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



Université Ahmed Draïa Adrar Faculté des Sciences et de la Technologie Département des Sciences de la Technologie



MEMOIRE

MASTER ACADEMIQUE

Domaine: Sciences et Technologies

Filière: Génie Civil

Spécialité: Géotechnique

Intitulé

Etude du comportement des sables de dune de la région d'Adrar sur chemin triaxial

Présenté par : BOUAFIA Bafdil

Soutenu publiquement le 19/09/2019

Devant le jury:

President :Dr.AKACEM MustaphaM.C.BUniv. AdrarPromoteur :Mr.ABBOU MohammedM. A. AUniv. AdrarExaminateur :Pr. MEKERTA BelkacemPrUniv. Adrar

Année Universitaire : 2018/2019



بسم الله الرحمن الرحيم

Je dédie cet humble travail à tous ceux qui m'ont aidé

A tous les enseignants que n'ont encourage

à poursuivre mes études:

Mes parents, Ma femme, mes enfants, mes frères, mes soeurs et tous mes proches

et à tout ma famille bouafia – laghzal-bahad et amri

A tout mes enseignants sur tout Mr. Abbou et Mrhamouda;

Dr Akacem etPr.mekerta.

A mes collègues sur tous Abderzak

l mes enseignants particulièrement à Mr .ABBOU Mohamed

qui m'a conseillé cours de mes travaux expérimentaux

mercia tous mes collègues de l'étude

La promotion de Génie civil 2019

BOUAFIA BAFDIL



بسم الله الرحمن الرحيم

Au début, nous remercions dieu le tout puissant quinous a donné la santé, le courage et la patience pour menerà bien ce modeste travail . Je voudrais exprimer ma profondegratitude à notre encadreur Mr. ABBOU Mohamed de nousavoir guidés tout au long de ce travail. Je le remercie beaucouppour sa disponibilité continue et les conseils avisés qui ontrendu ce

travail possible.

A tout le personnel du laboratoire des travaux publiques D'ouest LTPO.

Au personnel du laboratoire travaux publiques

L.T.P.Sud

A Mr HADJ KOVIDR Abderazak,Mr HOVTIA Abderahim Et YAICHI Abdelkrim

A nos enseignants de génie civilA ceux que nons ont aide

à la réalisation de ce travail

ملخص

تستخدم الكثبان الرملية في منطقة أدرار على نطاق واسع في مجال الهندسة المدنية وقطاع الأشغال العامة. بحيث تتواجد في كل منطقة، وتتميز كل من هذه الرمال بخواصها الفيزيائية والكيميائية وكذلك بسلوكها الميكانيكي.

بالإضافة الى ذلك ، يعد هذا المشروع جزءًا من بحث عن الخصائص الفيزيائية والكيميائية والميكانيكية للمواد المحلية في منطقة أدرار ، مثل الكثبانالرملية.

ومع ذلك، تركز هذه الدراسة على تحديد السلوك الميكانيكي لرمال الكثبان الرملية لولاية أدرار على ال قص ثلاثية المحاور في ضغط غير محصور. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن هناك مجموعة متنوعة من المعلمات الجيوتقنية للرمال التي تمت دراستها وفقًا لمناطقها ، بما في ذلك زاوية الاحتكاك. أخبرًا ، بمكن أن تكون هذه الدراسة بمثابة أساس للهندسة المدنبة والأشغال العامة.

كلمات مفتاحية: الدرار. الكثبان الرملية القص ثلاثي المحور السلوك الميكانيكي.

summary

The sand dunes of Adrar region are widely used in the field of civil engineering and the public works sector. Sands each in all regions, and in each region they are characterized by particular physical and chemical properties, as well as by their particular mechanical behavior. In addition, this project is part of a research on the physical, chemical and mechanical properties of local materials in Adrar region, such as sand dune.

However, this study focuses on the identification of the mechanical behavior of dune sands of the Adrarwilaya on triaxial in un drained compression. The results obtained show that there are a variety of geotechnical parameters of sands studied according to their regions, including the angle of friction.

Finally, this study can serve as a basis for civil engineering and public works.

Keywords: Adrar; sand dune; triaxial; mechanical behavior.

Résumé

Les sables des dunes de la région d'Adrar sont largement utilisés dans le domaine de génie civil et le secteur des travaux publics. Dans chaque zone se trouve les sables de dune, et chaque de ces sables sont caractérisées par des propriétés physiques et chimiques ainsi que par leurs comportement mécanique.

Par ailleurs, ce projet s'inscrit dans le cadre d'une recherche sur les propriétés physiques, chimiques et mécaniques des matériaux locaux de la région d'Adrar, tels que le sable de dune.

Cependant cette étude est focalisée sur l'identification du comportement mécanique des sables de dune de la wilaya d'Adrar sur chemin triaxial en compression non drainé. Les résultats obtenus montrent qu'il existe une variété des paramètres géotechniques des sables étudiés selon leurs régions, dont l'angle de frottement.

En fin, cette étude peut servir de base au génie civil et aux travaux publics.

Mots-clés : Adrar ; sable de dune ; triaxial ; comportement mécanique.

Sommaire

Sommaire

Liste de tableaux :	1
Liste des figures :	II
Liste des symboles :	III
Chapitre I : Synthèse Bibliographique	
Introduction Générale:	1
I.1 Introduction:	3
I.2 L'essai de chargement triaxial :	3
I.3 Résistance aux cisaillements d'un sol :	5
I.3.1 Introduction:	5
I.3.2 Essai de cisaillement :	5
I.3.3 Les essais de cisaillements triaxiaux :	5
I.3.4 Relations entre les contraintes, la déformation et la pression interstitielle :	6
I.3.4.1 Essai non drainé, essai drainé :	6
I.3.4.2 Sables lâches et sables denses :	7
I.3.4.3. Facteurs intervenant dans la résistance au cisaillement des sables :	8
I.4. Comportement des sables sur chemin triaxial :	14
I.4.1. Introduction:	14
I.4.2. Comportement des sables satures en cisaillement non draine :	14
I.5. Conclusion:	20
Chapitre II: Identifications des matériaux étudiés	
II.1 Introduction:	22
II. 2 Localisation des matériaux étudiés :	22
II.3 Identification des matériaux étudiés :	23
II. 3.1 Analyse granulométrique (NFP 18 560) :	23
II. 3.1.1 Définition :	23
II.3.1.2Principe de l'essai :	23
II.3.2 Module de finesse (NFP 18 540) :	25
II. 3.2.1 Définition :	25
II. 3.2.2 Principe de l'essai :	25
II. 3.3 La masse volumique apparente :	26
II. 3.3.1 Détention :	26

Sommaire

II. 3.3.2 Principe de l'essai :	26
II. 3.4 La masse volumique absolue (grains solides) NFP 18 558 :	27
II. 3.4.1 Définition :	27
II.3.4.2 Principe d'essai :	28
II.3.5 La densité relative Dr (ASTM D 4253, ASTM D 4254 :	28
II. 3.6 Essai d'équivalent de sable (NFP 18 596) :	30
II. 3.6.1 But de l'essai équivalent de sable :	30
II. 3.6.2 Principe de l'essai équivalent de sable :	31
II. 3.7 L'analyse chimique des sables de dune étudiés :	31
II.4. Conclusion :	32
Chapitre III: Etude expérimentale	
III.1.Introduction:	34
III.2 Dispositif expérimental :	35
II.2.1La presse :	35
III.2.2 La cellule :	36
III.2.3 La chaîne de mesure :	37
III.2.3.1 Anneau dynamométrique :	38
III.2.3.2 Comparateur de déplacement :	38
III.2.3.3 Capteur de pression :	38
III.3 Préparation de l'échantillon :	38
III.3.1. La saturation :	39
III.3.2. Consolidation:	40
III.3.3. Ecrasement :	40
III.4. Résultats et discussion :	41
III.4.1. Essais triaxiaux non drainés en compression :	41
III.4.2 La surface limite des sables utilisés :	48
III.5. Conclusion:	50
Conclusion générale :	52
Annexe:	54
Références hibliographiques:	57

