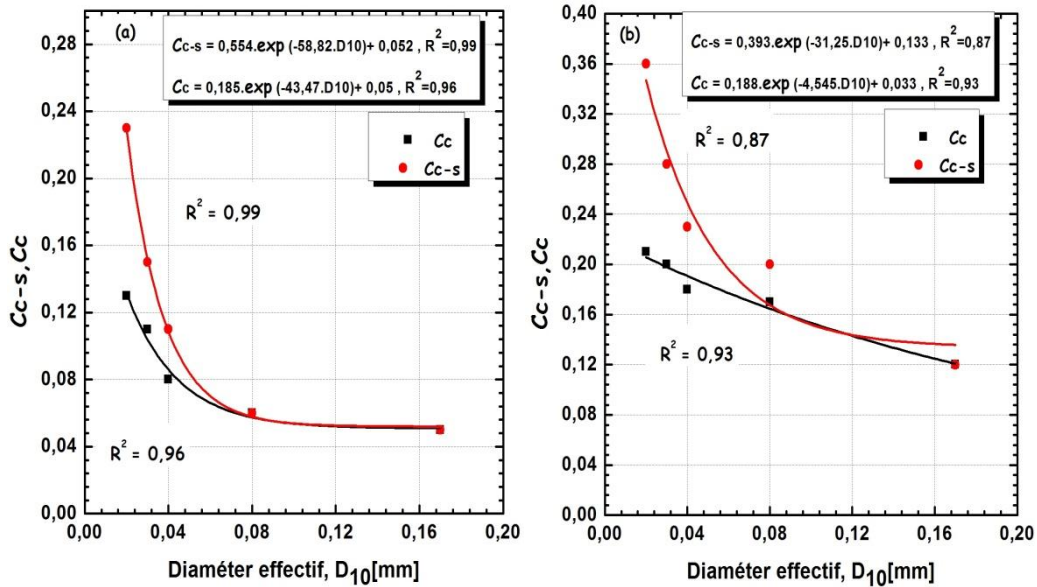


Figure IV. 16: Variation des coefficients de compression en fonction du diamètre effectif avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

b) Effet du diamètre moyen D_{50} :

Les figures IV.17 et IV.17b présentent la variation des coefficients de compressions C_c et C_{c-s} en fonction du diamètre moyen D_{50} pour les différents modes de préparation, en remarque que les coefficients de compression augmentent avec l'augmentation de la fraction des fines, qui conduit à la diminution du diamètre D_{50} , donc la diminution du diamètre dans les sables en raison de l'augmentation de la quantité du limon a un effet négatif sur le comportement de compression. Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer les coefficients de compression C_c et C_{c-s} qui est fonction du diamètre moyen D_{50} :

$$C_c = a \cdot \exp(b \cdot D_{50}) + c \tag{IV.14}$$

$$C_{c-s} = a \cdot \exp(b \cdot D_{50}) + c \tag{IV.15}$$

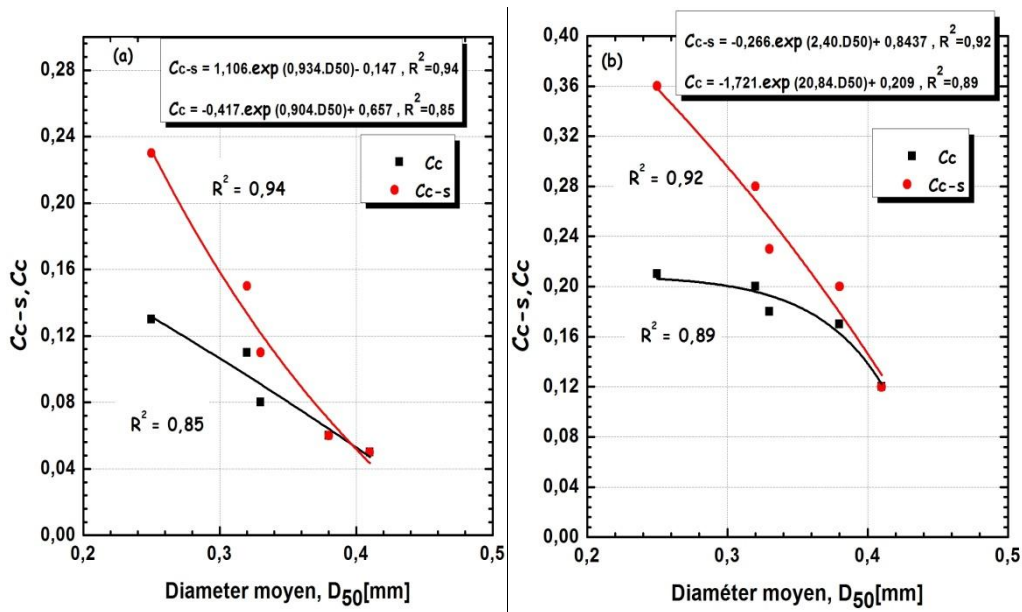


Figure IV. 17: Variation des coefficients de compression en fonction du diamètre moyen avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

c) Effet du coefficient d'uniformité C_u :

Les figures IV.18a et IV.18b présentent l'effet du coefficient d'uniformité sur les coefficients de compression, en remarque que l'augmentation du coefficient d'uniformité et de la fraction des fines augmentent les coefficients de compression C_c et C_{c-s} , cette augmentation des coefficients de compression est due à l'augmentation de la quantité des fines dans le sable qui augmente la contraction du mélange sable-limon (diminution de volume) et en conséquence un tassement plus élevé est des coefficients de compression plus élevés. Les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer les coefficients de compression C_c et C_{c-s} qui est fonction du coefficient d'uniformité C_u :

$$C_c = a \cdot \exp(b \cdot C_u) + c \tag{IV.16}$$

$$C_{c-s} = a \cdot \exp(b \cdot C_u) + c \tag{IV.17}$$

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

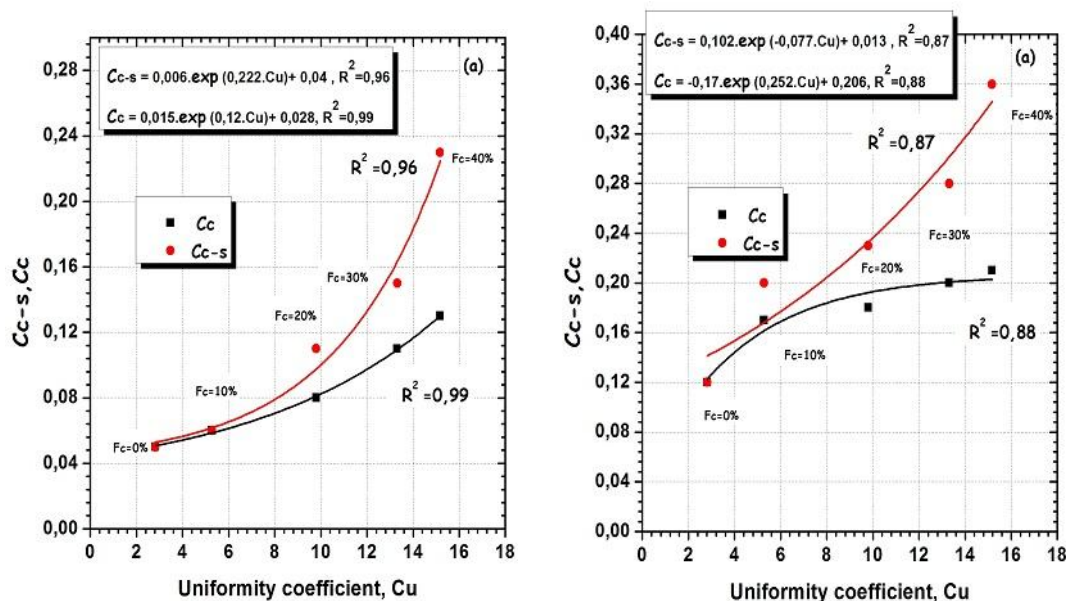


Figure IV. 18: Variation des coefficients de compression en fonction du coefficient d'uniformité avec une densité relative $D_r=65\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

IV.4.2 Echantillon dense :

a) Effet du diamètre effectif D_{10} :

Les figures IV.19a et IV.19b présentent l'effet de diamètre effectif D_{10} sur les coefficients de compressibilité C_c et C_{c-s} , pour un état dense des échantillons, on remarque la même tendance des courbes pour les deux cas de densité $D_r=65\%$ et $D_r=80\%$, Même pour les échantillons denses on observe que les coefficients C_c et C_{c-s} diminuent d'une manière exponentielle avec l'augmentation du diamètre D_{10} pour les deux différentes méthodes de préparation $\omega=0\%$ et $\omega=3\%$. Sauf un changement des valeurs des coefficients C_c et C_{c-s} en raison de l'augmentation du compactage du sol étudié. Ces résultats montrent la fiabilité des essais réalisés.

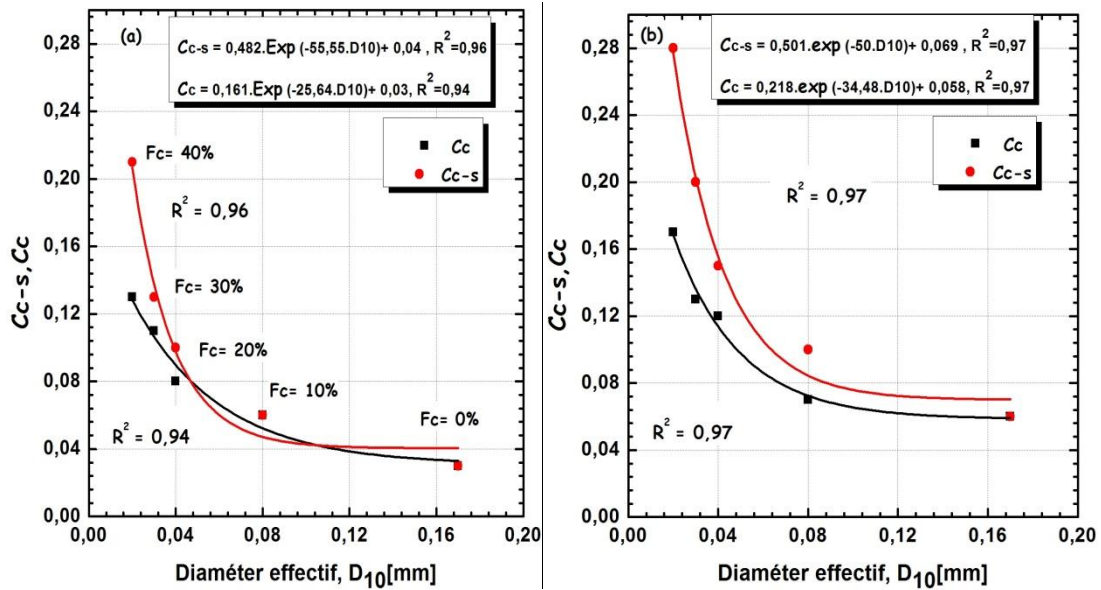


Figure IV. 19: Variation des coefficients de compression en fonction du diamètre effectif avec une densité relative $Dr=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

b) Effet du diamètre moyen D_{50} :

On remarque d'après les figures IV.20a et IV.20b, qu'il y a une similarité entre ces courbes et les courbes des échantillons moyennement denses sauf un changement au niveau des valeurs des coefficients de compressibilités, qui est plus grand pour les échantillons moyennement denses avec $Dr=65\%$ qui sont plus susceptibles au tassement.

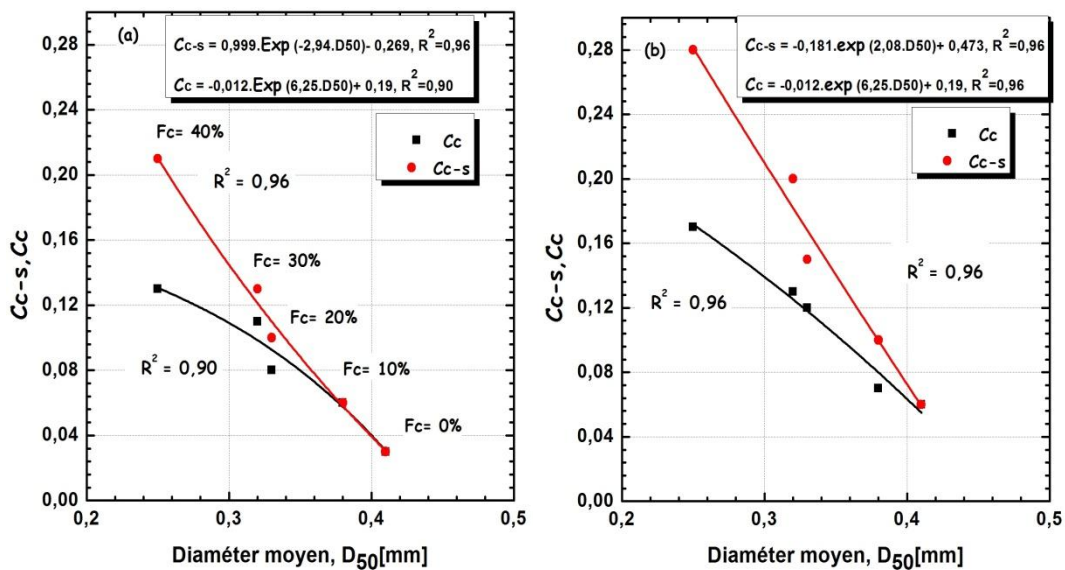


Figure IV. 20: Variation des coefficients de compression en fonction du diamètre moyen avec une densité relative $Dr=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

c) Effet du coefficient d'uniformité C_U :

Les figures IV.21a et IV.21b présentent l'effet du coefficient d'uniformité sur les coefficients de compression pour $Dr=80\%$, en remarque que l'augmentation du coefficient d'uniformité et de la fraction des fines augmente les coefficients de compression C_c et C_{c-s} , cette augmentation des coefficients de compression est due à l'augmentation de la quantité des fines dans le sable qui augmente la contraction du mélange sable-limon (diminution de volume) et en conséquence un tassement plus élevé est des coefficients de compression plus élevés.

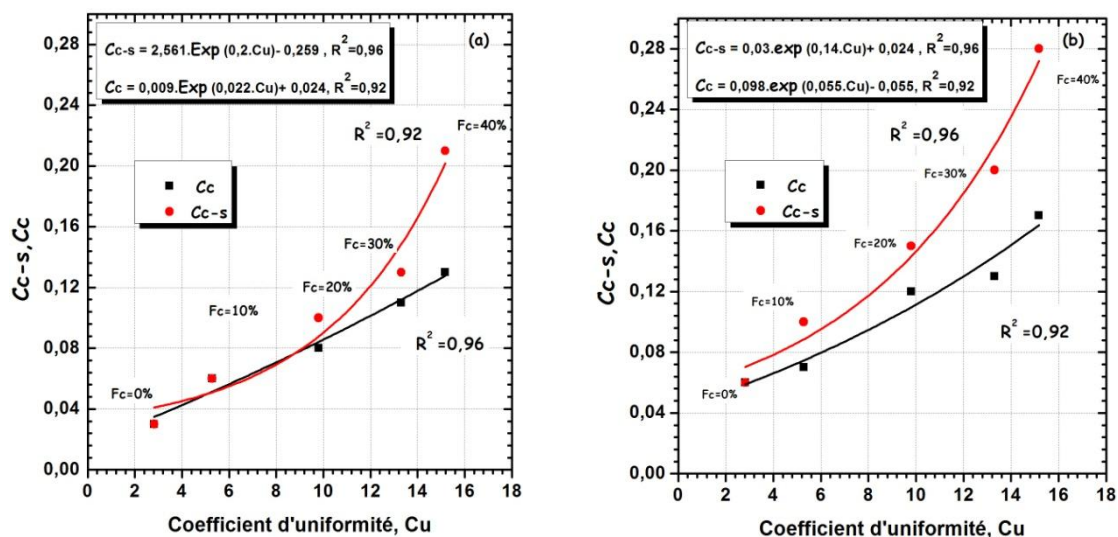


Figure IV. 21: Variation des coefficients de compression en fonction du coefficient d'uniformité avec une densité relative $Dr=80\%$. a) $\omega=0\%$. b) $\omega=3\%$.

Les tableaux IV.7 et IV.8 illustrent les coefficients a, b, c et le coefficient de détermination (R^2) correspondant pour les mélanges sable-limon de Chlef considérés.

Tableau IV. 7 : Coefficients a, b, c and R^2 pour Eq. 12.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R^2
Sand-silt mixtures	65	0	0.185	-43.470	0.050	0.96
		3	0.188	-4.545	0.033	0.93
	80	0	0.161	-25.640	0.030	0.96
		3	0.218	-34.480	0.058	0.97

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

Tableau IV. 8 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 13.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	0.554	-58.82	0.052	0.99
		3	0.482	-55.55	0.04	0.96
	80	0	0.393	-31.25	0.133	0.87
		3	0.501	-50.00	0.069	0.97

Tableau IV. 9 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 14.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	-0.417	0.904	0.657	0.85
		3	-1.721	20.840	0.209	0.89
	80	0	-0.012	6.250	0.190	0.90
		3	-0.012	6.250	0.190	0.96

Tableau IV. 10 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 15.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	1.106	0.934	-0.147	0.94
		3	-0.266	2.400	0.8437	0.92
	80	0	0.999	-2.940	-0.269	0.96
		3	-0.181	2.080	0.473	0.96

Tableau IV. 11 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 16.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	0.015	1.120	0.028	0.99
		3	-0.170	1.252	0.206	0.88
	80	0	0.009	1.022	0.024	0.92
		3	0.098	1.055	-0.055	0.92

Tableau IV. 12 : Coefficients a, b, c and R2 pour Eq. 17.

Material	Dr (%)	w (%)	a	b	c	R ²
Sand-silt mixtures	65	0	.006	0.222	0.040	0.96
		3	.102	-0.077	0.013	0.87
	80	0	.561	0.200	-0.259	0.96
		3	.030	0.140	0.024	0.96

Conclusion :

Des séries d'essais œdométriques ont été effectués sur des mélanges sable-limon quasi saturés, extrait d'un site liquéfié dans les rives de la rivière de Chlef (Algérie), pour une gamme de 0 à 40% de limon, pour but d'étudier le comportement de compression des mélange sable-limons saturés, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

- 1) La densité relative et la teneur en eau initiale influence d'une manière significative sur le comportement de compressibilité du sable de Chlef quasi saturé, les échantillons préparés par une densité $Dr=65\%$ présentent des indices des vides e et des indices des vides inter granulaire e_s plus grands que les échantillons préparés par une densité $Dr=80\%$, et par conséquent des coefficients de compressibilité C_c et C_{c-s} différents, cette différence est due à la présence des vides pour les échantillons moyennement denses avec $Dr=65\%$. Même cas pour les échantillons préparés à une teneur en eau initiale $\omega=0\%$, qui donne des indices des vides plus grands que ceux préparés par une teneur en eau initiale $\omega=3\%$, tandis que les échantillons préparés par $\omega=3\%$ donnent des coefficients de compressibilité plus grands que ceux préparés par $\omega=0\%$ due à la compressibilité de l'eau qui se trouve entre les grains. cette diminution de l'indice des vides peut être expliquée par la présence d'eaux entre les grains du sable, 3% de la teneur en eau de préparation occupe les espaces vides entre les grains du mélange, pour cette raison l'indice des vides diminué. Pour les coefficients de compressibilités C_c et C_{c-s} les échantillons préparés par $\omega=3\%$ donnent des coefficients de compressibilités C_c et C_{c-s} plus grands que les échantillons préparés par $\omega=0\%$, cette différence des coefficients entre les échantillons préparés par $\omega=0\%$ et $\omega=3\%$ est due à l'augmentation de la quantité d'eau dans le sol.
- 2) L'augmentation de la fraction des fines dans le sable augmente les coefficients de compression C_c et C_{c-s} , cette augmentation des coefficients de compression est due à l'augmentation de la contractance (diminution de volume) du sol étudié, à une teneur en fines faible le comportement de compression est dominé par les grains grossiers à mesure que la fraction des fines devient plus importante dans le sol les coefficients de compression deviennent plus importants.
- 3) La teneur en fine de transition (Fct) n'est pas constante et dépend du niveau de contrainte et de l'indice du vide maximal calculé à partir des paramètres du modèle hypoplastique (e_{i0} , h_s , P_s , n).
- 4) Nous avons montré d'après cette étude que la granulométrie influe sur les coefficients de compressibilité C_c et C_{c-s} , ces coefficients augmentent d'une manière exponentielle avec la diminution du diamètre effectif D_{10} et du diamètre moyen D_{50} et l'augmentation de la fraction des fines et du coefficient d'uniformité.

Chapitre IV Comportement de compressibilité sur des échantillons partiellement saturés

5) Pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ et $Dr=80\%$, le sol est très peu à peu compressible $0.05 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.1$ alors que pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ et une densité $Dr=65\%$, le sol présente une compressibilité moyenne $0.1 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.4$. Pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=3\%$ et $Dr=80\%$, le sol présente une légère compressibilité $0.05 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.1$ alors que pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=3\%$ et une densité $Dr=65\%$, le sol présente une compressibilité moyenne $0.1 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.4$. Ces résultats montrent l'importance du compactage et des conditions initiales (teneur en eau) même pour les terrains granulaires comme le sable de Chlef.

D'après nos résultats on peut dire que les sols saturés ou quasi saturés sont soumis à un risque de tassement d'après les valeurs des coefficients de compressibilités. L'influence de la densité, la méthode de préparation des échantillons et de la fraction des fines sur le comportement de compression sont semblables au comportement à la liquéfaction, l'augmentation de limon et de l'eau dans le sol a un effet négatif sur le sol en terme de comportement à la liquéfaction (les études publiées dans la littérature citées en début de ce chapitre) et sur le comportement de compression (C_c et C_{c-s}), par contre l'augmentation de la densité améliore la réponse mécanique des sols, en terme de résistance à la liquéfaction (résultats publiés dans la littérature) et de comportement de compression.

Chapitre V : simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

Introduction

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique les plus fréquemment utilisées dans la pratique sont : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degrés de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème émergent ainsi suite à la discrétisation initiale. L'expérience montre que dans de nombreux cas géotechniques, la méthode des éléments finis est plus performante et plus précise que la méthode des différences finies.

Les modèles à éléments finis sont largement utilisés par les ingénieurs géotechniciens du monde entier pour étudier différents paramètres permettant de résoudre de nombreux problèmes géotechniques avant de s'attaquer plus en détail aux étapes de la conception. De nombreux chercheurs ont procédé à la modélisation numérique et validé les résultats à l'aide de résultats d'essais sur le terrain (Lozovyi et Zahoruiko, 2012; Li, 2004) ou de tests par centrifugation (Haward et al, 2000; Al-defae et al., 2013; Al-Baghdadi et al., 2015) ou en comparant avec des tests de laboratoire (Schanz et al., 1999; Brinkgreve et al., 2010).

Dans ce chapitre on présente les principales lois de comportement intégré dans Plaxis, ainsi que les différentes étapes de calcul et les résultats numériques des essais oedométriques et de cisaillement direct à la boîte de casagrande.

V.1 Présentation du code élément finis Plaxis :

Plaxis est un code de calcul en éléments finis. La version utilisée dans la thèse est bidimensionnelle (version 8.2). Elle est spécialement conçue pour réaliser des analyses en déformation et en stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Un problème tridimensionnel peut être représenté par un modèle en déformations planes ou en asymétrie.

Plaxis est un programme spécial à deux dimensions en éléments finis utilisé pour effectuer des analyses de déformation, de stabilité et d'écoulement pour divers types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique. Le programme utilise une interface utilisateur graphique pratique qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis en fonction d'une coupe verticale représentative de la situation. L'exemple de procédure d'entrée graphique permet de générer rapidement des

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

modèles complexes d'éléments finis. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 noeuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récente comme la méthode de longueur d'arc. Le code en éléments finis Plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la raideur du sol sous très petites déformations. Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de Plaxis. En plus de l'élasticité linéaire de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié.

V.2 Option par défaut et l'entrée des données :

Le système d'option par défaut et de solution approchée spécifique, qui est un des fers-de-lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage: L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds clés, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements: si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis: pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ces champs de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel: L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données.

L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastique, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats: Des résultats directement utiles au projeteur: déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

donné du chargement, et des résultats plus mathématique concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

V.3 Les modèles de comportement intégré dans plaxis :

Différents modèles de comportement sont utilisés dans plaxis :

V.3.1 comportement élastoplastique :

Il existe de nombreux modèles non linéaires pour décrire le comportement d'un sol, ils sont basés sur les lois élastiques parfaitement plastiques si la surface de charge n'évolue pas c'est le cas du modèle Mohr-Coulomb ou la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil.

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 .

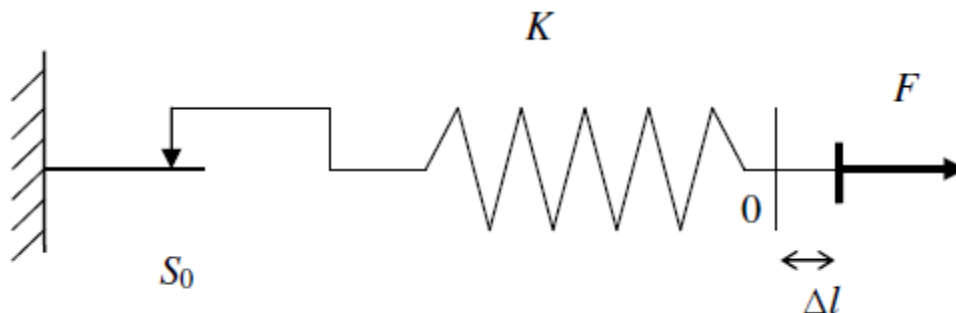


Figure V. 1: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure V.2.

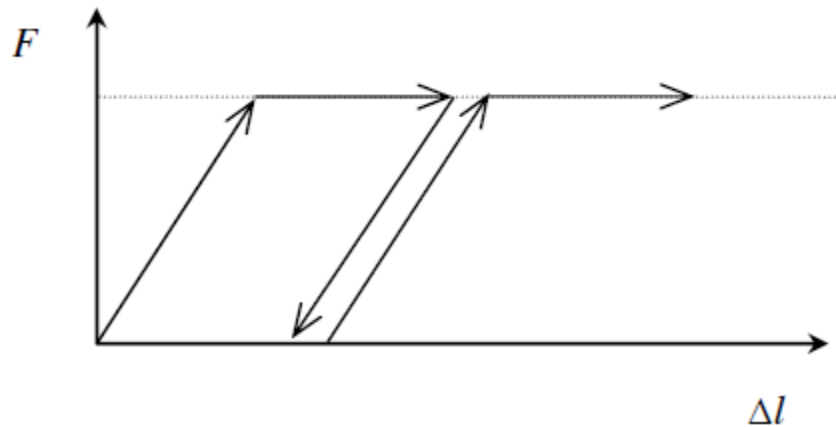


Figure V. 2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures V.1 et V.2 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage. La figure V.3 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage.

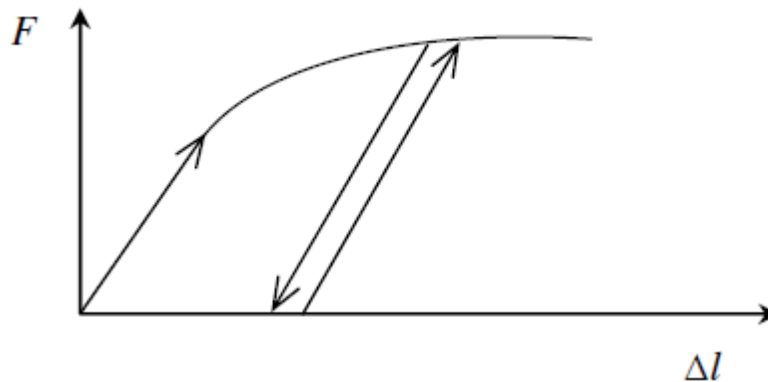


Figure V. 3: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

V.3.2 Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

La relation entre le module de Young E et les autres modules sont donnés par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V.1})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{V.2})$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{V.3})$$

V.3.3 Modèle de Mohr coulomb :

Mohr Coulomb a modélisé le comportement non linéaire du sol en deux lignes bilinéaires, comme le montre la figure V.4.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et Ψ est l'angle de dilatance.

a) Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste à considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture figure Fig.V.4

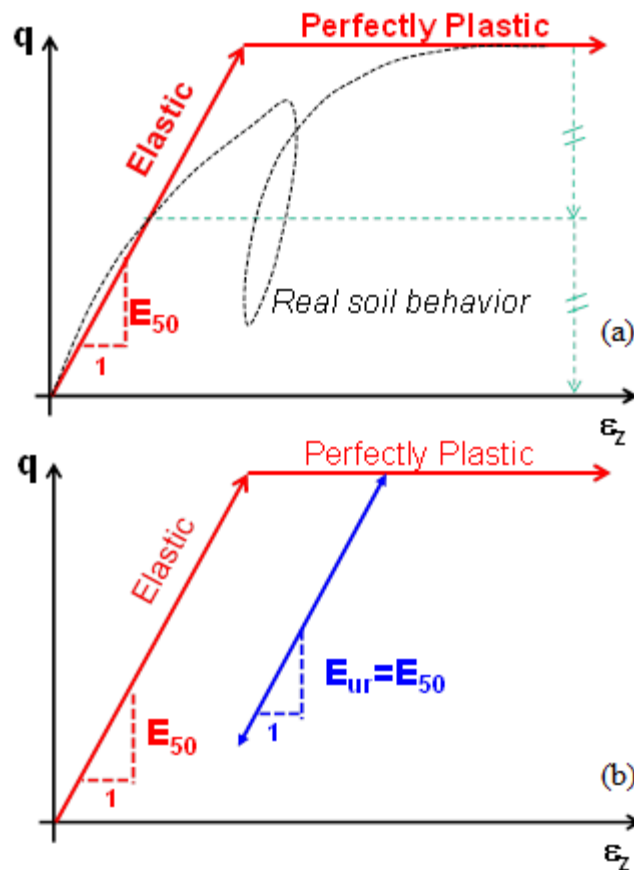


Figure V. 4: Définition du module de young à 50% de la rupture.

b) Coefficient de poisson :

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

c) L'angle de frottement :

L'angle de frottement est constant et dépend de la nature du sol, Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

d) La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

e) L'angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned} \Psi &= \varphi - 30^\circ && \text{pour } \varphi > 30^\circ \\ \Psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 30^\circ \end{aligned}$$

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

V.3.5. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, HSM):

Ce type de modèle est bien adapté à la modélisation de creusement d'ouvrages souterrains où on est simultanément devant un phénomène de chargement et déchargement (ce phénomène est ainsi pris en charge par une rigidité en déchargement/rechargement réf Eur plus élevée que celle en chargement réf E_{50}).

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement:

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente: le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Les paramètres du HSM:

1. Paramètres de Mohr-Coulomb :

c : cohésion (effective) [kN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle de dilatance [°]

2. Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai œdométrique [kN/m²]

m : puissance (de type Janbu (1963) environ 0,5 pour les sables, Alors que Von Soos (1990) introduit différentes valeurs de m : $0,5 < m < 1,0$) [-]

3. Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref}=3 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

k_0^{nc} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé (Jaky, 1944)

R_f : coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

$C_{increment}$: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{increment} = 0$) [kN/m³]

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 5.6 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure V.5.

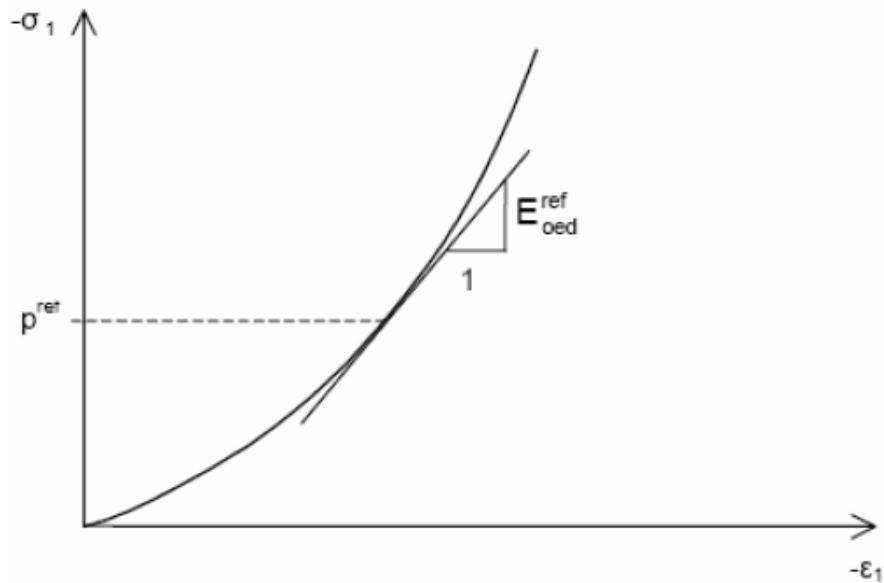


Figure V. 5: Définition du module œdométrique tangent.

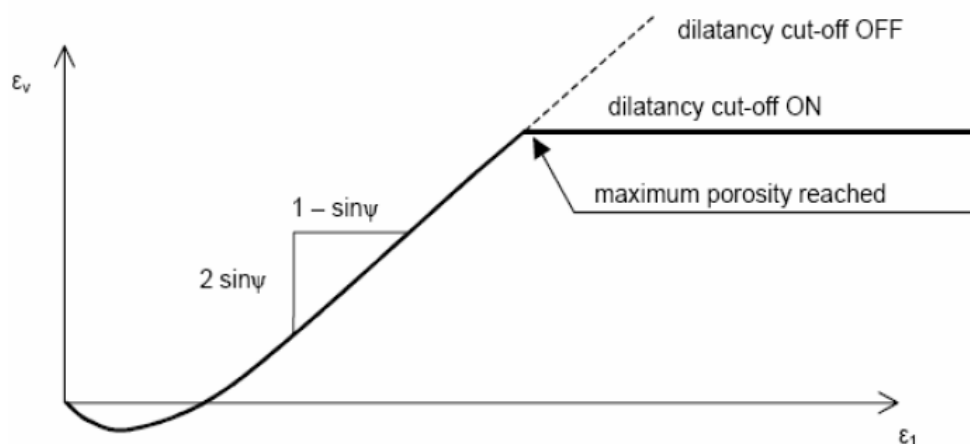


Figure V. 6: Définition de l'angle de dilatance

V.4. Etude numérique de l'essai œdométrique :

Dans cette partie, les principes de modélisation numérique de la déformation plane utilisant la méthode des éléments finis (FEM) seront appliqués aux propriétés physiques similaires, ainsi que d'autres paramètres de rigidité appliqués pour simuler des tests de laboratoire, dans le but de produire une analyse de la compression axiale. (Essai œdométrique a une seule dimension) qui capture à la fois l'indice des vides, la relation de contrainte effective et la relation entre contrainte verticale et déformation verticale. Ces modèles seront validés par rapport aux résultats des tests œdométriques réels effectués sur des mélanges sable-limon de Chlef. La possibilité de modéliser de manière réaliste un test œdométrique sans nécessiter un certain nombre des tests de laboratoire permettront aux procédures des modèles par éléments finis développés d'être utilisées dans des problèmes techniques lors des étapes de conception préliminaires.