Liste de tableaux

Liste de tableaux

Chapitre I : Synthèse Bibliographique :	
Tableau I.1 Angle de frottement interne des sols pulvérulents :	1
Tableau I.2: Résumé des facteurs influençant :	13
TableauI.3 : Comparaison du comportement drainé et non drainé :	19
Chapitre II : Identifications des matériaux étudiés	
Tableau II.1 : Résultats de l'analyse granulométrique :	25
Tableau II.2 : Valeursde MF des sables étudiés :	25
Tableau II.3 : Valeurs de la masse volumique apparente :	27
Tableau II.4 : Valeurs de la masse volumique absolue :	28
Tableau II-5 : Indice de densité et valeurs SPT :	29
Tableau II.6 : Résultats de l'essai de la densité relative :	30
Tableau II.7 : Valeurs de ES des sables de dune analysés :	31
Tableau II.8 : Analyse chimique des sables de dune utilisés :	32
Chapitre III : Etude expérimentale	
Tableau III.1 : Chaîne de mesure manuelle des essais triaxiaux :	37
Tableau III.2 : Conditions des essais consolidés non drainés :	41
Tableau III.3 : L'angle de frottement effectif φ':	49

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Figure. I.1 – Expériences de compression triaxiale : (a) seuil de rupture (plasticité) dans le
plan contrainte déviatorique / déformation axiale (b) compaction et dilatance dans le plan
déformation volumique / déformation axiale :
Figure I.2. Cellule triaxiale (PIGUET J. P et al, 2003):
Figure I.3. Rupture d'un sol par cisaillement pendant un essai drainé (DYSLI M, 1994) :
Figure I.4. Courbes d'essai sur des matériaux sableux :
Figure I.5. Cercles de Mhor et enveloppes de rupture pour des essais triaxiaux drainés
illiusrant les effets de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement :
Figure I.6. Quelques formes typiques des particules massives :
Figure I.7. Corrélation entre l'angle de frottement effectif en compression triaxiale et la
masse volumique du sol, l'indice de densité relative et la classification des sols :
FigureI.8. Essai non drainé typique sur sable lâche :
Figure I.9. Essai non drainé typique sur sable dense :
Figure I.10. Diagramme de Peacock, dans un diagramme idéalisé servant à schématiser le
comportement des sables dans les essais triaxiaux) :
Figure I.11. Cercle de Mohr pour des essais de compression triaxiaux drainés et non
drainés : a) pour le cas où $\sigma_{3} > \sigma_{3\text{crit}}$; b) pour le cas où $\sigma_{3} < \sigma_{3\text{crit}}$:
Chapitre II : Identifications des matériaux étudiés
Figure I.1 : Localisation des gisements du sable de dune analysés :
Figure II.2 : Appareillage de l'analyse granulométrique par tamisage :
Figure II.3 : Courbes granulométriques des sables de dune analysés :
Figure II.4 : Détermination de la masse volumique apparente :
Figure II.5 : Détermination de la masse volumique absolue :
Figure II.6 : Densité relative méthode du moule :
Figure II.7 : Essai de l'équivalent de sable :
Chapitre III: Etude expérimentale
Figure III.1: Appareil Triaxial du laboratoire de GC à U-d'Adrar :
Figure III.2. La presse :
Figure III.3Cellule triaxiale et équipement de l'éprouvette :
Figure III.4 : Manomètre et capteur de pression interstitielle :
Figure III.5 : Préparation des échantillons :

Liste des figures

Figure III.6: Phase de saturation:
Figure III.7 : Phase de cisaillement :
Figure III. 8 : Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de
dune de Kasrkadour (Lâche et dense) :
Figure III.9 : Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de dune
de Bakhla-Bouda (Lâche et dense) :
Figure III.10 : Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de
dune de Sali-Reggane (Lâche et dense) :
Figure III.11 : Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de
dune de Timagtene (Lâche et dense) :
Figure III.12 : Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.
Le sable de dune (lâche) de Kasrkadour :
Figure III.13 : Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.
Le sable de dune (lâche) de Bakhala-Bouda :
Figure III.14 : Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.
Le sable de dune (lâche) de SaliReggane :
Figure III.15 : Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.
Le sable de dune (lâche) de Timagtene :
Figure III.16: Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en
compression non drainée (Sables de dune de Sali-Reggane) :
Annexe
Figure A.1: Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en
compression non drainée (Sables de dune de Kasrkaddour) :
Figure A.2: Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en
compression non drainée (Sables de dune de Bakhla-bouda) :
Figure A.3: Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en
compression non drainée (Sables de dune de Temagtane) :

Liste de symboles

Liste de symboles

	Liste de symboles
UU	Essai non consolidé non drainé
CU+U	Essai consolidé non draine avec mesure de la pression interstitielle
CD	Essai consolidé draine
D	Diamètre de l'éprouvette (mm)
F	La force axiale applique à l'éprouvette (kn)
Н	Hauteur de l'éprouvette (mm)
ΔH	La variation de hauteur de l'éprouvette (mm)
C'	La cohésion effective (kpa)
U	La pression interstitielle (kpa)
ΔU	La variation du pression interstitielle (kpa)
q	Déviateur de contraintes $q=\sigma_1-\sigma_3=\sigma'_1-\sigma'_3$ (kpa)
p	Contrainte moyenne totale (kpa)
P'	Contrainte moyenne effective (6'1+26'3)/3 (relation de Terzhagi) (kpa)
ζ_1	La déformation axiale de l'éprouvette (%)
φ'	L'angle de frottement effective (° ; degré)
ρ	La masse volumique du sol
ρ_{s}	La masse volumique de particule solide
$ ho_c$	La pression dans la cellule de l'appareil triaxial (kpa)
σ_1	La contrainte principale totale axiale (kpa)
σ'_1	La contrainte principale effective axiale (kpa)
σ_3	La contrainte principale totale radiale (kpa)
σ'3	La contrainte principale effective radiale (kpa)
ρ_{vapp}	La masse volumique apparente (g/cm ³)
ρ_{abs}	La masse volumique absolue (g/cm ³)
M	La masse du matériau (g)
V	Volume du récipient (cm³)
Gs	La masse volumique des grains solides (Gs=γs/γw)
γd max	Densité maximale (g/cm ³)
γd min	Densité minimale (g/cm ³)
Dr	La densité relative (g/cm ³)
ID	L'indice de densité
e	L'indice de vide

Coefficient de Skempton B= $\Delta u/\Delta\sigma_3$ =1

В



Introduction générale



Introduction générale

Introduction générale

La mécanique des sols est importante dans le génie civil en vue de sa contribution. Le sol est tantôt support, tantôt utilisé comme un outil de construction. Il doit faire l'objet d'une attention particulière vis-à-vis de son comportement sous sollicitations complexes. [1]

Pour le mécanicien de sol. Étudier la rhéologie de sol est toujours instructif. Il peut ainsi en préciser le comportement mécanique non seulement les relations contraintes déformations mais aussi l'évolution des pressions interstitielles et les déformations totales. Cette démarche est liée à l'expérience. Après les essais, l'expérimentateur des soles étudiés et déduit les paramètres identificateurs du comportement. [2]

Dans ce mémoire, nous présentons tout d'abord une étude bibliographique que sera consacré à l'étude du comportement des matériaux granulaires sur l'appareil triaxial en compression drainée et non drainée et les différents aspects rhéologiques des sables lâche et dense. Nous discuterons, aussi, les conditions d'essais non drainés en abordant le phénomène de la liquéfaction se traduisant par une chute brutale de la résistance au cisaillement des sables lâches en condition non drainée.

Le deuxième chapitre exposera les différents résultats d'identifications des quatre sables de dune étudiés de la région de Gourrara, Touat et Tidikelt.

Pour finir, le troisième chapitre se veut expérimental. Il présentera l'ensemble des résultats des compagnes d'essais triaxiaux non drainés sur des sables de la région Gourrar, Touat et Tidikelt. Ce chapitre met en évidence l'influence de la contrainte isotrope et de l'indice des vides sur le comportement de sables. Une synthèse de l'ensemble des résultats aboutit à l'établissement de l'état critique de ces sables.