V.4.1.Méthodologie et procédure de simulation à suivre pour la conception du modèle numérique :

La méthodologie à suivre est divisée en trois étapes : définition des données, la génération du maillage et la définition des conditions initiales

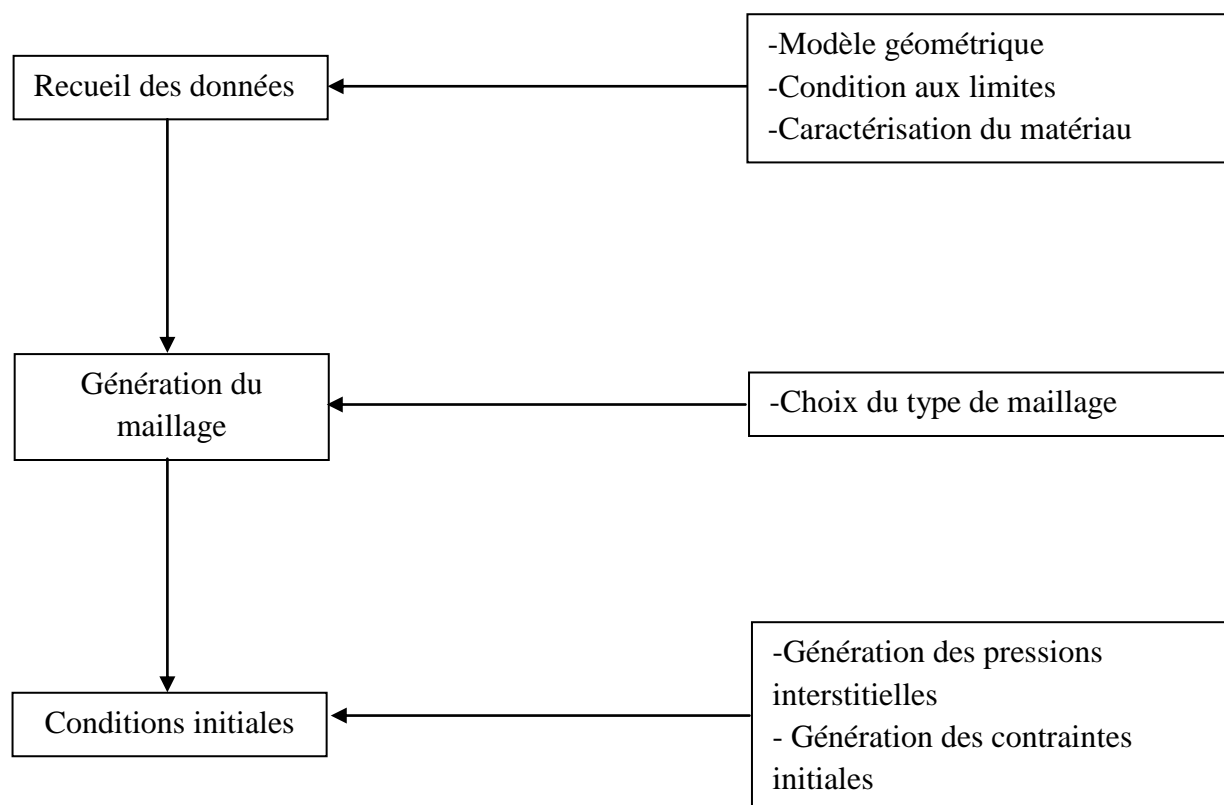


Figure V. 7: La méthodologie de la simulation

a) Recueil des données

Ce travail consiste à utiliser un modèle rhéologique simple : élastique linéaire isotrope pour valider la géométrie, les conditions aux limites et le chargement de notre modèle; ensuite, nous introduisons la plasticité en utilisant le critère de Mohr coulomb, qui est employé dans ce logiciel. Un simple rectangle a été utilisé dans un modèle axisymétrique en utilisant des éléments à 15 nœuds ayant des dimensions similaires à celles des expériences en laboratoire 20 mm de hauteur et 60 mm de largeur. Les conditions aux limites du modèle sont déterminées en suivant la méthode expérimentale, on permet les déplacements verticaux alors que pour la partie inférieure on bloque tous les déplacements. Une charge répartie verticale a été appliquée sur toute la longueur de la surface supérieure pour représenter les étapes de la charge pendant le processus de chargement. Pour simuler les étapes de charge utilisées en laboratoire, la charge verticale a été spécifiée dans le programme de calcul sous forme de différentes phases. Un point sur la surface supérieure a été sélectionné pour suivre le comportement de déplacement du sol.

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

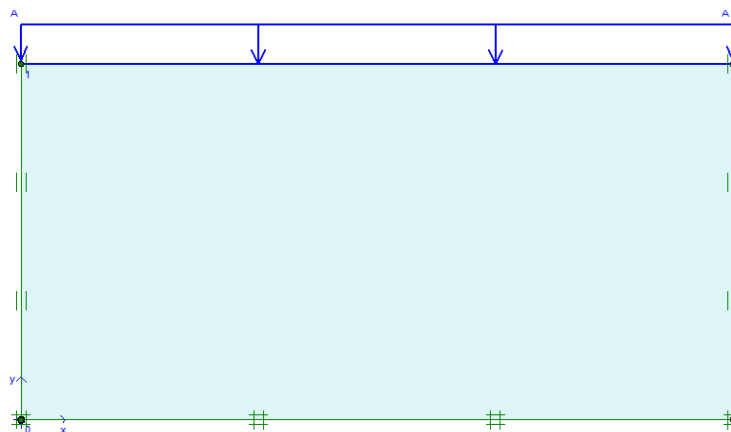


Figure V. 8: Modèle Géométrique de l'essai œdométrique.

La procédure et les résultats des essais œdométriques ont fait l'objet des chapitres 3 et 4. Ils ont permis de déterminer les paramètres nécessaires aux modèles de comportement utilisés. Les sols sont représentés par le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres du sol utilisés dans la modélisation numérique sont illustrés au tableau ci-dessous tableau V.1. Pour les autres mélangent les caractéristiques mécaniques c et ϕ sont présentés dans le chapitre 3. Les modules de Young des mélanges sable avec 0%, 10%, 20%, 30% et 40% des fines sont déterminé à partir des essais œdométriques 4933.32, 4017.14, 2738.34, 1402.1, 1261.35 kPa respectivement.

Tableau V. 1 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Mohr-Coulomb pour un sable propre

Paramètre	Valeur	Unité
Ψ	11.02	°
ν	0.3	-
Φ	41.02	°
C	1	kPa
γ_{sat}	21	KN/m ³
E	6250	kPa
γ_{unsat}	18	KN/m ³

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

Tableau V. 2 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Hadering soft soil (HSM) pour un sable propre

Paramètre	Valeur	Unité
Ψ	10.02	
ν	0.3	-
Φ	41.02	°
C	1	kPa
γ_{sat}	21	KN/m ³
E_{50}	5000	kPa
γ_{unsat}	18	KN/m ³
E_{oed}	6666.66	KN/m ²
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	14799.96	KN/m ²

b) Génération du maillage

Des mailles fines ont été utilisées pour plus de précisions lors de la résolution de matrices et des fixités aux limites totales sont également utilisées. Le maillage du modèle consiste en 1144 éléments en déformation plane à 15 noeuds, dont le nombre des noeuds est de 9321 noeuds. Le type d'éléments du maillage (global Coarseness) a été réglé sur « fine » puis on génère le maillage comme indiqué sur la figure V.9

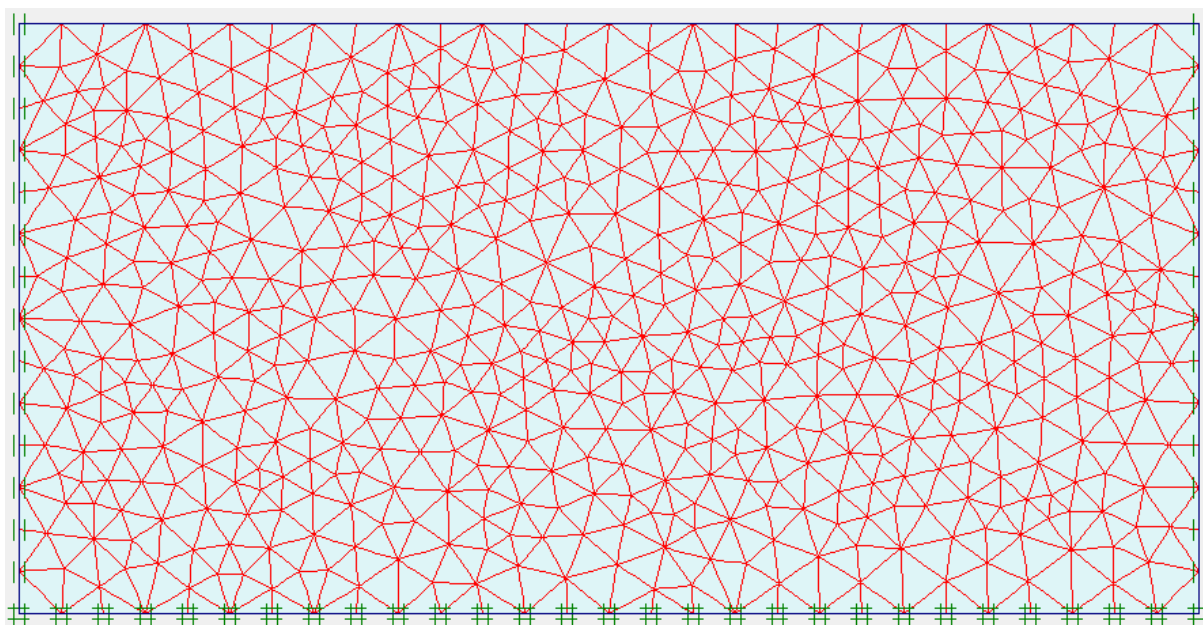


Figure V. 9: Maillage du modèle

c) Conditions initiales :

Elle s'effectue d'abord par la génération des pressions interstitielles, la nappe phréatique est placée sur la surface de l'échantillon Figure V.10.

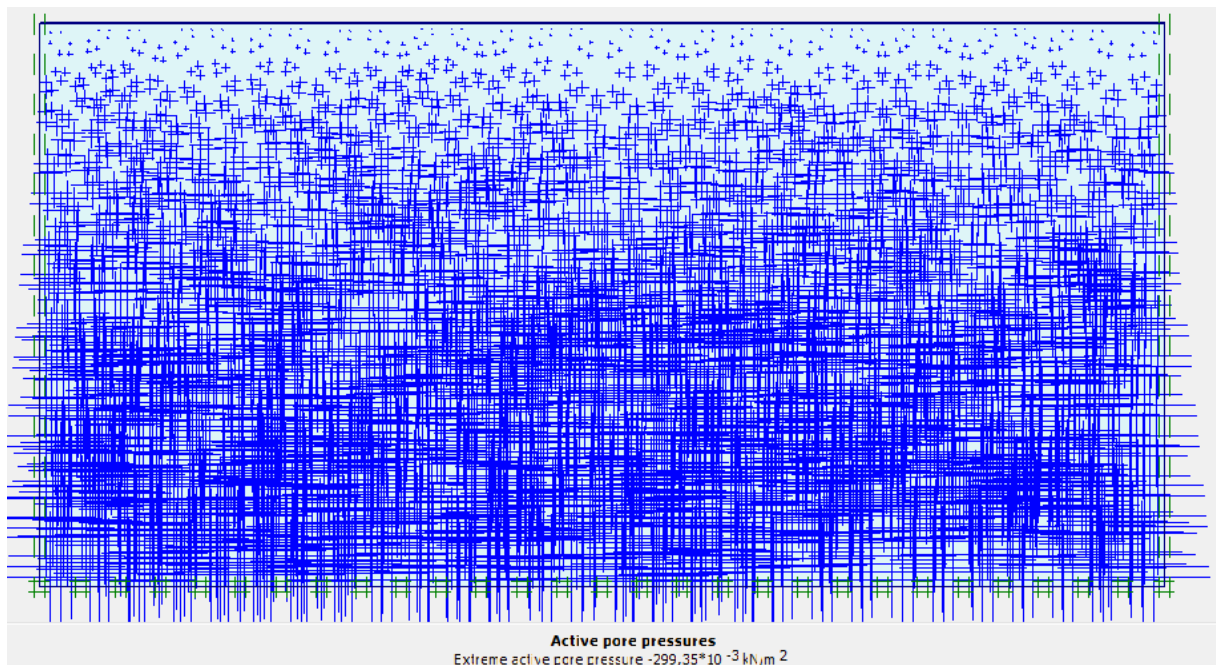


Figure V. 10: Conditions hydrauliques initiales.

Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient des terres au repos K_0 (formule de Jaky, 1944), sous le poids propre du matériau ($K_0=1-\sin\phi$). La figure V.11 et V.12 montre la génération des contraintes effectives avec $K_0=0.318$.

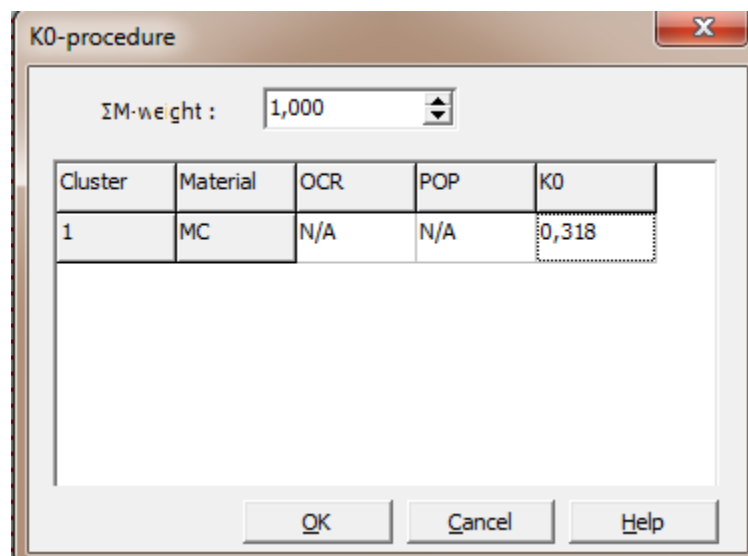


Figure V. 11: Génération des contraintes effectives.

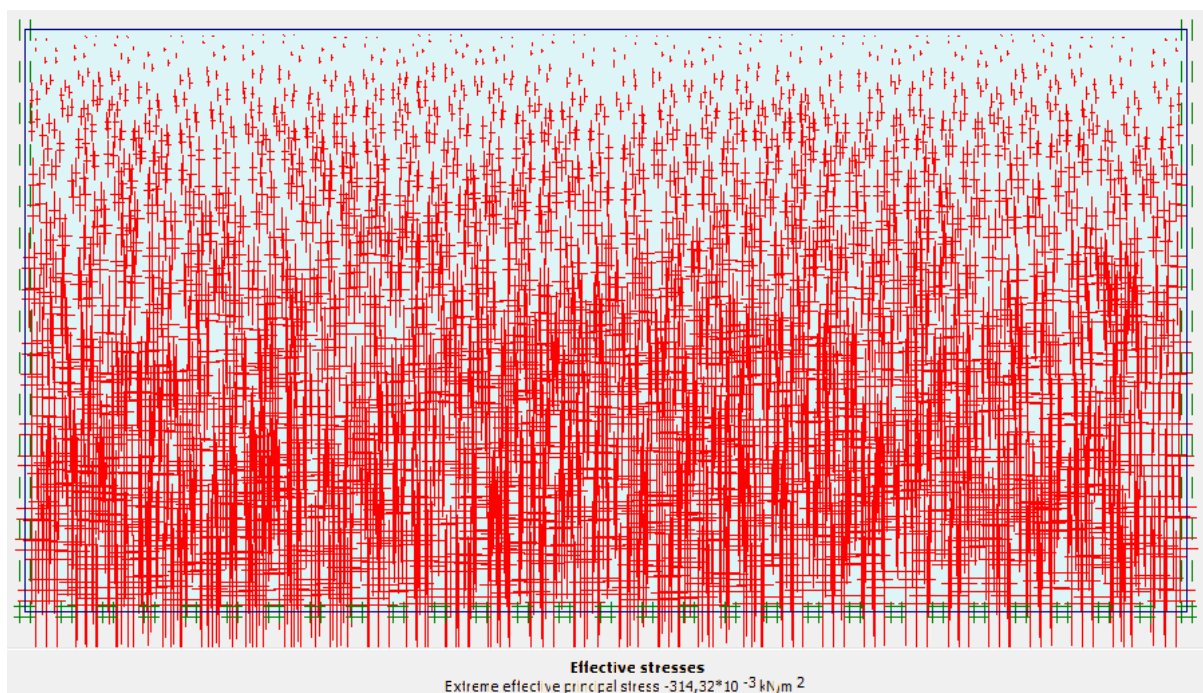


Figure V. 12: Génération des contraintes effectives.

V.4.2.Procédure de calculs :

Le calcul de l'ensemble des phases peut être effectué au moyen du processus de « staged construction ». Pour modifier l'étape de chargement dans Plaxis, les phases de calcul permettent de modifier la charge souhaitée (appliquée) lors de l'activation de la charge avant la mise à jour de la phase. Cela signifie que pour la phase suivante, il pourrait être facile de modifier (augmenter ou diminuer) la charge appliquée. Dans la première phase on a choisi un calcul de type plastic sans chargement comme l'expérimental, ensuite dans les phases qui suivent par exemple dans la phase 2 on a appliqué une contrainte normale de 25kPa, est ainsi de suite jusqu'à la phase 7 où on a appliqué une contrainte normale de 800kPa.

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

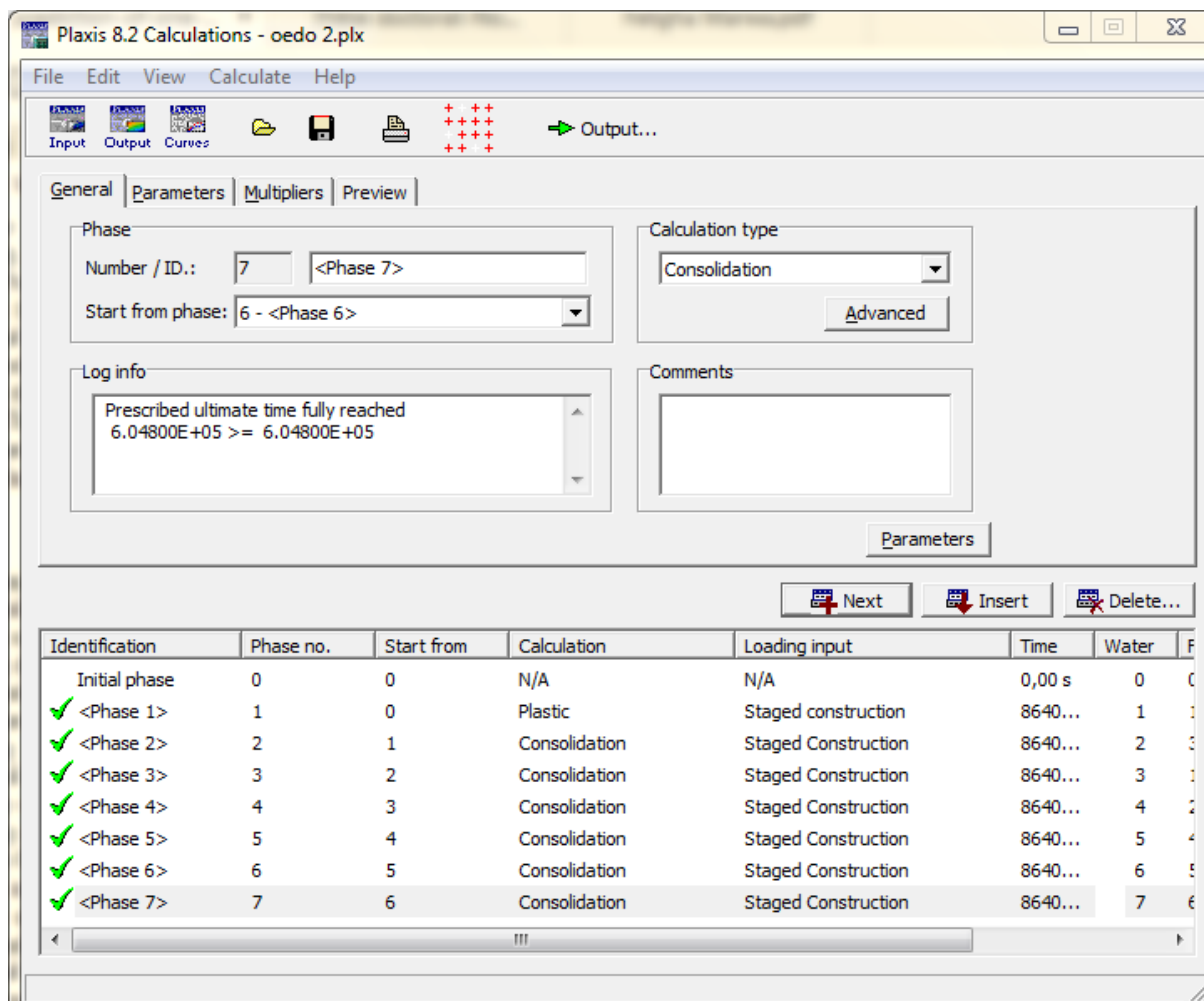


Figure V. 13: Les différentes étapes de calcul de l'essai œdométrique.

V.4.3. Résultats et discussions :

Les résultats des tests de laboratoire et des modèles d'éléments finis sont tracés dans l'espace e - $\log \sigma'$. Tout d'abord, la figure V.14 montre le déplacement vertical à la fin du test numérique. Les résultats des essais de simulation numérique en terme de variation du déplacement vertical en fonction du temps sont présentés dans la figure V.15 :

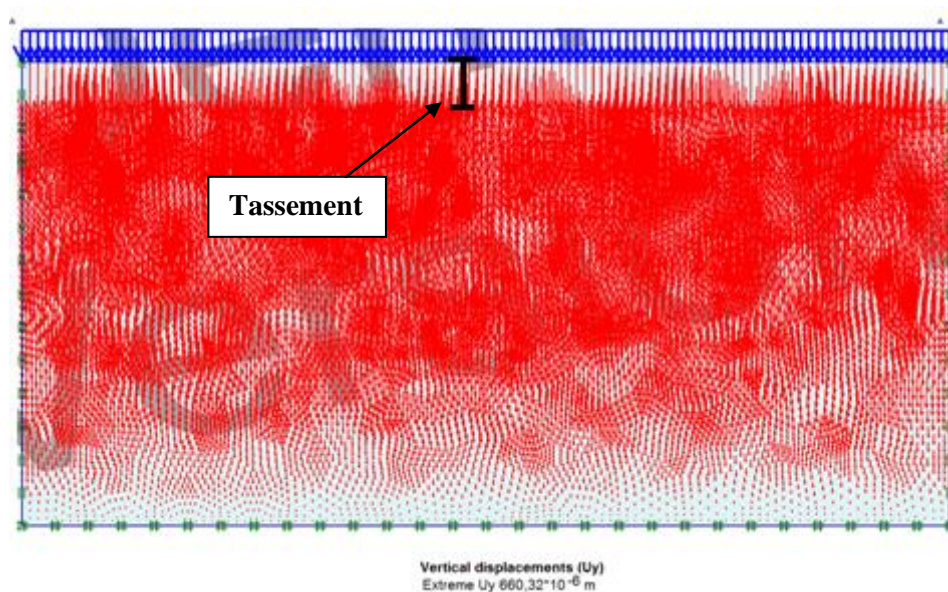


Figure V. 14: Déplacement vertical du modèle.

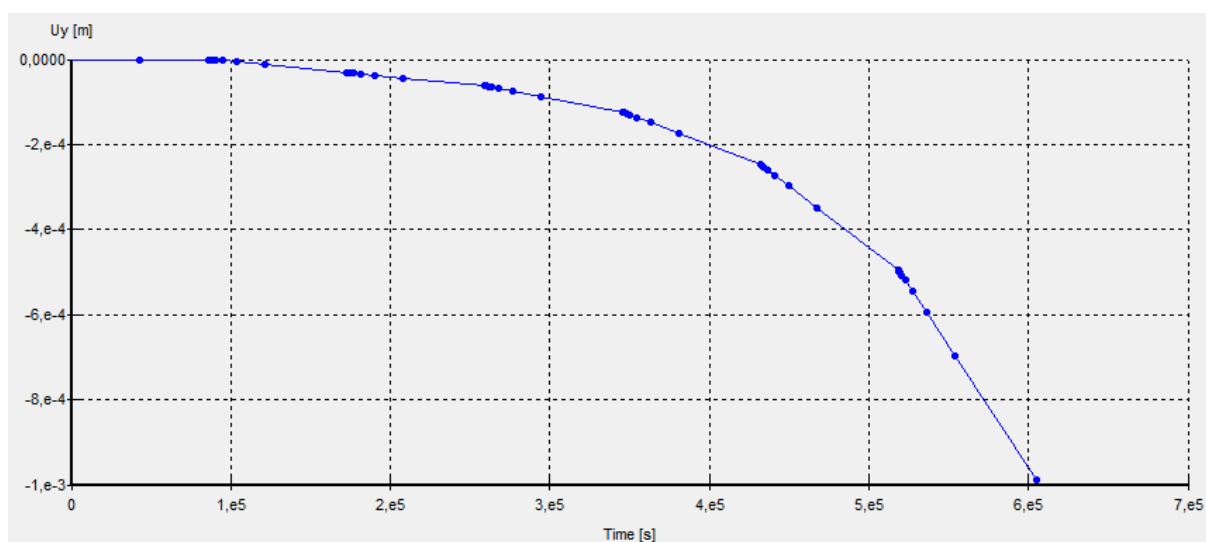


Figure V. 15: Variation du déplacement vertical en fonction du temps.

Les figures V.16 et V.17 montrent les courbes de compressibilités des essais expérimentaux est numériques sur le sable de Chlef moyennement dense avec $Dr=65\%$ est avec plusieurs pourcentages des fines. Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant la méthode des éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordants de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits. On

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

remarque que le modèle HSM d'écrit bien le comportement de consolidation des mélanges sable-limon de Chlef par rapport au modèle de mohr-coulomb.

Le rapport de la variation de l'indice des vides avec l'augmentation de la contrainte pour les essais de laboratoire est également uniforme avec celui du modèle à éléments finis HSM. Pour le modèle de Mohr-coulomb il y a une différence d'environ 0.1 à 0.2 dans la valeur de l'indice des vides. Comme prévu l'indice des vides diminuer avec l'augmentation de la teneur en fines.

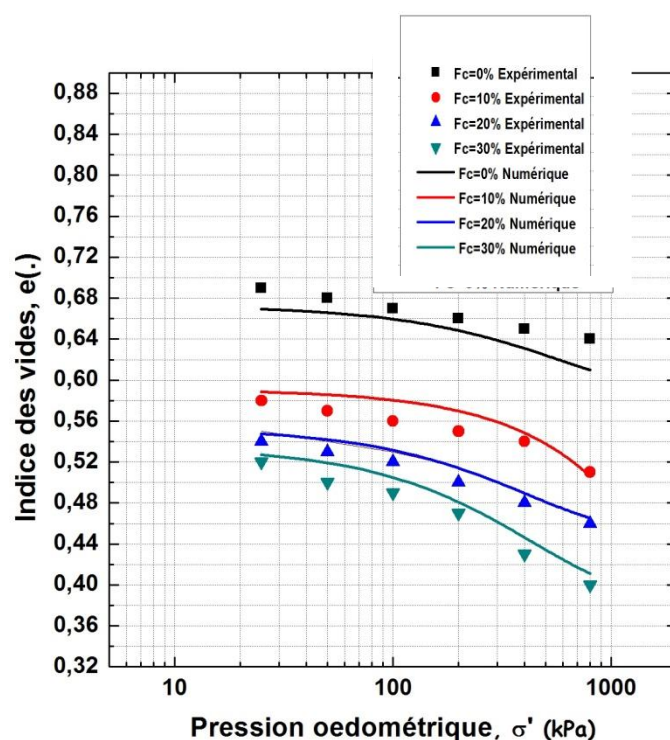


Figure V. 16: Résultats des essais œdométriques et des éléments finis pour e -log σ' pour le modèle de Mohr coulomb

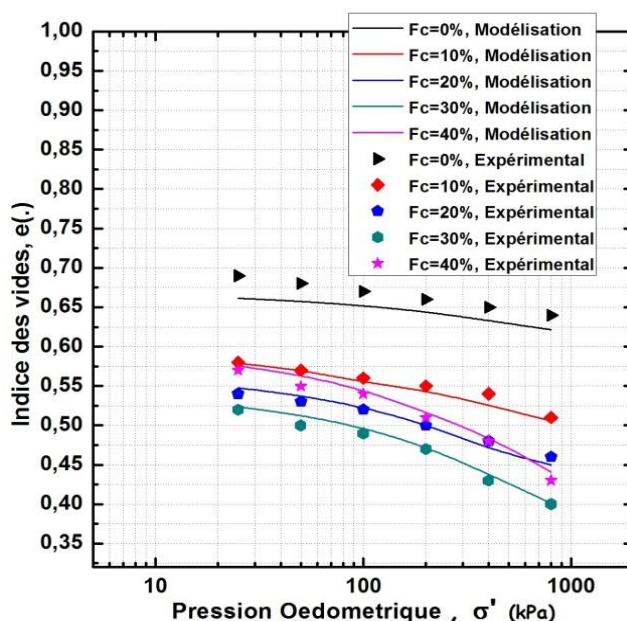


Figure V. 17: Résultats des essais œdométriques et des éléments finis pour e -log σ' pour le modèle HSM

Les tableaux V.3 et V.4 présentent les déplacements verticaux entre les résultats expérimentaux et numériques, on remarque qu'il n'y a pas une grande différence entre les déplacements des essais réalisés en laboratoire est entre les résultats numériques. Cette différence de déplacement n'influence pas beaucoup dans le calcul de l'indice des vides comme il est montré dans les tableaux V.3 et V.4.

Tableau V. 3 Comparaison entre les déplacements verticaux

	Expérimentale	Théorique (mohr coulomb)
Matériau	Déplacement vertical total (mm)	Déplacement vertical total (mm)
0% fine	-0.573	-0.660
10% fine	-1.194	-1.050
20% fine	-1.281	-1.212
30% fine	-1.478	-1.760
40% fine	-1.630	-1.433

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

Tableau V. 4 Comparaison entre les déplacements verticaux

Matériau	Expérimentale	Théorique (HSM)
	Déplacement vertical total (mm)	Déplacement vertical total (mm)
0% fine	-0.573	-0.559
10% fine	-1.194	-1.511
20% fine	-1.281	-1.59
30% fine	-1.478	-1.773
40% fine	-1.630	-1.994

V.4.4. Etude paramétrique :

a) Influence de la perméabilité :

On va modéliser un essai œdométrique à chargement par paliers sur des mélanges sable limon et on va varier le coefficient de perméabilité les résultats obtenus sont présentés dans les figures ci-dessous :

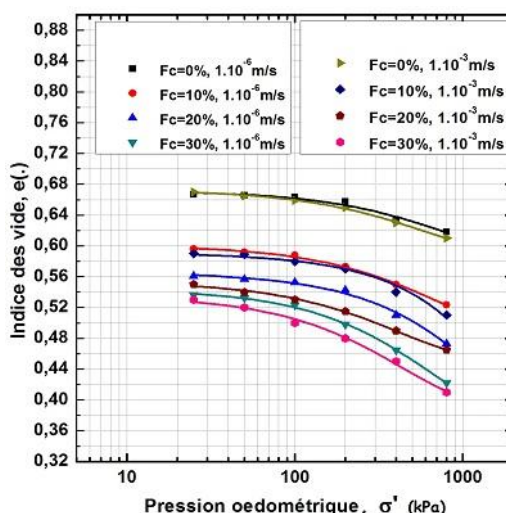


Figure V. 18: Influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.

Donc on observe que, les indices des vides obtenus pour tous les mélanges avec un coefficient de 1.10^{-3} m/s sont moins à ceux obtenus pour le coefficient de 1.10^{-6} m/s.

b) Influence du temps de chargement :

Une simulation d'un essai œdométrique à été réalisée avec un pas de chargement de 24h par paliers pour la première modélisation, et un chargement par palier chaque 1 an pour la deuxième simulation, la figure V.19 montre les résultats obtenus sur un sable propre:

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

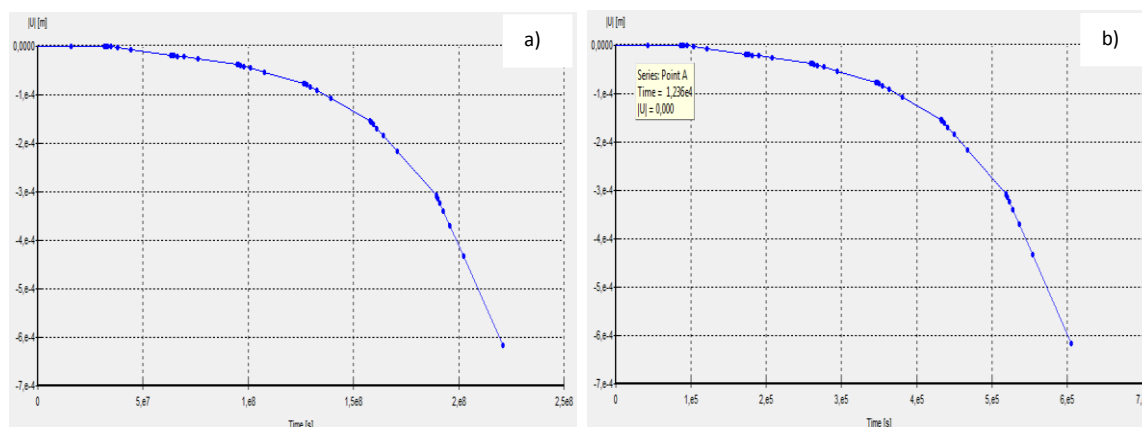


Figure V. 19: Influence du temps de chargement sur la courbe du tassement obtenue par la modélisation numérique. A) chargement par ans. B) chargement par jours

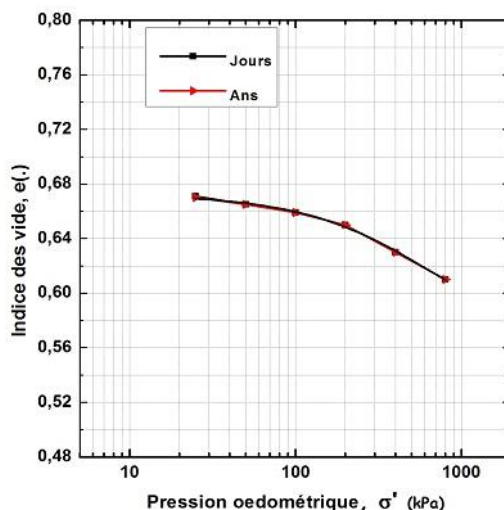


Figure V. 20: Influence du temps de chargement sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.