Chapitre I

Synthèse bibliographique



I.1 Introduction:

Ce chapitre propose une revue sur le comportement mécanique des matériaux granulaires, tel que le sable. On parlera premièrement de la résistance aux cisaillements des sables et les facteurs influençant ce paramètre. Le comportement des sables saturés en cisaillement non drainé sera abordé. Enfin pour terminer nous tenterons d'identifier le comportement des sables sur chemin triaxial en condition non drainé.

I.2 L'essai de chargement triaxial :

L'essai triaxial axisymétrique (voir figure I.1) se déroule de la façon suivante : un échantillon de matériau (à l'échelle du laboratoire) est soumis latéralement à des contraintes $\sigma 2$ = $\sigma 3$ et axialement à une déformation εI (ou plutôt un taux de déformation εI), respectivement en appliquant une pression de confinement Pc (par un fluide dont l'échantillon est isolé par une membrane flexible) et à l'aide d'un piston; les déformations axiales et la contrainte axiale sont alors mesurées, respectivement par un capteur de déplacement et un capteur de force. S'il s'agit d'un essai drainé, la déformation volumique Δ_v étant nulle, l'augmentation ou la diminution de la pression interstitielle est mesurée. Cette dernière permettra la déduction des contraintes effectives selon le postulat de Terzaghi.

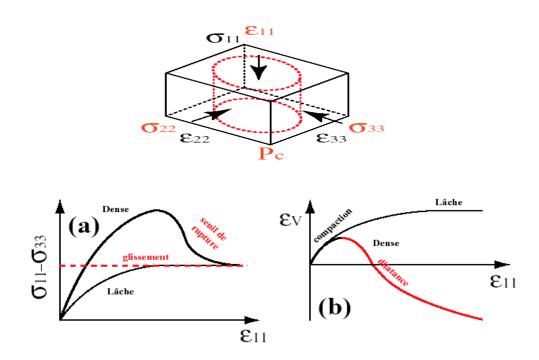


Figure. I.1 –Expériences de compression triaxiale : (a) seuil de rupture (plasticité) dans le plan contrainte déviatorique / déformation axiale (b) compaction et dilatance dans le plan déformation volumique / déformation axiale

L'échantillon est au préalable soumis lentement à une compression isotrope, c'est-à-dire $\sigma 2 = \sigma 3 = \sigma I$. Lorsque la pression de confinement p_c est atteinte, la consolidation est stoppée ; c'est l'état de référence à partir duquel l'essai triaxial peut débuter. La déformation axiale εI est appliquée progressivement en maintenant un taux de déformation constant, il est suffisamment petit pour que l'on puisse considérer des conditions quasi-statiques ; la contrainte axiale σI augmente en conséquence. Les contraintes transversales $\sigma 2$ et $\sigma 3$ sont maintenues constantes à la valeur de la pression de confinement pc.

Au cours du test, l'échantillon se déforme et on mesure sa déformation volumique dans les conditions de drainages permises.

La représentation conventionnelle des résultats d'un test triaxial se résume classiquement à deux courbes : l'une en contrainte, et l'autre en déformation.

La courbe contrainte-déformation (voir figure I.1(a)) représente l'évolution du déviateur des contraintes q en fonction de la déformation axiale. On représente parfois le rapport $\sigma 1/\sigma_3$ -déformation axiale.

La courbe en déformation (voir figure I.1(b)) représente la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

Lorsqu'un matériau granulaire est soumis à un essai triaxial, les caractéristiques générales que peuvent en être tirés :

Pour la courbe en contrainte (figure I.1.a), concernant l'échantillon dense, au cours du chargement, on peut distinguer trois parties ; la première partie correspond à une réponse linéaire (du moins au début), la seconde correspond à un adoucissement vers un maximum où a lieu la rupture macroscopique de l'échantillon; cette rupture apparaît sous la forme d'une bande de cisaillement ; la troisième partie correspond au comportement post-rupture, où les mécanismes qui dominent le comportement du matériau ont lieu à l'échelle de la bande de cisaillement. Le 'pic' de contrainte et le palier qui lui succèdent sont directement fonction de la pression de confinement Pc imposée à l'échantillon. On remarquera également que l'état de compaction du matériau granulaire (sa préparation) influence la réponse mécanique de façon importante ; un matériau dense présente un pic avant la rupture alors qu'un matériau lâche n'en présente pas. On retiendra donc l'influence fondamentale du mode de préparation sur la réponse mécanique ; il correspond en réalité à des arrangements granulaires très différents ; dans un cas la réponse est fortement non-linéaire (arrangement lâche) et dans l'autre le départ des courbes peut être considéré comme linéaire.

Pour la courbe en déformation, suivant l'état de compacité du matériau, les réponses sont également différentes; pour un matériau lâche, on observe une contractance continue qui tend vers un palier; en revanche, un matériau dense subit dans un premier temps une compression volumique puis à l'approche de la rupture le matériau se dilate; le taux de dilatance diminue après le pic de contraintes jusqu'à s'annuler au fin d'essai. On retiendra ici l'influence de l'arrangement granulaire. En effet, un matériau lâche présente beaucoup de vides favorisant l'enchevêtrement des grains et donne une contractance continue. Par ailleurs, un matériau dense, ne mobilise cet enchevêtrement qu'au début jusqu'à une configuration optimale laissant place par la suite au désenchevêtrèrent des grains favorisé par le début de la localisation de la déformation sous forme de bande de cisaillement.

I.3 Résistance aux cisaillements d'un sol :

I.3.1 Introduction:

La conception des différents ouvrages (fondations, talus, soutènement) est influencée par la résistance au cisaillement des terrains. Cette conception doit conduire à éviter les ruptures ou les déformations trop importantes lorsque les ouvrages sont soumis à des charges maximales. Il est donc important de connaître la résistance ultime ou limite des terrains. La résistance limite d'un sol pourra être déterminée par des essais aux laboratoires ou en place. Si les essais en place (pénétromètre, scissomètre....) ont l'intérêt d'éviter le problème de remaniement associé au prélèvement d'échantillon dans le sol, ils ne permettent en général qu'une évaluation indirecte de la résistance ultime du sol. Les essais aux laboratoires quant à eux, permettent la mesure directe de la résistance ultime du matériau. De plus, il est possible de mesurer les déformations et la pression interstitielle durant l'application de contraintes croissantes. Dans ce chapitre nous nous intéressons aux essais pratiqués au laboratoire.

I. 3.2 Essai de cisaillement :

Les essais de cisaillement ont pour but de déterminer la cohésion c, l'angle de frottement ϕ et éventuellement la loi de comportement du matériau, la détermination de c et ϕ peut être effectuée par plusieurs types d'appareils tel que : la boite de cisaillement direct dite boite de CASAGRANDE [3], appareil triaxial, autres (scissomètre de laboratoire, pénétromètre de poche....).

I.2.3 Les essais de cisaillements triaxiaux :

Vers 1930 Casarande [4] a entrepris la recherche d'un essai de compression qui contournerait les limites associées à l'essai de cisaillement direct. L'essai mis au point est l'essai

triaxial qui est maintenant largement utilisé. Le principe de fonctionnement de l'essai est détaillé dans le deuxième chapitre 2.

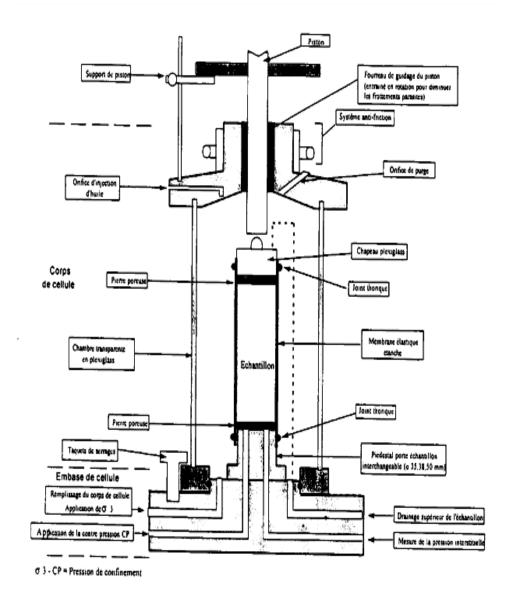


Figure I.2. Cellule triaxiale (PIGUET J. P et al, 2003)

I.3.4 Relations entre les contraintes, la déformation et la pression interstitielle :

I.3.4.1 Essai non drainé, essai drainé :

La modification de l'état des contraintes provoque une déformation. Si le sol est saturé et sans possibilité de drainage, un changement de l'état des contraintes ne conduit pas à une variation de volume, à la compressibilité du liquide interstitiel pré, mais induit une modification de la pression interstitielle. L'essai est dit non drainé. Si le drainage est permis, une augmentation des contraintes (principalement de la contrainte moyenne) conduit à une consolidation (variation de volume) et éventuellement à une modification de la pression

interstitielle. L'essai est dit drainé si la variation de la pression interstitielle est, pendant l'essai, négligeable par rapport à l'accroissement de la contrainte appliquée. Figure I.3.

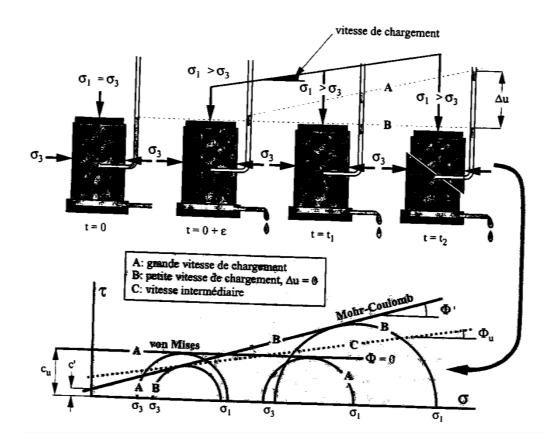


Figure I.3. Rupture d'un sol par cisaillement pendant un essai drainé [5].

I. 3.4.2 Sables lâches et sables denses :

Les essais sur les sables sont généralement réalisés dans des conditions drainés. En effet, la perméabilité des sables est relativement importante par rapport à celle des argiles

[6] .En pratique pour des sollicitations monotones lentes, l'eau a suffisamment le temps de se drainer évitant toute surpression interstitielle, on se trouverait alors dans des conditions d'essais drainés. En revanche, pour des sollicitations rapides tel que le séisme, l'eau interstitielle eut être « coincée » n'ayant pas la possibilité de s'écouler. Dans ce cas, des essais non drainés simulent bien ce comportement. La figure I.4 donne deux exemples de courbes « contraintes-déformations » obtenues lors d'essais de cisaillement drainés sur des sables.

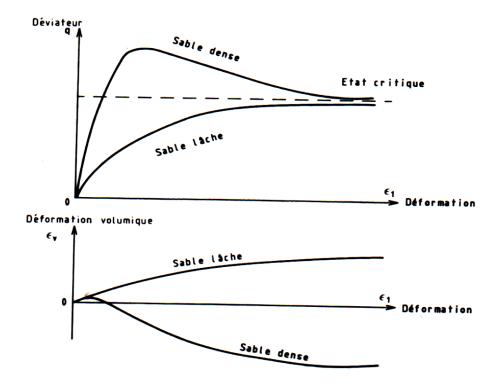


Figure I.4. Courbes d'essai sur des matériaux sableux.

Pour un sable lâche, la résistance au cisaillement croit et le volume diminue continuellement lorsque la déformation axiale augmente.

Pour un sable dense, la résistance au cisaillement passe par un maximum, puis décroît lorsque la déformation axiale augmente ; parallèlement, après une légère diminution de volume, l'éprouvette de sable augmente de volume, il y a dilatance.

L'état du sol, lorsque le déviateur s'est stabilisé et lorsque l'éprouvette ne subit plus de variation de volume, est appelé état critique [7].l'indice des vides correspondant est appelé indice des vides critique.

I.3.4.3. Facteurs intervenant dans la résistance au cisaillement des sables :

Le sable étant un matériau « frictionnel », on pourrait s'attendre à ce que les facteurs qui interviennent dans sa résistance au frottement, agissent également sur l'angle de frottement interne. On peut résumer ces facteurs comme suit :

- 1. l'indice des vides ou l'indice de densité relative
- 2. la forme des particules
- 3. la distribution granulométrique
- 4. la rugosité de la surface des particules
- 5. la présence d'eau
- 6. la contrainte principale intermédiaire
- 7. la grosseur des particules

8. le degré de surconsolidation

L'indice des vides, lié à la masse volumique du sable, est sans doute le facteur le plus important. Pour des essais de cisaillement triaxiaux drainés, on peut affirmer qu'en règle générale, la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'indice de densité relative. La figure L5 donne les cercles de Mohr obtenus à partir d'essais triaxiaux comportant quatre indices de densité relative différents. On constate qu'une faible valeur de l'indice de densité relative (ou un indice des vides initial élevé) se traduit par une valeur de l'angle de frottement interne ϕ . On notera également à la figure L5 la courbure de l'enveloppe de rupture de Mohr. Cette courbure signifie que l'angle ϕ n'est pas constant si la gamme des contraintes de confinement est étendue; néanmoins, on considère généralement que la valeur de ϕ est constante.

Les effets de l'indice de densité relative, de la forme des grains, de la distribution granulométrique et de la grosseur des particules sur les variations de ϕ sont résumés au tableau I.1 préparé par Casagrande. Ces valeurs ont été établies à partir d'essais triaxiaux sur des échantillons saturés, cisaillés sous des niveaux de contraintes moyens. De façon générale et tout autre facteur étant constant, ϕ augmente avec l'angularité des particules(figl.6).

Si deux sables ont le même indice de densité relative, celui dont la granulométrie est la plus étalée aura la valeur de ϕ la plus élevée. Cependant, à indice des vides constant, la grosseur des particules ne semble pas avoir d'influence significative sur ϕ . Par conséquent, un sable fin et un sable grossier présentant un même indice des vides auront probablement la même valeur de ϕ .

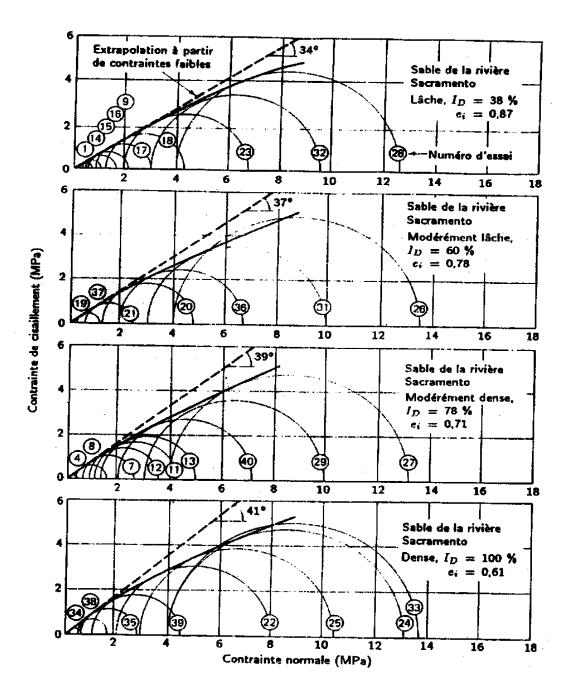


Figure I.5. Cercles de Mhor et enveloppes de rupture pour des essais triaxiaux drainés illiusrant les effets de l'indice des vides sur la résistance au cisaillement[8]

Tableau I.1 Angle de frottement interne des sols pulvérulents[8]