On voit clairement d'après la figure V.20 que la durée de chargement n'a pas une influence sur les valeurs de l'indice des vides. Donc on conclut que pour les sables la durée de 24h est suffisante pour que le sable atteigne son plus grand déplacement vertical.

c) Influence de l'épaisseur de la couche

Deux essais œdométriques ont été simulés à un chargement constant sur un échantillon de sable propre ; pour les conditions d'axe de symétrie, non drainée et la loi de Mohr coulomb, puis on applique un chargement par paliers sur un échantillon de 30 et 20 mm

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

d'épaisseur respectivement. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure ci-dessous
Figure V.21:

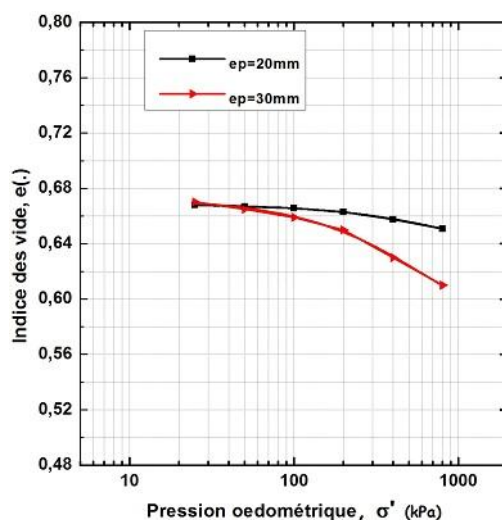


Figure V. 21: Influence de l'épaisseur de la couche sur la courbe de compressibilité obtenue par la modélisation numérique.

D'après les figures on observe que l'échantillon avec une épaisseur $ep=20mm$ donne des indices des vides inférieurs à ceux avec une épaisseur $ep=30mm$. Donc la diminution de l'épaisseur pour les échantillons soumis à des essais œdométriques diminuer le risque du tassement. C'est pour cela on doit améliorer la densité relative de ces sites soumis à un risque du tassement par un bon compactage.

V.5. Etude numérique des essais réalisés a la boîte de casagrande :

De nombreuses études expérimentales, analytiques et numériques ont été réalisées pour étudier le comportement en cisaillement des sols (Baghezadeh et al 2009, wood park 2009), les méthodes numériques permettent de déterminer des paramètres matériels difficiles à mesurer dans l'étude expérimentale (Lizuka et al 2004, Burd et houlby 1989). Le développement des procédures des calculs numériques a entraîné certaines idéalizations importantes du problème. Les principaux traitent des éléments suivants: géométrie du modèle; conditions de chargement; propriétés des matériaux et modèles constitutifs des matériaux et choix de la technique numérique.

V.5.1.Méthodologie et procédure

a) Recueil des données

L'essai en déformation plane (2D) a été simulé en utilisant des éléments à 15 noeuds, avec des éléments de volume, et des éléments d'interface. Le modèle géométrique reproduit les dimensions réelles de la boîte de cisaillement (60x60x15) mm pour les dimensions des deux demi boîtes supérieures et inférieures, une interface a été créée entre la boîte de cisaillement et le sol. Les conditions aux limites du modèle sont déterminées en suivant la méthode expérimentale, pour la demi-boîte supérieure on permet les déplacements horizontaux et verticaux alors que pour la demi-boîte inférieure on bloque tous les déplacements. La condition de charge normale constante est recréée en appliquant une contrainte normale uniformément répartie au sommet et un déplacement horizontal de cisaillement tout le long de l'interface. Les sols sont représentés par le modèle de Mohr-Coulomb. Les paramètres du sol utilisés dans la modélisation numérique ont été donnés par le tableau V.1 lors de l'étude numérique des essais œdométriques dans ce chapitre.

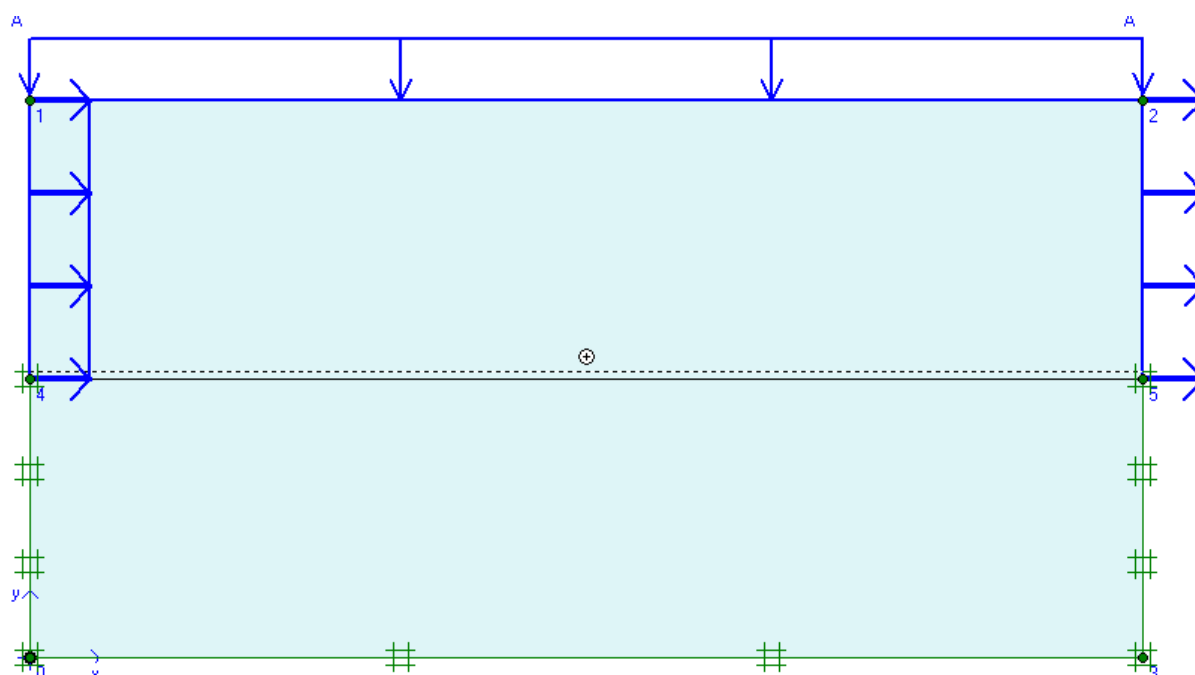


Figure V. 22: Configuration géométrique du modèle. Conditions aux limites et chargements.

b) Génération du maillage :

Le cluster du sol a été modélisé par une maille fine, à éléments triangulaires de 15 noeuds, donnant un nombre total de 986 éléments, 8366 noeuds et 11832 points de contraintes. Une maille typique d'éléments finis du modèle numérique développés est présentée dans la figure V.23.

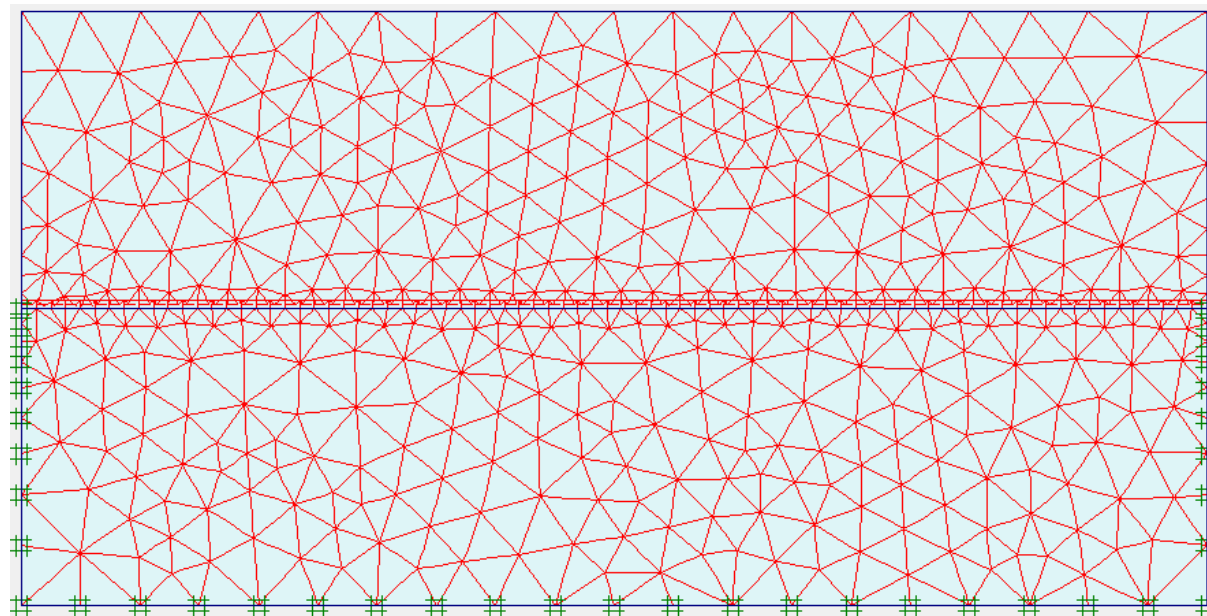


Figure V. 23: Modèle en éléments finis (mailles + nœuds + points de contraintes)

d) Condition initiale :

Cette étape est la dernière étape avant la phase de calcul, elle s'effectue par la génération des pressions interstitielles, mais dans notre cas la pression interstitielle est nulle puisque notre sol est non saturé. Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient des terres au repos K_0 (formule de Jaky, 1944) mentionné au début du chapitre.

c) Phase de calcul :

Le calcul de notre modèle a été défini en 8 phases, pour tous les essais de cisaillement direct, la contrainte normale a été maintenue constante lors de la phase de calcul, est le déplacement horizontal a été variable de 1mm jusqu'à 7 mm comme dans les essais expérimentaux. On a utilisé deux modèles différents dans cette étude le modèle de Mohr coulomb et le modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, HSM)

V.5.2.Résultats:

Les résultats des tests de laboratoire et des modèles d'éléments finis sont tracés dans l'espace σ - Δ_H . Tout d'abord, la figure V.24 montre le modèle de géométrie à la fin du test numérique.

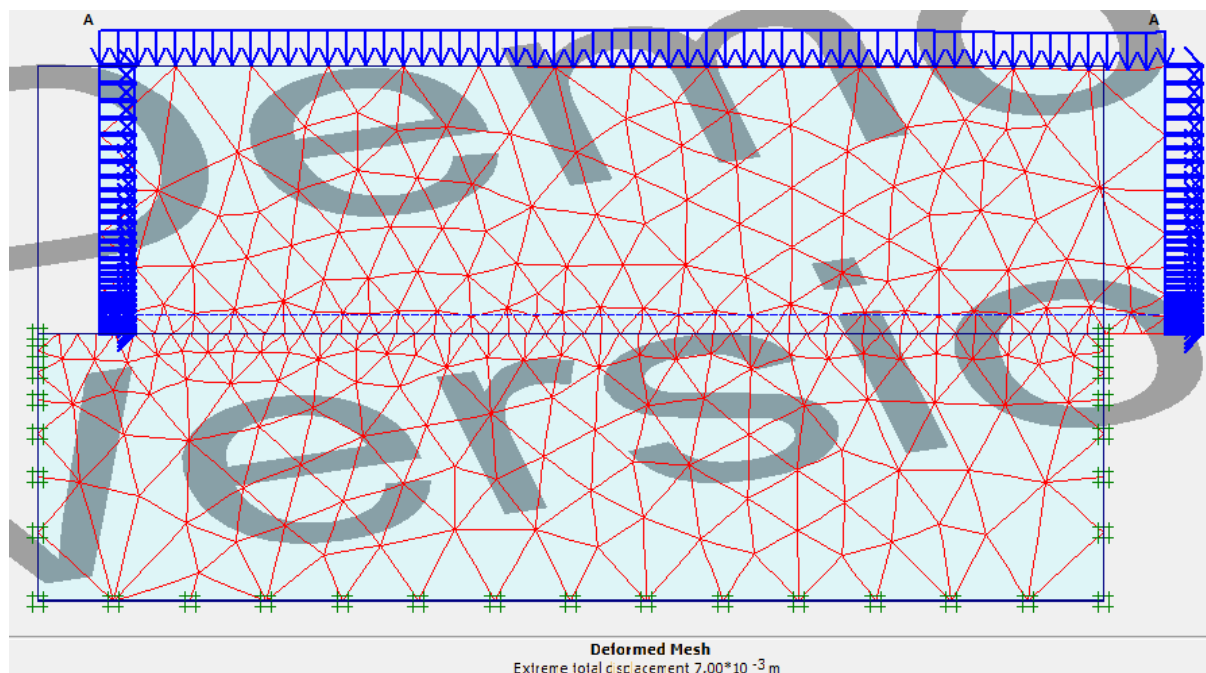


Figure V. 24: Déformation du maillage

V.5.3.validation du modèle:

La validation du modèle numérique est réalisée en se basant sur les résultats obtenus des déplacements horizontaux, des contraintes de cisaillement. D'après les résultats obtenus par simulation numérique on remarque que le modèle de Mohr coulomb décrit bien la phase élastique, mais dans la phase plastique il prédit une stabilisation qui n'a pas été observée lors des essais expérimentaux. Le modèle HSM semble plus précis car il décrit bien le comportement élastique et plastique. On remarque que l'écart entre la valeur maximum de la contrainte de cisaillement entre les courbes expérimentales et les courbes obtenues par Plaxis pour le modèle de Mohr coulomb est de 5kPa pour une contrainte normale égale à 100kPa est de 60kPa pour une contrainte normale égale à 200kPa est de 25kPa pour une contrainte normale égale à 400kPa. Alors que pour le modèle HSM est de 5kPa pour une contrainte normale égale à 100kPa est de 1kPa pour une contrainte normale égale à 200kPa est de 18kPa pour une contrainte normale égale à 400kPa. Les contraintes de cisaillement maximales sont présentées dans les tableaux V.5 et V.6.

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

Tableau V. 5 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales pour le modèle de Mohr coulomb

Matériau	Experimental	Plaxis
	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)
100kPa	89.83	82.21
200kPa	188.23	155.82
400kPa	353.21	325.21

Tableau V. 6 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales pour le modèle Hardening Soil Model, HSM

Matériau	Experimental	Plaxis
	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)
100kPa	89.83	83.59
200kPa	188.23	187.83
400kPa	353.21	335.74

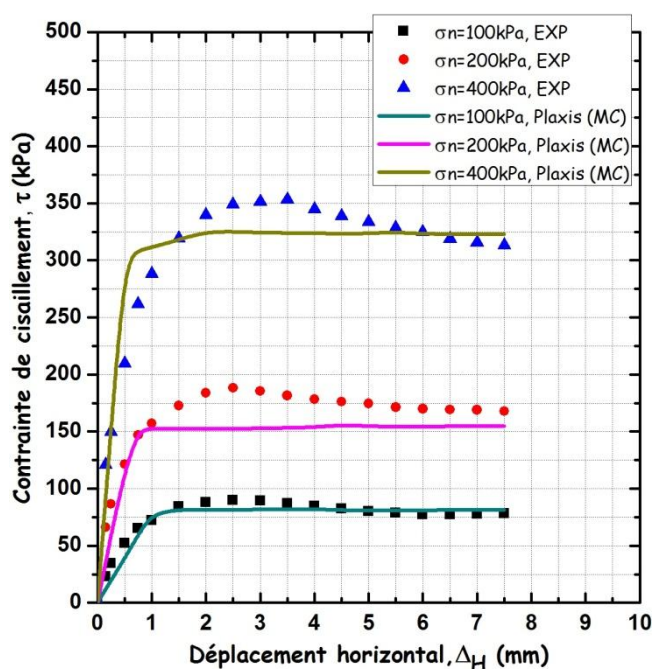


Figure V. 25: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Modèle de Mohr coulomb)

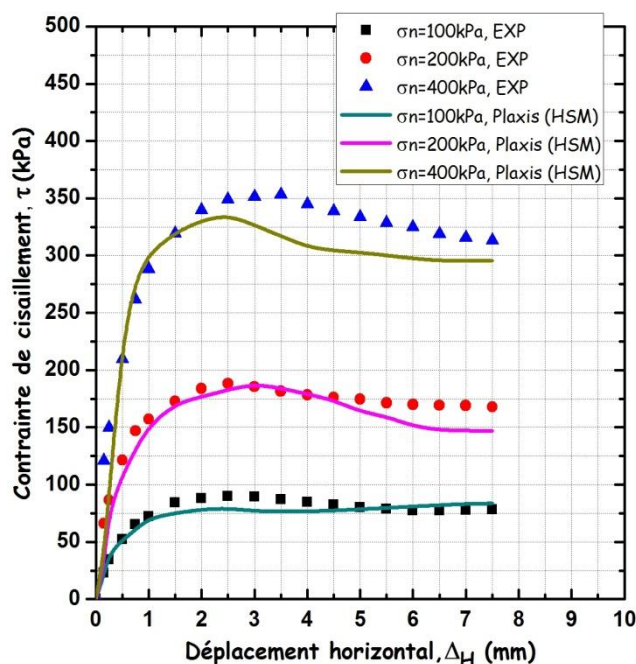


Figure V. 26: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Le modèle du sol avec écouissage (Hardening Soil Model, HSM))

V.5.3.1. influence du facteur réducteur de l'interface R_{inter} :

L'influence de la rugosité de surface peut être représentée par ce facteur, les résultats des calculs sont présentés dans les figures ci-dessous :

En remarque que plus le R_{inter} est faible plus la résistance maximale diminuer, donc plus le R_{inter} est faible plus le taux de variation de la résistance maximal augmente avec les courbes expérimentales. Les contraintes de cisaillement maximal sont présentées dans le tableau V.7.