NIO		Forme des D ₁₀			lâche		Dense	
N°	description	grains	(mm)	Cu	e	ϕ (deg)	E	ϕ (deg)
1	sable d'Ottawa type	Très arrondie	0,56	1,2	0,70	28	0,53	35
2	Sable de grés de st- peter	arrondie	0,16	1,7	0,69	31	0,47	37 ¹
3	Sable de plage de plymouth, MA	arrondie	0,18	1,5	0,89	29	-	-
4	Sable silteux du site du barrage de franklin falls,MA	Sous- arrondie	0,03	2,1	0,85	33	0,65	37 ²
5	Sable silteux des environs du barrage john martin, CO	De sous angulaire à sous arrondie	0,04	4,1	0,65	36	0,45	40
6	Sable légèrement silteux des contreforts du barrage de fort- peck, MT	De sous angulaire à sous arrondie	0,13	1,8	0,84	34	0,54	42
7	Sable glacière tamisé de manchester, NH	Sous- angulaires	0,22	1,4	0,85	33	0,6	43
8 ³	Sable de plage du remblai hydraulique du barrage Quabbin projet, MA	Sous- angulaires	0,07	2,7	0,81	35	0,54	46
9	Mélange artificiel bien étalé de gravier et de sable n° 7et 3	De sous- arrondie à sous angulaire	0,16	68	0,41	42	0,12	57
10	Sable pour le remblai de Great saltlake (poussière graveleuse)	angulaire	0,07	4,5	0,82	38	0,53	47
11	Pierre concassée compactée, à granulométrie bien étalée	angulaire	-	-	-		0,18	60

¹ L'angle de frottement interne du gré de st-peter intact est supérieur à 60° et sa cohésion est tellement faible qu'une légère pression des doigts, un frottement ou même un souffle énergique peut suffire à la détruire.

² L'angle de frottement interne est mesuré à l'aide d'essais de cisaillement direct pour le sable n°8 et à l'aide d'essais triaxiaux pour tous les autres types.

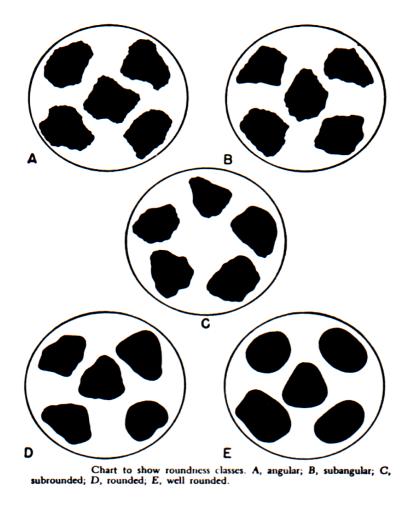


Figure I.6. Quelques formes typiques des particules massives [9]

La rugosité de la surface est un autre paramètre qui n'apparaît pas au tableau I.1 parce qu'il est relativement difficile à évaluer. On peut présumer qu'il a un effet sur φ , de façon générale, plus la rugosité est forte, plus φ sera élevé. Il a également été démontré que les sables humides ont une valeur de φ de 1 à 2° plus faible que les sables secs.

Le dernier facteur mentionné, la surconsolidation ou précontrainte, n'influence pas que façon notable.

Le tableau I.2 résume tous les facteurs mentionnés précédemment. La figure I.8 établit quelques corrélations entre ϕ , la masse volumique du sol sec, l'indice de densité relative et la classification des sols. Cette figure et le tableau I.1 sont très utiles pour évaluer les caractéristiques de frottement des matériaux granulaires. Une classification visuelle détaillée du matériau sur le terrain et une évaluation approximative de l'indice de densité relative in situ permettant d'obtenir une bonne estimation des caractéristiques de cisaillement du sol avant

même d'effectuer des essais de laboratoire plus complexes. Ces indications peuvent être suffisantes pour la conception des avants projets.

Tableau I.2: Résumé des facteurs influençant ϕ [8]

Facteur	Effet
Indice des vides e	e ↗ ,♠ ↘
Angularité A	A ≯ ,φ≯
Distribution granulométrique	Cu ≯, φ≯
Rugosité de la surface R	<i>R</i> ≯ , φ ≯
Teneur en eau W	W ⊅, φ ↘ légèrement
Grosseur des grains S	Aucun effet (avec e constant)
Contrainte principale intermédiaire	$\phi_{ps \ge} \phi_{tx}$ (équat. 11.5a et b)
Sur consolidation ou précontrainte	Peu d'effet

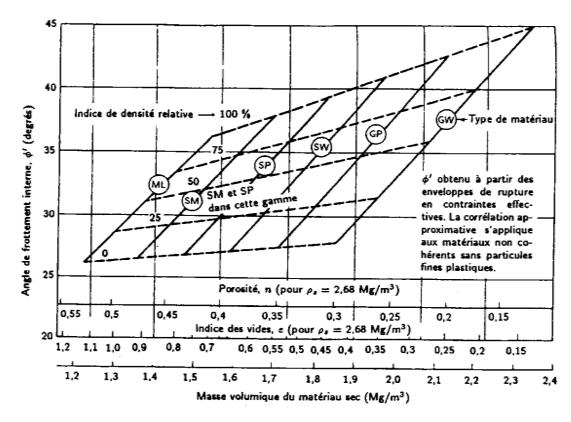


Figure 1.7. Corrélation entre l'angle de frottement effectif en compression triaxiale et la masse volumique du sol, l'indice de densité relative et la classification des sols[8].

I.4. Comportement des sables sur chemin triaxial :

I.4.1. Introduction:

Le comportement des sables au triaxial de révolution reste globalement analogique que le cisaillement soit effectué en condition drainé ou non drainé. La variation volumique en drainé conditionne la variation de la pression interstitielle en non drainé. Ces variations dépendent d'un certain nombre de paramètres et facteurs qu'on essaye de décrire dans ce qui suit, on se référera qu'à l'appareil triaxial de révolution.

Cependant, dans ce travail nous avons intéressé par l'essai de triaxial dans la condition non drainé, cela pour étudié le comportement du sable à long terme (la contrainte effective) et à courte terme (contrainte totale).

I.4.2. Comportement des sables satures en cisaillement non draine :

Les essais non drainés sont réalisés sur un appareil triaxial en conservant un volume constant d'eau interstitielle dans l'échantillon. Le cisaillement est induit par l'augmentation de la contrainte totale σ 1 par ailleurs, les contraintes totales σ 2 = σ 3 restant constant.

La contrainte totale p croît donc linéairement, avec $\Delta q/\Delta p = 3[10]$. Le volume restant constant, on enregistre simultanément à l'augmentation de $\sigma 1$ une mise en pression u_w de l'eau interstitielle. On a représenté sur la Fig.II.16, le chemin des contraintes effectives suivi, dans les différents plans $(q, \epsilon 1)$, $(q/p', \epsilon 1)$, (q, p), (q, p') et $(u_w, \epsilon 1)$. Pour un sable lâche q/p' et u_w croissent et atteignent leurs valeurs maximales correspondant à la rupture (q/p'=M'). Cette augmentation de la pression interstitielle est la traduction de la tendance du matériau lâche à se contracter naturellement en condition drainée, la rupture correspond à l'état critique pour lequel le critère de plasticité (Coulomb) est satisfait. La pression p' reste d'abord constante, puis commence à décroître. Corrélativement, q commence par croître, passe par un maximum puis décroît jusqu'à ce qu'il atteigne sa valeur à la rupture q/p'=M'.

L'évolution du système peut devenir instable après le maximum de q; dans ce cas, le milieu ne reste pas homogène et l'on observe une localisation des déformations.

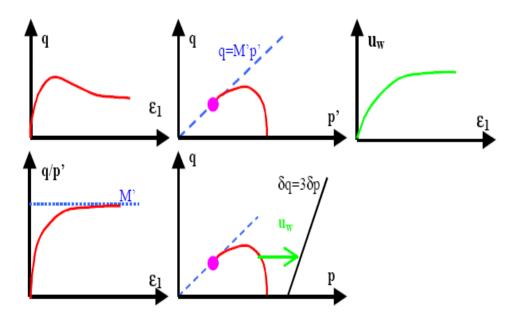


Figure I.8. Essai non drainé typique sur sable lâche [11].

Les chemins de réponse typiques des essais non drainés sur un sable dense sont donnés dans la figure I.9.

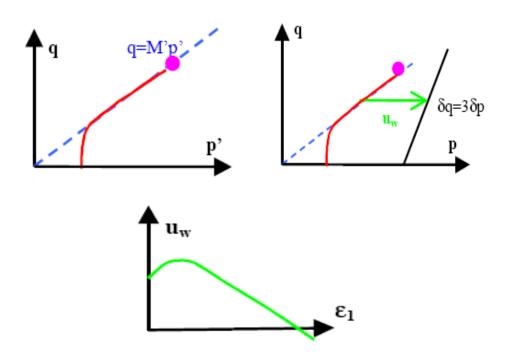


Figure I.9. Essai non drainé typique sur sable dense [11]

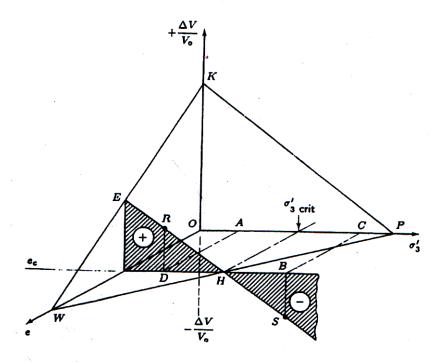


Figure II.10. Diagramme de Peacock, dans un diagramme idéalisé servant à schématiser le comportement des sables dans les essais triaxiaux[8]

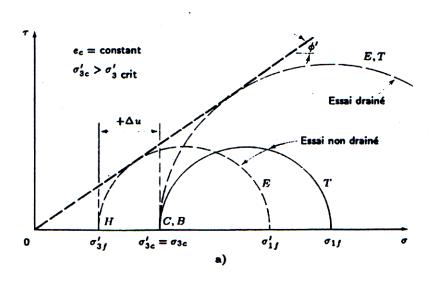
Le déviateur de contrainte augmente continuellement avec la déformation axiale et remonte la surface limite dans le plan q- p'. Dans le plan (q-p), p croit linéairement avec $\Delta q/\Delta p$ = 3. La pression interstitielle, après une légère augmentation (correspond à la phase de contractance en essai drainé), diminue, s'annule et peut devenir négative. Cette diminution de U_w est due à la dilatance naturelle « empêchée » par la conservation du volume constant.

En définitif, un essai de cisaillement triaxial non drainé se distingue essentiellement d'un essai drainé par l'absence de variation de volume pendant le chargement axial. Cependant, à moins que la contrainte de confinement ne soit égale à σ acrit, le sol aura tendance à changer de volume pendant le chargement. Si on considère, par exemple, le diagramme de Peacok de la figure I.11 et on constate que, si un sol à e_c est cisaillé sans drainage à σ au point C l'échantillon de sable aura tendance à changer de volume mais en sera empêché. De cette tendance résultera une pression interstitielle positive qui entraînera à son tour une diminution de contraintes effectives. La contrainte effective minimale à la rupture serait σ acrit parce que c'est la pression pour laquelle $\Delta v/v_0$ est nulle. S'il n'y a pas de tendance aux variations de volume, aucune pression interstitielle n'est induite. Dans notre exemple, la pression interstitielle maximale est égale à σ acrit, ce qui correspond à la dilatance BH de la figure I.11. Le cercle de Mohr à la rupture dans ce cas serait celui qu'on

Voit à la figureI.12.a. Le cercle en pointillé E représente les contraintes effectives tandis que le cercle T en trait plein correspond aux contraintes totales. Le postulat de TERZAGHI s'appliquant toujours, les deux cercles sont séparés horizontalement, par la valeur de Δu induit à un temps quelconque de l'essai. Puisque la tendance aux variations de volume correspond à une diminution, il y aura augmentation des pressions interstitielles, ce qui se traduira par une diminution des contraintes effectives. Dans l'exemple,

$$\Delta u = B - H = \sigma'_{3c} - \sigma'_{3f} = \sigma'_{3c} - \sigma'_{3crit}.$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \sigma'_{3crit} [(\sigma'_1 / \sigma'_3)_f - 1]$$



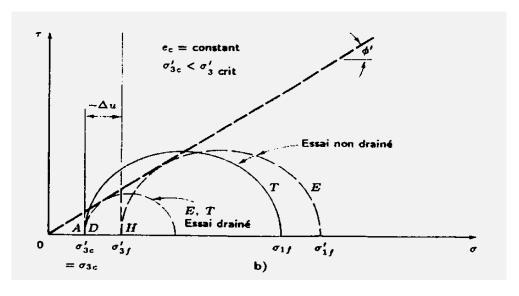


Figure I.11. Cercle de Mohr pour des essais de compression triaxiaux drainés et non drainés : a) pour le cas où $\sigma_3 > \sigma_{3crit}$; b) pour le cas où $\sigma_3 < \sigma_{3crit}$ [8].

De la même façon, si nous devons effectuer un essai drainé pour une pression de confinement égale σ au point C, la résistance drainée serait beaucoup plus élevée que la résistance non drainé puisque son cercle de Mohr serait tangent à l'enveloppe de Mohr en contraintes effectives. On peut comparer la taille des cercles en contraintes effectives montrés à la figure.I.11.a.

Nous obtiendrons un résultat différent si nous faisons un essai avec une contrainte de confinement inférieure à σ $_{3\text{crit}}$, comme l'indique le point A de la figureI.10. En se basant sur le diagramme de Peacock, on pourrait s'attendre à ce que l'échantillon tende à se dilater (ordonnée RD). Etant donné qu'on empêche la dilatance de l'échantillon, il se créera une pression interstitielle négative qui aura pour effet d'augmenter la contrainte effective de D(A)

à $H(\sigma_{3\text{crit}})$. Par conséquent, la contrainte effective minimale correspondant à la pression de confinement critique $\sigma_{3\text{crit}}$. (Il peut arriver que la pression interstitielle négative approche - 100KPa ou -1 atmosphère et qu'il ait cavitation mais on ne tiendra pas compte de cette éventualité). Le point important qui ressort de cette approche est qu'on peut prédire le comportement non drainé des sables à partir de leur comportement drainé lorsqu'on connaît les tendances aux variations de volume telles qu'elles sont idéalisées sur le diagramme de Peacock.

La figure I.12.b donne les cercles de Mohr pour le cas ou $\sigma_{3c}^{'} < \sigma_{3crit}^{'}$. L'essai non drainé débute au point A, à $\sigma_{3c}^{'}$ la pression interstitielle induite étant négative, la contrainte effective de confinement augmente jusqu'à la rupture, au point H. On remarquera que les cercles de Mohr en contraintes effectives E à la rupture représentés aux figuresI.11.a et I.11.b ont le même diamètre parce que la contrainte effective $\sigma_{3crit}^{'}$ à la rupture pour cet indice des vides e_c est la même. Si les contraintes effectives et les indices des vides sont les mêmes, les échantillons auront donc la résistance à la compression $\sigma_{1f}^{'}$ - $\sigma_{3f}^{'}$ et les cercles, le même diamètre. Il est à noter que le cercle T se trouve à gauche de E. Ce cas est exactement le contraire de celui de la figure I.11.a. On notera également que, pour ce second cas, le cercle de Mohr drainé est passablement plus petit que le cercle en contraintes effectives de l'essai non drainé. Comme pour les autres cas, le cercle débute à $\sigma_{3c}^{'}$ et doit être tangent à l'enveloppe de rupture de Mohr en contraintes effectives. L'indice des vides après consolidation e_c étant constant dans les essais de la figure I.11, tout le cercle de Mohr en contraintes effectives doivent être tangents à l'enveloppe de rupture en contraintes effectives. Le tableau I.3 résume les points traités et représentés à la figure I.11.