Tableau V. 7 Comparaison entre les contraintes de cisaillement maximales

Matériau	$R_{inter}=0.8$	$R_{inter}=1$
	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)	Contrainte de cisaillement maximale (kPa)
100kPa	53.26	82.21
200kPa	105.54	155.82
400kPa	212.53	325.21

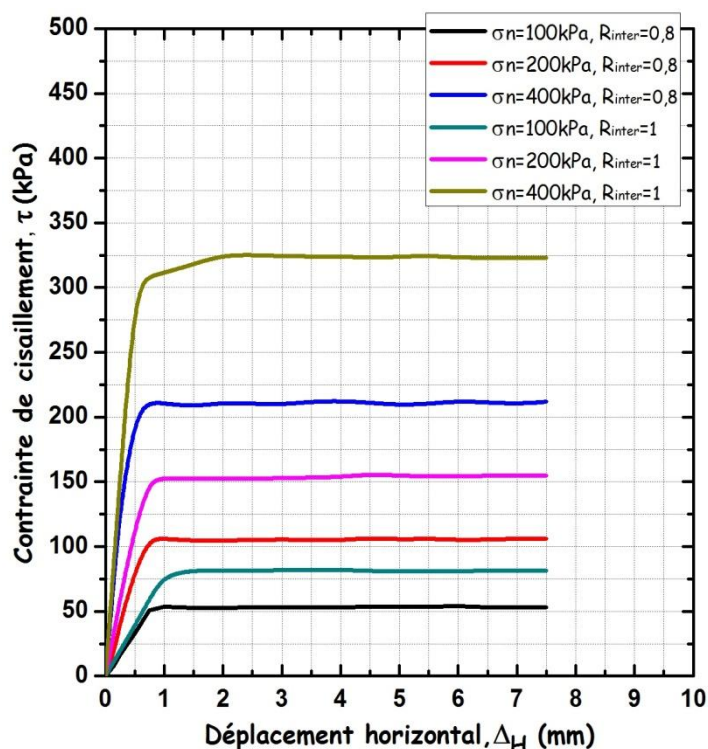


Figure V. 27: Résultats Plaxis qui montrent l'influence de R_{inter} la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef.

Conclusion :

Les essais de consolidation (compression unidimensionnelle) ont été utilisés pour les mélanges sable-limon. On peut conclure que, les lois de comportement de Mohr coulomb choisies dans les différentes simulations numériques sont conformément aux théories fondamentales de la consolidation, donc les principales conclusions de cet article sont les suivantes:

- On a établi un modèle de calcul pour des essais réels, il n'est pas la solution idéale mais une approche raisonnable.
- Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb donne une sur estimation de l'indice des vides.
- Le modèle HSM semblé plus précis est plus réaliste par rapport au modèle de Mohr-coulomb, les indices des vides obtenus par élément finis sont presque identiques par rapport aux résultats expérimentaux.
- Les essais expérimentaux réalisés au laboratoire fournissent des données utilisables pour la validation du modèle de comportement choisie.
- il convient de noter que les valeurs de l'indice des vides par élément finis sont supérieures aux valeurs de l'expérimentation (test dimensionnel). Ce comportement

Chapitre V simulation numérique des essais réalisés par la méthode des éléments finis

est dû au fait que le sable a tendance à présenter une dilatation accrue dans les tests réels ou expérimentaux, alors que ce n'est pas le cas dans les modèles de Plaxis.

- L'essai de consolidation unidimensionnelle utilisant des modèles d'éléments finis peut principalement être utilisé dans les premières étapes de la conception d'une semelle dans un sol sans cohésion.
- Les domaines dans lesquels nos recherches peuvent être appliquées pour les études de fondations sur sols compressibles, les techniques de pré chargement et l'interprétation des tassements des prés chargements peuvent être améliorés par la prise en compte de nos résultats.

Pour les essais à la boîte de Casagrande

- les résultats obtenus montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le code en éléments finis Plaxis utilisant le modèle de Mohr-Coulomb donne une sous-estimation de la contrainte de cisaillement maximal et d'une manière linéaire lors de la phase plastique.
- le modèle HSM semblé plus précis est plus représentatif des essais expérimentaux ce qui prouve une bonne qualité de modélisation numérique.
- Pour un contact rigide $R_{inter}=1$, on constate que les valeurs de la contrainte de cisaillement maximale calculées sont conformes aux résultats expérimentaux.
- Pour un contact moins rigide $R_{inter}=0.8$, en ce qui concerne l'évolution de la contrainte de cisaillement (τ), on remarque que les prédictions du modèle sont sensibles au coefficient réducteur de l'interaction R_{inter} , ce qui induit un écart entre les courbes expérimentales et de simulation.

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

Chapitre VI : comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturés : expérimentation et modélisation

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

Introduction

Des essais de laboratoire ont montré que non seulement les sols granulaires saturés sont sensibles à la liquéfaction, mais aussi les sols granulaires non saturés et partiellement saturés peuvent se liquéfier (Arab et al. 2010; Mathilde et al. 2015; Yoshimi et al. 1989; Yoshimichi et al. 2002, 2006; Della et al. 2009 ; Unno et al. 2008 ; Sherif et al. 1977).

Diverses études ont mentionné que la nature physique du sable limoneux est différente du sable propre Zlatovic et Ishihara (1995), Lade et Yamamuro (1997), Thevanayagam et al. (1997), Thevanayagam (1998), Yamamuro et Lade (1998). Selon plusieurs études, les caractéristiques physiques ont une influence sur le comportement mécanique. Monkul et al (2017), yilmaz et al (2008), Belkhatir et al (2010), Arab et al (2009), Bouri et al (2019), sitharam et al (2004), le comportement des fines non plastiques n'est pas bien compris, surtout que certains chercheurs ont constaté que l'ajout des fines augmente la résistance à la liquéfaction du sable Chang et al (1982) Dezfulian (1982); Amini et Qi (2000). Et certaines études ont montré que la résistance à la liquéfaction du sable diminue avec l'ajout des fines arab et al (2009), Belkhatir et al (2010), rahman et al (2008), Bouri et al (2019). abhishek Rathnam et al. (2015), akayuli et al. (2013), Mohammad et al. (2011), Monkul et Ozden (2017), Najjar et al. (2015), Rozalina et Ernest (2011), Shanyoug et al. (2009) ont montré que l'ajout de limon dans le sable diminue l'angle de frottement. Ces chercheurs ont déclaré que la diminution de l'angle de frottement est due à la diminution de la résistance du sol. les essais en laboratoire non drainés saturé sur des mélanges sable-limon sont largement étudiés dans différentes conditions, pour voir si le sol subit une liquéfaction dans différentes conditions initiales ou non (densité relative, pression de confinement, teneur en fines) Monkul et al (2016), Belkhatir et al (2010), Kuerbis et al (1988), Pitman et al (1994) Zlatovic et Ishihara (1995); Yamamuro et Covert (2001), Arab et al (2014), mais la simulation numérique utilisant le modèle par éléments finis sur les mélanges sable-limon est peu étudié. La majorité des études ont utilisé la méthode des éléments discrets pour simuler le comportement non drainé des matériaux granulaires Ng (1989), Ng & Dobry (1994), Sitharam et al (2002), Sitharam et al (2004) et Sitharam et al (2005). D'autres chercheurs ont utilisé des modèles hypoplastiques pour les modèles de constituants capables de prédire le comportement du sol. Mašín (2012a), Mašín (2012b), Najser et al (2012).

Dans le présent chapitre, une série des essais triaxiaux non drainés, pluviation au cône et de simulation numérique utilisant un modèle par élément fini a été effectués pour étudier

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

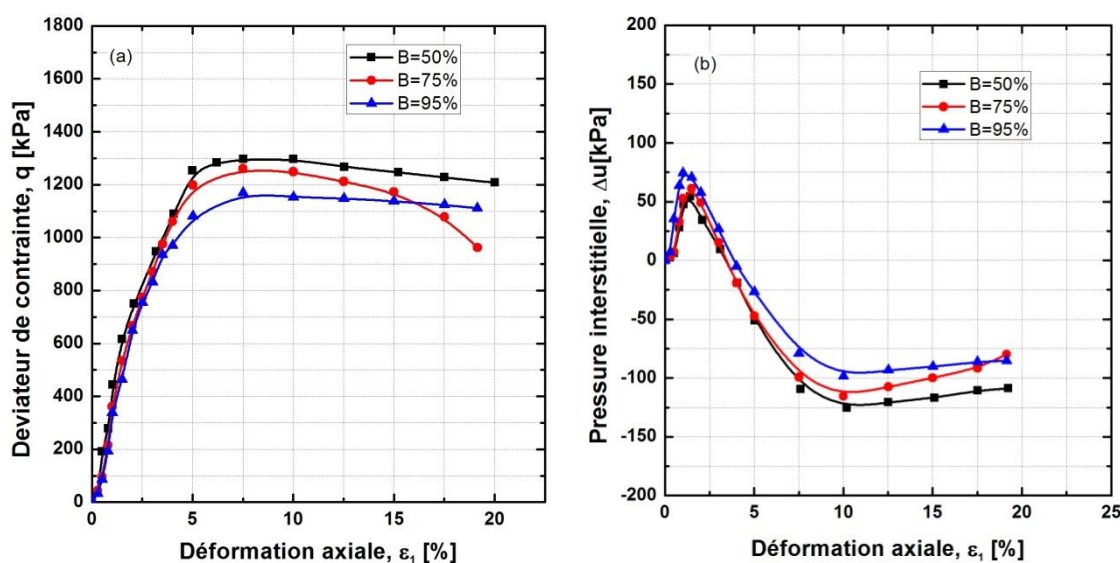
l'effet du comportement non drainé du mélange sable-limon partiellement saturé. Le but de cette étude est de montrer si le sable de Chlef subit une liquéfaction sous une densité relative élevée $Dr=80\%$, une teneur fine différente (10%, 20%, 30%, 40% et 100%), 200 kPa de pression de confinement et différents coefficients de skempton $B=50\%$, $B=75\%$ et $B=95\%$.

VI-1 Résultats des tests expérimentaux:

VI-1-1 Essais triaxiaux sur sable propre

VI-1-1-1 Influence du degré de saturation

Une série d'essais triaxiaux a été réalisée sur trois échantillons de sol de densité relative $Dr=80\%$ avec différents degrés de saturation $B=50, 75$ et 95% cisailées sous une contrainte effective $\sigma'_c=200\text{kPa}$, les résultats des essais sont illustrés sur la figure VI.1. La figure VI.1a illustre l'évolution du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, on constate que la résistance au cisaillement non drainée diminue considérablement avec l'augmentation du coefficient de Skempton B caractérisant le degré de saturation. La figure VI.1b illustre l'évolution de la pression interstitielle (U) en fonction de la déformation axiale, on note ici aussi que l'augmentation du coefficient de Skempton B induit une augmentation de la pression interstitielle (U). La figure VI.1.c montre l'évolution des chemins de contrainte ($Q-P'$), on note ici que les trois courbes sont asymptotiques à la droite de rupture.



Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

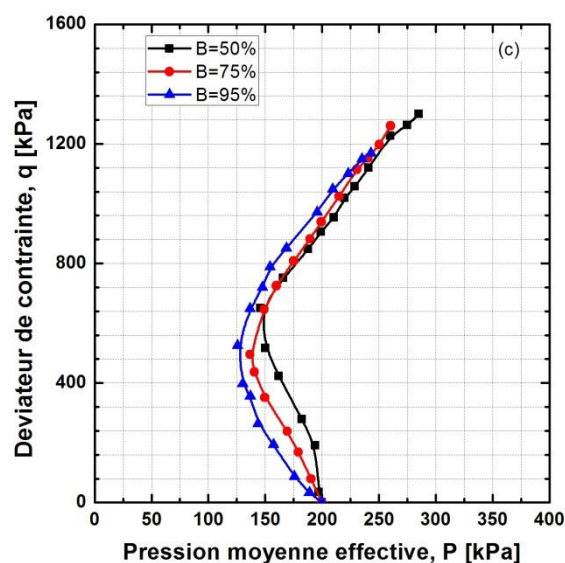


Figure VI. 1 Essai de compression non drainé sur sable de Chlef (B=50, 75 et 95%)

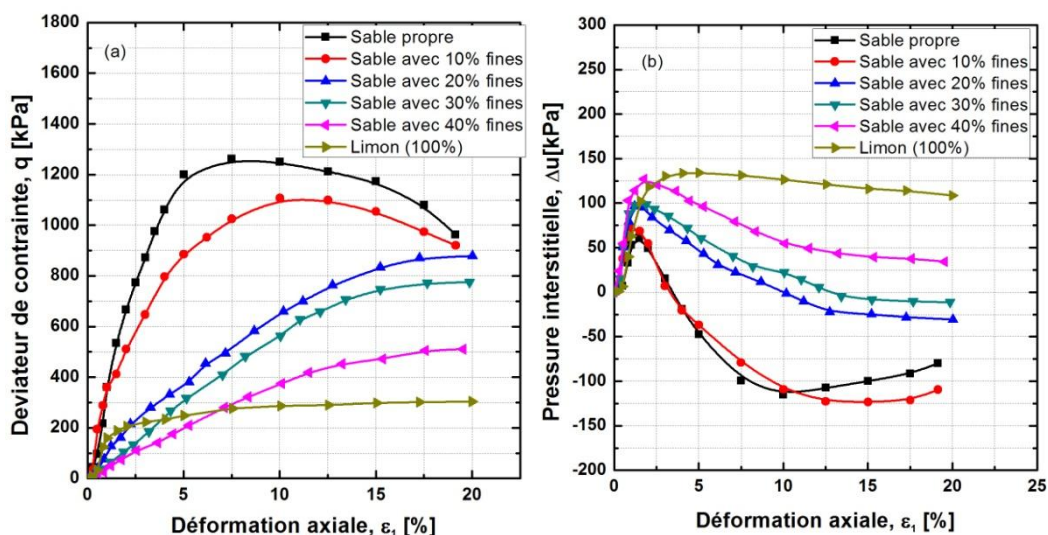
VI-1-2 Effet des fines sur le comportement non drainé du sable

Les figures VI.2 a, VI.2 b et VI.2 c montrent les résultats d'un essai triaxial non drainé effectué sur des mélanges sable-limon à une densité relative initiale de 80% et pour une pression de confinement de 200 kPa et un degré de saturation B=75%, nos résultats sont en bon accord avec les résultats publiés par Belkhatir et al (2010), Arab et al (2009), selon la figure 8a, on remarque que les valeurs du déviateur diminuent lorsque le pourcentage de limon augmente dans le sable, cette diminution du déviateur est due au rôle du limon dans l'augmentation de la phase de contractance des mélanges, ce qui conduit à une diminution de la pression effective de confinement Belkhatir et al (2010), Missoum et al (2013). On remarque que les courbes du déviateur en fonction de la déformation axiale du sable propre et du sable avec 10% de limon présentent un pic du déviateur lorsque la déformation axiale était proche d'environ 7,5% en sable propre et 10% en sable avec 10% de limon, ensuite les valeurs du déviateur ont diminué avec l'augmentation de la déformation axiale jusqu'à 20%. Les échantillons avec 20%, 30% et 40% de teneur en limon présentent un comportement d'écrouissage où le déviateur augmentait toujours avec une déformation axiale croissante. tandis que le limon (100% limon) présente un comportement élastoplastique. Le comportement observé sur les échantillons à 0, 10, 20, 30, 40% est appelé comportement

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

«non écoulement» (dilatance), l'échantillon à 100% limon présente un comportement à l'écoulement (contractance). Porcino et al (2019)

La figure VI.2 b illustre la pression interstitielle de l'eau en fonction de la déformation axiale, l'échantillon avec 0% et 10% présente une augmentation rapide de la pression interstitielle jusqu'à 75 kPa et à faible déformation axiale 1% et après que la pression interstitielle a diminuer est devenue négative après 3% de déformation axiale et se stabilise au-delà de 10% de déformation axiale. Les échantillons avec 20%, 30% et 40% de teneur en limon montre l'augmentation de la pression interstitielle puis diminue après 2% de déformation axiale et se stabilise au-delà de 13% de déformation axiale. Tous les échantillons ont présenté une première phase de contractance (pression interstitielle de l'eau) et une deuxième phase de dilatance (diminution de la pression interstitielle de l'eau) sauf le limon (100% limon) qui présentait une phase de contractance avec la valeur la plus élevée de la pression interstitielle suivie d'une phase de stabilisation au-delà de 5% de la déformation axiale. Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) montre clairement l'effet du limon sur la diminution de la pression effective moyenne et du déviateur maximal (figure VI.2 c). Cependant, tous les échantillons ont présenté le même comportement, le déviateur de contrainte est toujours allé avec une contrainte axiale croissante.



Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

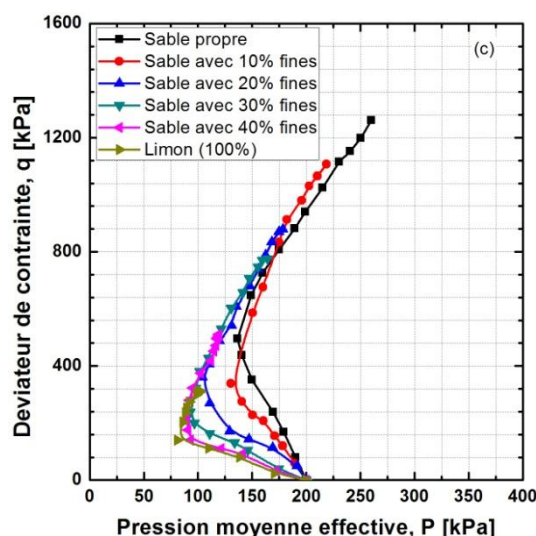


Figure VI. 2 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne effective

VI-1-2 Effet des fines sur l'angle de frottement du sable

Afin d'analyser l'effet de la teneur en limon sur l'angle de frottement maximal φ_{pic} et l'angle de frottement résiduel φ_{res} sur le sable de Chlef des essais de pluviométrie à cône ont été réalisés afin de comparer l'angle de frottement d'après les essais triaxiaux est d'après les essais de pluviométrie à cône, selon la figure VI.3, les valeurs de l'angle de frottement maximal sont supérieures à celles de l'angle de frottement résiduel, dû à la différence du déviateur au pic et à l'état résiduel, il semble que l'angle de frottement au pic et l'angle de frottement résiduel diminuent linéairement avec l'augmentation de la teneur en fine du $F_c = 0\%$ jusqu'à $F_c = 100\%$. Cette réduction est principalement due, d'abord à la réduction du déviateur observée lors des essais triaxiaux, puis au rôle des fines qui amplifient la phase de contractance des mélanges sable-limon et conduit par conséquent à des échantillons plus instables.