Tableaul.3 : Comparaison du comportement drainé et non drainé [8]

	1.1.2 Cercle de Mohr							
	Essai drainé ;	Essai non drainé ;	Essai non drainé ;					
Contrainte effective de consolidation	Contraintes effectives= Contraintes totales	contraintes effectives	contraintes totales					
$\sigma'_{3c} > \sigma'_{3crit}$	Plus grand que l'essai	Plus petit que dans l'essai						
	Non drainé	drainé: A gauche du cercle en contraintes Totales $\sigma^{'}_{3f} < \sigma^{'}_{3c}$	drainé :à droite du cercle en contraintes effectives					
$\sigma'_{3c} < \sigma'_{3crit}$	Plus petit sue dans l'essai non drainé	Plus grand que dans l'essai drainé : à droite du cercle en contraintes totales $\sigma'_{3f} > \sigma'_{3c}$	Plus grand que dans l'essai drainé : à gauche du cercle en contraintes effectives					
$\sigma'_{3c} = \sigma'_{3crit}$	Tous les cercles seront identiques car il n'y a pas de tendance aux variations de volume; Δu=0 pendant l'essai.							

I.5. Conclusion:

Ce chapitre a donné un aperçu sur le comportement des matériaux granulaires sur chemin triaxial (tel que les sables) en condition non drainée. Il ressort de cette étude que le comportement drainé et non drainée sont intimement liés dépendant essentiellement de l'état de densité du matériau (lâche ou dense) et de la contrainte de consolidation à laquelle l'essai est réalisé. Cette dernière pouvant être inférieure ou supérieure à la contrainte effective critique conduisant le matériau à la rupture. En tout cas, les chemins de réponse du matériau granulaire soumis aux essais non drainés dépendront de la tendance de ce même matériau à vouloir contracter ou se dilater.



Chapitre II

Identifications des matériaux étudiés



II.1 Introduction:

Quelque soient les objectifs recherchés dans une étude géotechnique, il est de règle d'effectuer initialement l'identification des sols concernés. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques ultérieures et surtout d'effectuer une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien de natures physico-chimiques.

Dans ce chapitre, on présente les caractéristiques physico-chimiques des sables de dune bruts en levés en trois régions différents au niveau de la wilaya d'Adrar. Les trois régions sont : La région Touat, Gourrara et la région deTidiklet, ainsi que la localisation gisements est présenté.

II.2 Localisation des matériaux étudiés :

Dans notre étude, nous avons ciblé un matériau se trouve localement reste en abondance dans notre région, c'est le sable de dune. Ce matériau local a prouvé son usage depuis millénaires.

Par ailleurs, Notre travail est focalisé sur trois régions qui sont indiqués ci-dessous (Figure I.1).

- -**Région de Gourara**(sable de dune de KasrKaddour gisement Ksar Kddour)
- -**Région de Touat**(sables de dune de Bouda gisement Bkhala)
- -Région de Tidikelt(sables de dune de Réggane gisement de Sali et Aoulef gisementTimagtane)





Figure I.1 : Localisation des gisements des sables de dune analysés.

Chapitre II: Identifications des matériaux étudiés

II.3 Identification des matériaux étudiés

Programme d'essais:

Les essais ont été effectués au niveau du laboratoire de l'université sont les suivants :

- L'analyse granulométrique (NF P 18-560).
- Le module de finesse (NFP 18 540)
- La masse volumique apparente et absolue (NF P18-554).
- L'essai de l'équivalent de sable (NFP 18 596)
- La densité relative Dr (ASTM D 4253, ASTM D 4254)
- L'analyse chimique.

II.3.1Analyse granulométrique (NFP 18 560)

II.3.1.1 Définition

Déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon.

Représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension

Granularité: distribution dimensionnelle des grains

Refus sur un tamis : matériau qui est retenu sur le tamis

Tamisât (ou passant) : matériau qui passe à travers le tamis

II.3.1.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue. Les masses des différents refus ou celles des différents tamis sont rapportées à la masse initiale de matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique).

- Coefficient d'uniformité Cu

Il est défini par
$$Cu = \frac{D60}{D10}$$

- Coefficient de courbure Cc

Il est défini par
$$Cc = \frac{D30^2}{D60.D10}$$



Figure II.2: Appareillage de l'analyse granulométrique par tamisage.

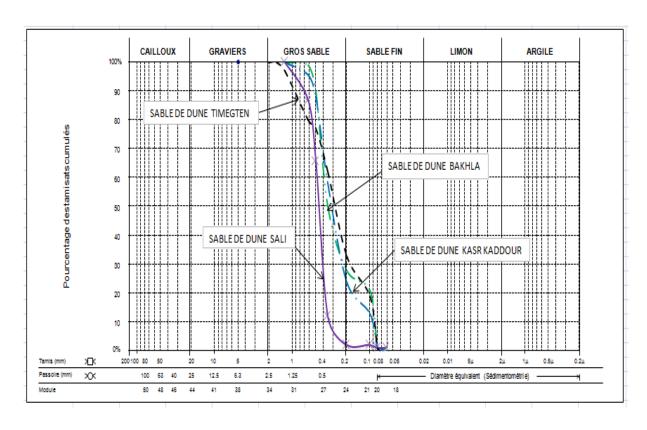


Figure II.3 : Courbesgranulométriques des sables de dune analysés.

Le tableau II.1 regroupe les résultats obtenus.

Chapitre II: Identifications des matériaux étudiés

Tableau II.1 : Résultats de l'analyse granulométrique.

Le gisement	Ksar Kaddour	Bouda	Sali	Timegten
Classe réel	0/0,6	0/0,55	0/0,9	0/1,2
D ₁₀ (mm)	0,9	0,9	0,35	0,9
D ₃₀ (mm)	0,22	0,2	0,4	0,18
D ₆₀ (mm)	0,35	0,4	0,5	0,37
C_{U}	0,38	0,44	1,42	0,41
C_{C}	0,15	0,11	0,91	0,54
Gros sable (%)	75%	72%	98%	68%
Sable fin (%)	25%	28%	2%	32%

Commentaire:

Selon les valeurs de l'analyse granulométriques obtenues des sables étudiés nous avons constaté ce qui suit.

Les granularités des sables sont très serrés Cu≤ 2 et mal gradué (1> Cc > 3)..

II.3.2 Module de finesse (NFP 18 540)

II.3.2.1 Définition

Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (MF) d'Abrams (ingénieur américain). Ce module correspond à un nombre compris entre 0 et 10, ce qui caractérise la finesse des granulats du matériau. Un matériau grossier a un module de finesse qui se rapproche de 10, un matériau fin à un module de finesse qui tend vers zéro. Le module de finesse est proportionnel à la surface située au-dessus de la courbe granulométrique du matériau.

II.3.2.2 Principe de l'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau enplusieurs classes granulaires de tailles décroissantes Les masses des différents refus et tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique

Le module de finesse peut être estimé selon la norme (NFP 18-540) :

Le module de finesse est égal au $100^{\text{ème}}$ de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentages sur les tamis de modules 23, 26, 29, 32, 35 et 38 qui correspondent aux ouvertures 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5 mm

MF =
$$\frac{1}{100}$$
 \sum Refus cumulés (%) des tamis (0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5 mm)

Lorsque MF est comprise entre :

Sable Fine	Sable Moyens	Sable Grossier
0,6 à 2,1	1,5 à 2,8	2,4 à 3,6

Tableau II.2 : Valeurs de MF des sables étudiés.

Les gisements	KasrKaddour	Bakhla	Sali	Timegten
Module de finasse	1,33	1,30	2	1,42

Donc le sable de dune de kasrkaddour, Bakhla et Timagtane sont classer comme un sable très fin.

Cependant le sable de dune de Sali estunsable à majorité de grains fins.

II.3.3 La masse volumique apparente :

II.3.3.1 Détention

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules.

II.3.3.2 Principe de l'essai :

On remplit un récipient dont on connaît le volume, en prenant de grandes précautions pour éviter les phénomènes parasite sprovoqués par le tassement. Onpèseensuite l'échantillon en prenant soin de déduire la masse du récipient .la masse de l'échantillon est devisée par le volume du récipient pour donner la masse volumique apparente du matériau

$$Mvapp = M/V(Kg/m^3 \text{ ou } t/m^3)$$

Mvapp=masse volumique apparente en g/cm³

M=masse du matériau étudié en g

V=volume du récipient en cm³



Figure II.4 : Détermination de la masse volumique apparente.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après.

Tableau II.3: Valeurs de la masse volumique apparente.