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

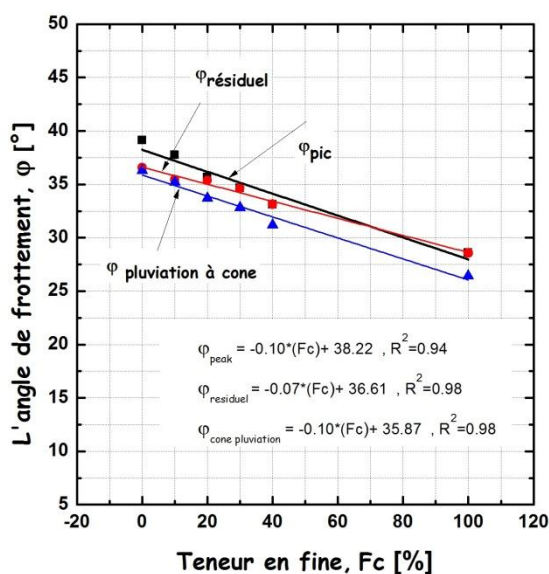


Figure VI. 3 Effet de la fraction des fines sur l’angle de frottement, a)Essai de pluviation a cone sur sable propre, b) Essai de pluviation a cone sur limon pure, c) Variation de l’angle de frottement en fonction de la teneur en fine

VI-3 Résultats de simulation par élément finis:

Le modèle Drucker–prager a été adopté; ce modèle est implanté dans Abaqus 6.12. Le premier objectif de ces simulations est de comparer le déviateur maximal des simulations avec les résultats expérimentaux. Le deuxième objectif est de voir si la simulation numérique utilisant le modèle Dracker-prager est capable de prédire la variation de la pression de l'eau interstitielle des différents mélanges sable-limon, le troisième but c’était d’évaluer l’angle de frottement des éléments finis et de le comparer avec le angle de frottement expérimental du test triaxial non drainé et du test de pluviation à cône. Selon la figure VI.4.a les résultats des simulations numériques sont en bon accord avec les tests effectués en laboratoire, on note que

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

les échantillons à 20, 30, 40 et 100% de limon les courbes de déviateur en fonction des déformations axiales sont identiques, tandis que pour les échantillons à 0 et 10% de fines la simulation numérique ne présente pas de pic du déviateur observé lors des tests expérimentaux. La figure VI.4.b montre la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, on note que les simulations numériques sont acceptables pour prédire les tests expérimentaux, pour les échantillons à 0 et 10% des fines la variation de la pression interstitielle devient presque stable au-delà de 10% de la déformation axiale, ce comportement n'est pas observé lors des essais expérimentaux qui présentent une augmentation après 15% de déformation axiale. La différence trouvée dans les résultats de simulation est due à la différence de cohésion, d'angle de frottement, du poids unitaire sec et surtout du module Young qui diminue avec l'ajout de fines dans le sable. Les paramètres du sable de Chlef utilisé lors de la simulation numérique sont indiqués dans le tableau VI.1.

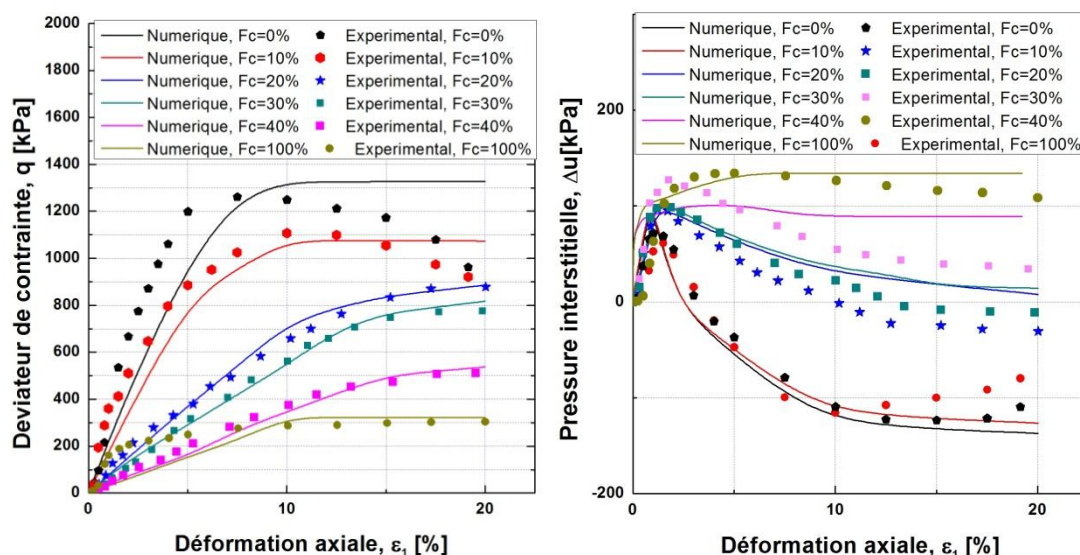


Figure VI. 4 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

Tableau VI. 1 : Paramètres utilisés dans la simulation numérique

Parameters	Values	Unit
Angle de dilatance Ψ	9,11	$^{\circ}$
Coefficient de poisson ν	0,3	-
Angle de frottement ϕ	39,11	$^{\circ}$
Cohésion C	1	kPa
Module de young E	6250	kPa

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

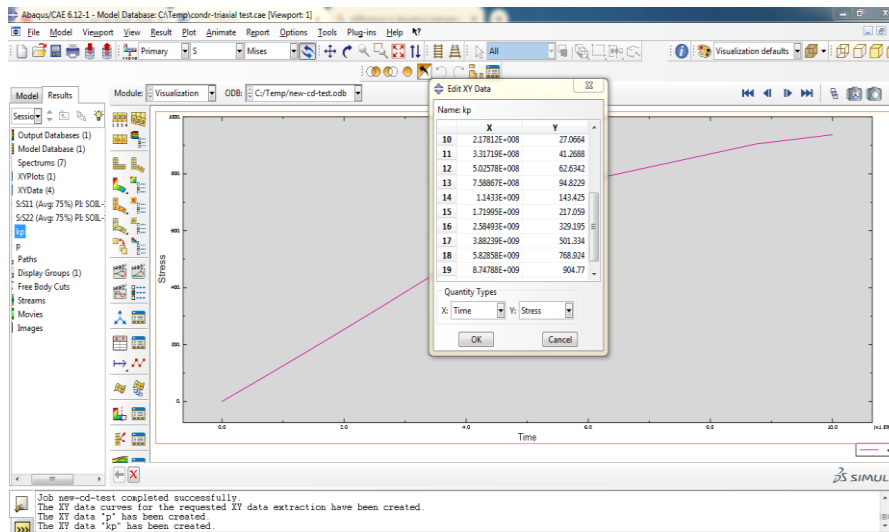


Figure VI. 5 Déviateur en fonction du temps dans Abaqus

Il est clair d'après la figure VI.6 que l'angle de frottement trouvé à partir des résultats de simulation numérique diminue avec l'ajout de fines dans le sable, nos résultats de simulation sont en bon accord avec les résultats trouvés dans les tests triaxiaux non drainé et du test de pluviation à cône.

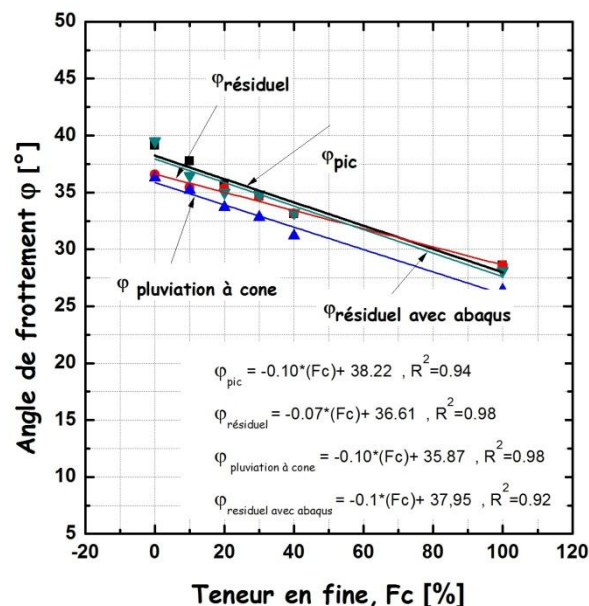


Figure VI. 6 Effet des fines sur l'angle de frottement du sable de Chlef

Chapitre VI comportement non drainé des mélanges sable-limon partiellement saturé : expérimentation et modélisation

Conclusion

Le comportement non drainé du sable de Chlef a été examiné à l'aide de six combinaisons de sable-limon (0, 10, 20, 30, 40 et 100%) afin d'évaluer l'effet de la teneur en fines sur le déviateur, la pression de l'eau interstitielle et l'angle de frottement, l'augmentation de la teneur en limon et du coefficient de Skempton B diminuent le déviateur de contrainte des échantillons et augmente la pression de l'eau interstitielle.

Après l'essai de pluviation cône a été effectué afin de comparer l'angle de frottement trouvé à partir d'essais triaxiaux non drainés et l'angle de frottement trouvé à partir des essais de pluviation à cône. D'après nos résultats, nous constatons que l'angle de frottement diminue avec l'ajout de fines dans le sable, cela est dû à la diminution de la résistance du sable.

L'angle de frottement trouvé par le test de pluviation à cône est en accord avec l'angle de frottement trouvé par les tests triaxiaux non drainés.

Un modèle numérique à éléments finis simulant le test triaxial non drainé utilisant le logiciel Abaqus a été vérifié à l'aide de données expérimentales. Sur la base des données expérimentales et numériques, la simulation numérique utilisant la méthode des éléments finis et le modèle constitutif de Drucker-Prager est capable de prédire le comportement non drainé du sable de Chlef.

Conclusion générale

Conclusion générale

Un travail expérimental et numérique a été réalisé dans cette thèse. Une analyse complète a été étudiée sur l'influence de la teneur en eau, teneur en fine, la densité relative sur le comportement mécanique du sable de Chlef, une étude numérique a été réalisée par des différents modèles afin de prédire le comportement mécanique du sable de Chlef.

D'après les résultats réalisés à l'aide de la boîte de Casagrande, l'augmentation de la teneur en fine induit une réduction de la résistance au cisaillement maximal et de la dilatance du sable de Chlef, et augmente la phase de contractance. L'angle de frottement diminue alors que la cohésion augmente. La teneur en eau influe d'une manière très sensible sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef, l'augmentation de la teneur en eau réduit d'une manière très claire la résistance et l'angle de frottement du sable de Chlef, alors que la cohésion augmente (cohésion capillaire).

Un travail expérimental et numérique a été réalisé dans cette thèse, une analyse complète a été étudiée sur l'influence de la teneur en eau, teneur en fine, la densité relative sur le comportement mécanique du sable de Chlef, une étude numérique a été réalisée par des différents modèles afin de prédire le comportement mécanique du sable de Chlef.

D'après les résultats réalisés à l'aide de la boîte de Casagrande, l'augmentation de la teneur en fine induit une réduction de la résistance au cisaillement maximal et de la dilatance du sable de Chlef, et augmente la phase de contractance. L'angle de frottement diminue alors que la cohésion augmente. La teneur en eau influe d'une manière très sensible sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef, l'augmentation de la teneur en eau réduit d'une manière très claire la résistance et l'angle de frottement du sable de Chlef, alors que la cohésion augmente (cohésion capillaire).

D'après les résultats œdométriques, L'augmentation de la fraction des fines dans le sable augmente les coefficients de compressibilité ; C_c et C_{c-s} . La teneur en fines de transition (F_{ct}) n'est pas constante et dépend du niveau de contrainte et de l'indice du vide maximal calculé à partir des paramètres du modèle hypoplastique (e_{io} , h_s , P_s , n). les essais œdométriques ont montré que la granulométrie influe sur les coefficients de compressibilité

Conclusion générale

C_c et C_{c-s} , ces coefficients augmentent d'une manière exponentielle avec la diminution du diamètre effectif D_{10} et du diamètre moyen D_{50} et l'augmentation de la fraction des fines et du coefficient d'uniformité. Les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ et $Dr=80\%$ le sol est très peu à peu compressible $0.05 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.1$, alors que pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=0\%$ et une densité $Dr=65\%$, le sol présente une compressibilité moyenne $0.1 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.4$. Pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=3\%$ et $Dr=80\%$ le sol présente une légère compressibilité $0.05 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.1$, alors que pour les échantillons préparés avec une teneur en eau initiale $\omega=3\%$ et une densité $Dr=65\%$ le sol présente une compressibilité moyenne $0.1 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.4$. Ces résultats montrent l'importance du compactage et des conditions initiales (teneur en eau) même pour les terrains granulaires comme le sable de Chlef.

D'après les simulations numériques qu'on a réalisées, Le modèle HSM semble plus précis et plus réaliste par rapport au modèle de Mohr-coulomb, les indices des vides obtenus par élément finis sont presque identiques par rapport aux résultats expérimentaux. L'essai de consolidation unidimensionnelle utilisant des modèles d'éléments finis peut principalement être utilisé dans les premières étapes de la conception d'une semelle dans un sol sans cohésion. Pour les essais à la boîte de Casagrande, les résultats obtenus montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le code éléments finis Plaxis utilisant le modèle de Mohr-Coulomb donne une sous-estimation de la contrainte de cisaillement maximal et d'une manière linéaire lors de la phase plastique. Le modèle HSM semble plus précis est plus représentatif des essais expérimentaux ce qui prouve une bonne qualité de modélisation numérique.

Les essais triaxiaux ont montré que l'augmentation de la teneur en limon et du coefficient de Skempton B diminue le déviateur de contrainte des échantillons et augmente la pression de l'eau interstitielle.

L'essai de pluviométrie à cône a été effectué afin de comparer l'angle de frottement trouvé à partir d'essais triaxiaux non drainés et l'angle de frottement trouvé à partir des essais de pluviométrie à cône. On a constaté que l'angle de frottement diminue avec l'ajout de fines dans le sable, cela est dû à la diminution de la résistance du sable. Un modèle numérique à éléments finis simulant le test triaxial non drainé utilisant le logiciel Abaqus a été vérifié à l'aide de données expérimentales. Sur la base des données expérimentales et numériques, la

Conclusion générale

simulation numérique utilisant la méthode des éléments finis et le modèle constitutif de Drucker-Prager est capable de prédire le comportement non drainé du sable de Chlef.

Références bibliographiques

Abhishek Rathnam.C, K Suresh, DR.K V Uday [2015], "Shear Strength Behaviour of Sand Clay Mixture", International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology Vol. 4, Issue 6, June 2015

Al-Baghdadi.T, M. J. Brown and J. A. Knappett " Modelling of laterally loaded screw piles with large helical plates in sand". Frontiers in Offshore Geotechnics, 2015 The Third ISSMGE McClelland Lecture. Manchester, UK.

Al-Defae.A.H, K. Caucis, and J. A. Knappett, " Aftershocks and the whole-life seismic performance of granular slopes". Géotechnique. Vol 63(14), pp. 1230-1244.

Amini F. & Sama K.M. (1999): « Behaviour stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions», Soil Dynamic Earthquake Engineering, 18, 445-455.

Amini F., G.Z. QI G.Z., Liquefaction testing of stratified silty sands, J. Geotech.Geoenviron. Eng., ASCE, 2000, 126(3), 208- 217.

Akayuli Dr. Cfa, Bernard Ofosu, Seth O. Nyako, Kwabena O. Opuni [2013], "The Influence of Observed Clay Content on Shear Strength and Compressibility of Residual Sandy Soils International", Journal of Engineering Research and Applications (IJERA) Vol. 3, Issue 4, Jul-Aug 2013, pp.2538-2542

Arab A. (2008) Behaviour soils under monotonic and cyclic loading, Ph.D. dissertation, Univ. of Scienc. And technology of Oran, Oran, Algeria (2008).

Arab Ahmed (2009) Monotonic and cyclic behaviour of silty sand, C. R. Mecanique 337 (2009) 621–631

Arab, A.; M.Sadek; M.Belkhatir; I.Shahrour (2014) « Monotonic preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Silty Sand: a Laboratory Study», Arabian Journal for Sciences Engineering, 39:685–694; DOI 10.1007/s13369-013-0700-4

Arab, A., I. Shahrour, and L. Lancelot. (2011) : «A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand», Journal of Iberian Geology 37(1): 29–36.

Arab A., Sadek M., Belkhatir M., Shahrour I., Monotonic preloading effect on the liquefaction resistance of Chlef silty sand, Arabian Journal of Science and Engineering, 2014, 39, 685-694.

ASTM D 4253-00. (2002). Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp 1–14.

ASTM D 4254-00. (2002). Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp 1–9

ASTM D 2435/ D 2435M. (1997). Standard test method for One dimensional consolidation properties of soil using incremental loading, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA 19428.

ASTM D422-63, Standard method for particle-size analysis of soils, annual book of standards, West Conshohocken, 1989, 86-92.

Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudière F., Meimon Y., “A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behavior”. Proc. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zürich, pp. 3-13, 1982.

Bahda F. (1997). Etude du comportement du sable _a l'appareil triaxial : experience et modelisation, thèse, école nationale des ponts et chaussée

Bayat,E,Eseller-,Yegian,M.,Alshawabkeh,A.,Gokyer,S.,2013.Liquefac-tion responseofpartiallysaturatedsands.I:Experimentalresults.J.Geotech.Geoenviron.Eng.,ASCE1 9(6),863–871.

Been K. & Jefferies M.G.(1991) : « The critical parameter of sands», Geotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.

Been.K & Jefferies.MG [1985] "a state parameter for sands".Géotechnique 35(2):99-112

Belkhatir M, Arab A, Della N, Missoum H, Schanz T [2010] "Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils". CR Mécanique 338:290–303

Belkhatir .M, A. Arab, T. Schanz, H. Missoum, N. Della [2011] "Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics", Granular Matter (2011) 13:599–609

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, Ecole National des Ponts et Chaussées

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.

Benghalia Y., Bouafia A., Canou J., Dupla J.C., Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines, Arabian Journal of Geosciences, 2014, 8(2), 605 618.

Bouferra R., & Shahrour I., (2004): « Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand», *Ground Improvement* 8, No 1, 1-5.

Bouferra Rachid (2000): « Etude en laboratoire de la liquéfaction des sols», Thèse de doctorat, Ecole Universitaire des Ingénieurs de Lille USTLille, 2000, p. 110.

Bouferra.R. And I. Shahrour [2004], “Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement* · March 2004 DOI: 10.1680/grim.8.1.1.36366

Bouri.D, A. Krim, A. Brahim, A. Arab, “Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters”, *Studia geotechnica et mechanica*, doi.org/10.2478/sgem-2019-0027, (2019)

Brahim.A, A. Arab, S. Marwan, I. Shahrour, “Laboratory Investigation of the Influence of Geotextile on the Stress–Strain and Volumetric Change Behavior of Sand”, *Geotech Geol Eng*, DOI: 10.1007/s10706-018-0446-6, (2018)

Brahim, A., Arab, A., Belkhatir, M., Shahrour, I. (2016). Laboratory Study of Geotextiles Performance on Reinforced Sandy Soil. *Journal of Earth Science*, 27(6), 1060–1070.

Brinkegreve R. B. J., W. S. Sowlfs and E. Engin " Plaxis 2D. University of Delft, Delft, Netherland,2010.

Cabalar, A. F., Haasan, R. A. (2013). Compressional behaviour of various size/shape sand–clay mixtures with different pore fluids. *Eng. Geol.* 164.

Cambon B., et Jafari K. (1987) -"A constitutive model for granular materials based on two plasticity mecanismes", Saada & Bianchini (Eds), Balkema, Rotterdam, pp 149-167.

Chaffois S., Monnet J. - Model of sand behaviour towards shearing and compressibility in 3 dimensional condition of stress and strain. - *Constitutive Equations for Granular and Non Cohesive Soil*, Cleveland, Balkema, 1989, pp.169-181.

Chan C.K. (1985): « Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user’s manual», Soil Engineering Equipment Company, San Francisco

Chang N.Y., Yeh S.T. & Kaufman L.P. [1982] "Liquefaction potential of clean and silty sands", *Proc., 3rd Int. Earthquake microzonation Conf.*, Vol. 2, 1017-1032.

Cherif Taiba, A., Belkhatir, M., Arab, A., Kadri, A., Mahmoudi, Y., Schanz, T. (2015). Experimental study of undrained shear strength of silty sand: effect of fines and gradation. *Geotech Geol Eng*, 30(5), 1103–1118.

Cambou B., Jafari K., "Modèle de comportement des sols non cohérents". Revue Française de Géotechnique, vol. 44, pp. 43-55, 1988.

Canou J. (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat de L'ENPC, Paris, 380 p.

Canou J., Bahda F., Saïtta A. & Dupla J.C. (1994) : « Initiation de la liquéfaction des sables sous chargement monotones et cyclique », Proceeding 13ème Int Conf. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, pp. 1297-1300.

Canou.J Benahmed.N Dupla.J.C Gennaro.V (2002) Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables, Revue Française de Géotechnique

Casagrande A. [1936] "Caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, pp. 257-276.

Castro et Poulos (1977) : « Factors affecting liquefaction and cyclic mobility », Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, N°GT6, pp. 505-515.

Castro, G. [1969] "Liquefaction of Sands". Doctoral thesis, Harvard Soil Mechanics Serie n°81. Harvard University Cambridge Massachusetts.

Castro G. (1975): « liquefaction and mobility cyclique of saturated sands », Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, N°GT6, pp. 551-569.

Della.N, Arab.A, Missoum.H, Comportement monotone du sable de Chlef partiellement saturé, Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 » Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009

Della, N., A. Arab, M. Belkhatir, H. Missoum, C. Bacconnet, and D. Boissier. 2010. Effect of the initial structure on the behavior of Chlef sand. Acta Geotechnica Slovenica 7(2): 5–15.

Della N., Belkhatir M., Arab A., Canou J., Dupla J.C., Undrained monotonic response and instability of medium-dense sandy soil, Marine Georesources and Geotechnology, 2015, 33(6), 487-495.

Dupla.J.C (1995) Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique a l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat, Ecole ponts et chaussée, paris

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.

Hayaward.T, A. Lees, W. Powrie, & Smethurst. " Centrifuge modelling of a cutting slope stabilised by discrete piles". TRL471 report, Transport Research Laboratory,2000 , Berkshire, UK.

Henni, A.D.; Arab, A.; Belkhatir, M.; Hamoudi, S.A.; Khelafi, H.: Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio. Arab. J. Geosci. (2011) doi:10.1007/s12517-011-0365-9

Gudehus G. (1996) A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations; 36(1):1–12.

Ishihara K., Tatsuoka F. & Yasuda S. (1975) : « Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses», Soils and Foundations, Vol. 18, N°1, pp. 57-72

Ishihara, K.: Liquefaction and flow failure during earthquakes. Geotechnique 43(3), 351–415 (1993)

Ishihara, K., Tsukamoto, Y., Kamada, K. (2004): Undrained behavior of near-saturated sand in cyclic and monotonic loading. Proceeding of International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum (Germany), p. 27-39.

Jia He, JianChub,n, HanlongLiuc, Undrained shear strength of desaturated loose sand under monotonic shearing, Soils andFoundations2014;54(4):910–916

Konrad JM (1993) Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests. Geotechnique 43 (1):69-89

Koester J.P.[1994] "The influence of fines type and content on cyclic strength", geotechnical Special Publication N°44, S. Prakash and P. Dakoulas, eds. ASCE, New York, 17-33.

Kuerbis, R., Negusse, D., Vaid, Y.P. (1988). Effect of gradation and fine content on the undrained response of sand. Hydraulic Fill Structure, Geotechnical Special Publication, 21. ASCE, New York, 330–345.

Kramer SL, Seed HB (1988) Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. J Geotech Eng 114(4):412-430

Krim A., Zitouni Z., Arab A., Belkhatir M., Identification of the behavior of sandy soil to static liquefaction and microtomography, Arabian Journal of Geosciences, 2013, 6(7), 2211-2224.

Krim, A., et al., 2016. Characteristics of cyclic shear behaviour of sandy soils: a Laboratory study. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 41 (10), 3995–4005. doi:10.1007/s13369-016-2064-z

Lade 1972: the stress strain characteristics of cohesionless soils, phi. thesis barkeley 1972.

Lade P.V. & Duncan J.M. (1973): « Cubical triaxial tests on cohesionless soil» *Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE*, vol. 99, N° SM, pp.793-812.

Ladd R.S, (1978) " Preparing test specimen using under compaction", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 1, pp. 16-23.

Lade P.V., Yamamuro J.A., Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands, *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, 34, 918-928.

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

Lade P. V. & Yamamuro, J. A. [1997] "Effects of Nonplastic Fines on Static Liquefaction of Sands". *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 918 - 928.

Lee K.L., & Fitton J.A. (1968): «Factors effecting the dynamic strength of soil. Vibration affects on soil and foundation » *ASTM, STP450, American society for testing and materials*.

Li Y., "Finite Element Study on Static Pile Load Testing". MSc Thesis. Department of Civil Engineering. National University of Singapore. Singapore, 2004.

Lozovyi.S and E. Zahoruiko, "Plaxis Simulation of Static Pile Tests and Determination of Reaction Piles Influence". *Jornal of scientefic and technology* (2012). Vol. 23-24 (1-2),pp. 68-73.

Lupogo, K. (2012). Effect of fines mineralogy on the oedometric compressional behavior of sandy soils. *Journal of Civil Engineering and Construction Technology*, 4(7), 232-238.

Luong M.P. (1978) : «Etat caractéristique du sol», C.R., Académie des Sciences, Paris 287 B, pp. 305-307.

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

Mathilde Vernay, Mathilde Morvan, Pierre Breul (2015) : Etude du comportement des sols non saturés à la liquéfaction 33èmes Rencontres de l' AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, 27 au 29 mai 2015

Mašín, D. (2012a). Asymptotic behaviour of granular materials. *Granular Matter* 14, No. 6, 759–774.

Mašín, D. (2012b). Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. *Acta Geotechnica* 8, No. 5, 481–496.

Missoum.H, Mostefa Belkhatir, Karim Bendani & Mustapha Maliki, Laboratory Investigation into the Effects of Silty Fines on Liquefaction Susceptibility of Chlef (Algeria) Sandy Soils, *Geotech Geol Eng* (2013) 31:279-296 DOI 10.1007/s10706-012-9590-6

Mohammad A.Sadek, YingChen, JudeLiu [2011], “Simulating shear behavior of a sandy soil under different soil conditions”, *Journal of Terramechanics* Volume 48, Issue 6, December 2011 doi :10.1016/j.jterra.2011.09.006

Mohammad Emdadul Karim1* and Md. Jahangir Alam2, Effect of nonplastic silt content on undrained shear strength of sand–silt mixtures, *Geo-Engineering* (2017) 8:14 DOI 10.1186/s40703-017-0051-1

Mohkam M. (1983) : « Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques », Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.

Monkul M.M., Ehsane E., Aykut Ş, Influence of coefficient of uniformity and base sand gradation on static liquefaction of loose sands with silt, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2016, 89,185-197.

Monkul.M, Ehsan Etminan , Aykut Şenol [2017], “Coupled influence of content, gradation and shape characteristics of silts on static liquefaction of loose silty sands”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 101 (2017) 12–26

Monkul, M.M., Onal, O., 2006. A visual basic program for analyzing oedometer test results and evaluating intergranular void ratio.

Monkul.M, GurkanOzden [2007], “Compressional behavior of clayey sand and transition fines content”, *Engineering Geology* Volume 89, Issues 3–4, 6 February 2007 doi :10.1016/j.enggeo.2006.10.001

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.

Najjar S.S., K. Yaghi, M. Adwan & A.A.R.A. Jaoude [2015], “Drained shear strength of compacted sand with clayey fines”, *International Journal of Geotechnical Engineering* doi : 10.1179/1939787915Y.0000000001

Najser, J., D. Mašín and J. Bohác, Numerical modelling of lumpy clay landfill, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2012; 36:17–35, DOI: 10.1002/nag.990

Ng, T. T. (1989). Numerical simulation of granular soils under monotonic and cyclic loading: a particulate mechanics approach. PhD thesis, submitted to Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.

Ng, T. T. & Dobry, N. (1994). Numerical simulations of monotonic and cyclic loading of granular soil. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 120, No. 2, 388–403

Okamura, M., M. Ishihara, K. Tamura Degree of Saturation and Liquefaction Resistance of Sand Improved with Sand Compaction Pile *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132 (2) (2006), pp. 258-264

Phan Vu To Anh, Darn-Horng Hsiao Phuong Thuc-Lan Nguyen, (2016) Critical State Line and State Parameter of Sand-Fines Mixtures, *Procedia Engineering* 142:298-305

Polito, C., P. [1999] "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils". PhD. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, USA

Poulos S. J. [1981] "The steady state of deformation". *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.

Poulos, S. J., Robinsky, E. I., Keller, T. O. [1985] "Liquefaction resistance of thickened tailings". *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12):1380–1394,

Porcino, D. D¹, V. Diano¹, T. Triantafyllidis², T. Wichtmann³, (2019) Predicting undrained static response of sand with non-plastic fines in terms of equivalent granular state parameter, *Acta Geotechnica* [https://doi.org/10.1007/s11440-019-00770-5\(0123456789\).-volIV\)\(0123456789,-\(\).volIV\)](https://doi.org/10.1007/s11440-019-00770-5(0123456789).-volIV)(0123456789,-().volIV)

Unno, T., Kazama, M., Uzuoka, R., Sento, N., 2008. Liquefaction of unsaturated sand considering the pore air pressure and volume compressibility of the soil particle skeleton, *Soils and Foundations* 48(1), 87–99.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N., et Wroth, C. P. On the yielding of soil. *Geotechnique*, 8(1):27–53, 1958.

Roscoe, K.H. and Burland, J.B. (1968) On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay, in: J. Heyman, F. Leckie (Eds.), *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, 535-609

Rozalina S. Dimitrova , Ernest K. Yanful [2011], “Factors affecting the shear strength of mine tailings/clay mixtures with varying clay content and clay mineralogy”, *Engineering Geology* 125 (2012) 11–25

Schanz.T, P. A. Vermeer and P. G. Bonnier, " The hardening-soil model: Formulation and verification". In R.B.J. Brinkgreve, *Beyond 2000 in computation geotechnics*,1999, Balkema, Rotterdam, pp. 281- 290.\$

Seed.H.Bolton, Kenneth L. Lee, (1966) *Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1966, Vol. 92, Issue 6, Pg. 105-134

Seed H.B., & Idriss I.M. (1971): «Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential», *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE*, vol.97, SM9, pp. 1249-1274.

Seed H.B & Peacock W.H. (1971): « Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics», *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE*, vol.97 (8), 1099-1119

Seed, H. B. 1979. *Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 105(GT2):201-255.

Selim Altun, Burak Ahmet Göktepe *Cyclic Stress-Strain Behavior of Partially Saturated Soils Fourth International Conference on Unsaturated Soils (2006)*

ShanyongWang, DaveChan, Ka ChiLam, [2009], “Experimental study of the effect of fines content on dynamic compaction grouting in completely decomposed granite of Hong Kong”, *Construction and Building Materials Volume 23, Issue 3, March 2009* doi :10.1016/j.conbuildmat.2008.08.002

Sherif A.M., Ishibashi & Tsuchiya (1977): « Saturation effects on initial soil liquefaction», *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE*, vol. 103, N°GT8, pp. 914-917.

Sidoroff.F, *The geometrical concept of intermediate configuration and elastic finite strain. Arch. Mech.*, 25(2) :299–309, 1973

Sitharam, T. G., Vinod, J. S. & Ravishankar, B. V. *Post-liquefaction undrained monotonic behaviour of sands: experiments and DEM simulations (2009). Ge´otechnique* 59, No. 9, 739–749 [doi: 10.1680/geot.7.00040]

Sitharam, T. G., Dinesh, S. V. & Shimizu, N. (2002). *Micromechanical modeling of monotonic shear behaviour of granular media using three dimensional DEM. Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech.* 26, No. 12, 1167–1189.

Sitharam, T. G., Dinesh, S. V. & Srinivasa Murthy, B. R. (2004). Critical state behaviour of granular materials using three dimensional discrete element modeling. Proceedings of Royal Society of Chemistry., Chapter 5, 135–156.

Sitharam, T. G., Vinod, J. S. & Rothenburg. L. (2005). Shear behavior of glass beads. International Conference Micromechanics of Granular Media. Powder and Grains, pp. 257–260. Stuttgart: University of Stuttgart.

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

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

Thevanayagam S., Mohan, S. (2000). Inter-granular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. Geotechnique. 50(1), 1–23.

Thevanayagam, S. & Martin, G. R. [2002] "Liquefaction in Silty Soils – Screening and Remediation Issues". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1035 - 1042.

Tokimatsu, K., T. Yamazaki and Y. Yoshimi (1986), "Soil . Liquefaction Evaluations by Elastic Shear Moduli", Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 26, No. 1, pp. 25-35.

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

Troncoso J.H, Verdugo R, (1985) ” Silt content and dynamic behaviour of tailing sands” . In: Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 1311-1314

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

Vaid, Y.P., (1994). “Liquefaction of silty soils in ground failure under seismic conditions” . Geotech. Spl. publ. No. 44, S. Prakash and P. Dakoulas (eds.), 1-16.

Vaid Y. P, Sivathayalan S, et Stedman D, [1999] " Influences of specimen reconstituting method on the undrained response of sand". Geotechnical Testing Journal, 22(3):187–195.

Von wolffersdorff P.-A. , 1996, A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface', Mech. Cohes.-Frict. Mater., 1, 251}271 (1996).

Xenaki.V and Athanasopoulos.G (2003), Liquefaction resistance of sand-mixtures: An experimental investigation of the effect of fines, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23(3):1-12

Yamada G., Ishihara K. (1979), Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensionnal stress conditions. *Soils and Foundations*. 19, 2, pp. 79-94.

Yang, J.,2004.Evaluating liquefaction strength of partially saturated sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*130 (9), 975–979.

Yegian, M., Eseller-Bayat, E., Alshawabkeh, A., and Ali, S. (2007). “Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: Experimental investigation.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)1090 -0241(2007)133:4(372), 372–380.

Yilmaz, Y., Mollamahmutoglu, M., Ozaydin, V., Kayabali, K.: Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands. *Eng. Geol.*J. 100, 91–100 (2008)

Yin, J. H. (1999). Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents. *Canadian Geotechnical Journal* 36(6), 1085–1095.

Yoshimi Y., Tanaka K., Tokimatsu K.b., “Liquefaction resistance of partially saturated sand, *Soils and foundations*”, vol.29-3,157-162.1989.

Yoshimichi.T, Ishihara.I, Nakazawa.H, Kamada.K, Huang.Y,(2002) Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities, soils and foundations, DOI https://doi.org/10.3208/sandf.42.6_93

Yoshimichi Tsukamoto Shohei Kawabe Jo Matsumoto Shotaro Hagiwara (2014) Cyclic resistance of two unsaturated silty sands against soil liquefaction *Soils and Foundations - Tokyo-* 54(6):1094-1103

Zhang.Bo, S.M.ASCE1; Kanthasamy K. Muraleetharan, F.ASCE2; and Chunyang Liu, M.ASCE3, (2016) Liquefaction of Unsaturated Sands, *International Journal of Geomechanics, ASCE*, ISSN 1532-3641. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000605

Zlatovic S., Ishihara K., On the influence of non-plastic fines on residual strength, In *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Tokyo, 1995, 14-16.