Le gisement	KasrKaddour	Bakhla	Sali	Timegten
$\rho_{app} (g/cm^3)$	1,63	1,65	1,59	1,65

II.3.4 La masse volumique absolue (grains solides) NFP 18 558

II.3.4.1 Définition:

La masse volumique absolue ρ s est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains. Il ne faut pas confondre ρ s avec la masse volumique ρ qui est la masse de matériau par unité de volume, celuici intégrant à la fois les grains et les vides.Les masses volumiques s'expriment en t/m^3 , en kg/dm^3 , ou en g/cm^3

On définitions La masse volumique des grains solides dusol (GS) est le quotient de la masse de ces grains solides (γ s) par leur volume (γ w).

$$Gs = \frac{\gamma s}{\gamma w}$$

Donc dans ce travail on va masure la masse des grainssolides est obtenue par pesage, Le volume est mesuré aupycnomètre est calculé le poids volumique des grainssolides ; cette échantillon de sable de dune séché. Le volume des grains est déduit par pesée à l'aided'un pycnomètre en substituant de l'eau de massevolumique connue aux particules solides.



Figure II.5 : Détermination de la masse volumique absolue.

II.3.4.2 Principe d'essai

Le gisement

 ρ_{abs} (g/cm³)

Principe de la détermination de la masse volumique des grains solides :

La masse des grains solides est obtenue par pesage. Le volume est mesuré au pycnomètre.

Le calcul de la masse volumique sèche du matériau s'appuie sur la détermination du volume V' occupé par les grains solides dans le premier cas, par l'eau dans le second on pose : Après détermination de V', la masse volumique des grains solides est obtenue à partir de la masse sèche m sol pesée avant immersion.

La réalisation de cet essai nécessite de s'affranchir de l'absence de toute phase gazeuse dans le matériau. Une phase de préparation est donc nécessaire et consiste à immerger l'échantillon dans (Fig.II.4).

Les valeurs de la masse volumique absolue obtenues sont insérées dans le tableau suivant.

 KasrKaddour
 Bakhla
 Sali
 Timegten

 2,65
 2,62
 2,63
 2,62

Tableau II.4: Valeurs de la masse volumique absolue.

II.3.5 La densité relative Dr (ASTM D 4253, ASTM D 4254)

La densité relative sert à calculer la densité du sol et à estimer la force portante du sol, est généralement utilisée pour le sable en déterminant le pourcentage d'espaces naturels, mineurs et maximaux du sol, et pour la difficulté de déterminer le pourcentage d'espaces dans le sol.

Connaissant la valeur de e $_{nat}$ (ce qui n'est pas toujours facile à obtenir), on peut calculer l'indice de densité ID, appelé également la compacité relative Cr au moyen de la formule esuivante : $I_{D} = \frac{\theta_{max} - \theta}{\theta_{max} - \theta_{min}} \times 100 \%$

Chapitre II: Identifications des matériaux étudiés

La détermination pratique de l'indice des vides naturels est délicate car le prélèvement d'un échantillon intact de sable demande beaucoup de soins, en particulier pour un sable situé sous la nappe. C'est pourquoi on utilise souvent une mesure indirecte de Cr (ID) grâce au SPT Standard Pénétration Test (voir essais en place).

Le tableau II.5 ci-dessous donne les ordres de grandeur et la dénomination de l'état de compacité d'un sol sableux à partir du SPT.

Tableau II-5: Indice de densité et valeurs SPT(ASTM D 4253, ASTM D 4254)

Nom	ID = Cr (%)	« N » SPT
Très lâche	0 – 15	0 - 4
Lâche	15 – 35	4 - 10
Moyennement dense	35 – 65	10 - 30
Dense	65 – 85	30 - 50
Très dense	85 – 100	> 50

Pour déterminé e_{max} et e_{mini} on utilise la méthode du moule Proctor.



Figure II.6 : Densité relative méthode du moule.

La densité relative est calculée comme suite :

Densité relative = Densité maximale / Densité du sol sur le terrain

Densité maximale = densité du sol sur le terrain - la plus petite densité

Densité de sol sur le terrain = densité maximale - micro densité

 $(\gamma d \min - \gamma d \max) \gamma d / (\gamma d \min - \gamma d) \gamma d \max = Dr$

Dr: Densité relative du sable.

yd max: densité maximale.

yd: densité du sable sur le terrain.

γd min: densité minimale.

Méthode d'essai:

ASTM D 4253 (Densitéd'index minimale)

ASTM D 4254 (Densité d'indice maximale)

Le tableau suivant résume les résultats obtenus de la e_{min},e_{max}densitéapparente, la densité absolue et l'indice des vides des sables de dune étudiés.

Tableau II.6: Résultats de l'essai de la densité relative (e_{min},e_{max}).

Sable de dune	Densité apparente	Densité	Indice des vides	
		absolue	e _{min}	e _{max}
Kasr/Kaddour	1,63	2,66	0,47	0,63
Bakhla	1,65	2,68	0,39	0,59
Sali	1,59	2,61	0,44	0,62
Timagtane	1,65	2,62	0,38	0,58

II.3.6Essai d'équivalent de sable (NFP 18 596) :

II.3.6.1 But de l'essai équivalent de sable :

L'essai de l'équivalent de sable permet de mettre en victoire la proportion de poussière fine nuisible dans un matériau. Et surtout utilisé par les matériaux routiers et les sables à béton. Car il permet de séparer les sables et graviers des particules fines comme les limons et argiles.

L'essai de l'équivalent de sable révèle très intéressant au laboratoire et sur chantier grâce à sa simplicité, sa rusticité, son faible coût et sa rapidité

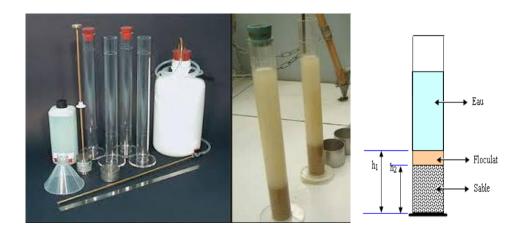


Figure II.7 : Essaide l'équivalent de sable

II.3.6.2 Principe de l'essai équivalent de sable :

L'essaide l'équivalent de sable s'effectue sur la fraction des sols passant au tamis de 5mm; il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments les plus fins contenus dans cette fraction, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments dits sableux et les éléments plus fins (argileux par exemple).

L'équivalent de sable d'une prise d'essai d'un échantillon est par définition mesuré au piston et donné par la formule :

$$ES = \frac{h2}{h1} \times 100$$

Tableau II.7 : Valeurs de ES des sables de dune analysés.

Les gisements	ES (%)
K/KADOUR	87
BAKHLA	90
SALI	98
TIMAGTANE	82

D'après les résultats obtenus ci-dessus les sables de dune sont des sables propre.

II.3.7 L'analyse chimique des sables de dune étudiés :

La chimie analytique est la partie de la chimie qui concerne l'analyse des produits, c'est-à-dire l'identification et la caractérisation de substances chimiques connues ou non. La substance chimique dont on cherche à déterminer les propriétés est appelée « analyse ».

- Essai d'évaluations des carbonatescaco₃
- Dosage Gravimétrique du sulfate SO₄ ISO 680/1990
- Dosage des Chlorure
- Mesure des Insoluble (SiO₂-MgO-CaO-AL₂O₃+Fe₂O₃)

Chapitre II: Identifications des matériaux étudiés

D'après l'analyse chimique, les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau II.8 : Analyse chimique des sables de dune utilisés.

Désignations/ les gisements	%Carbonate	%Sulfates	%chlorure	% Insoluble
Kasrkaddour	2,8	Nul	0,21	96,99
IXasi Nauduui	2,6	INUI	0,21	70,99
Bakhla	1,9	Nul	0,14	97,96
Sali	0,14	Trace	1,9	97,96
Timagtane	2,3	Trace	0,11	97,59

Selon les valeurs obtenues nous avons tiré que, les sables de dune qui ont été analysés sont des sables Silico-calcaire.

Par ailleurs, pour leplus détail l'analyse minéralogique est nécessaire.

II.4.Conclusion:

Ce chapitre a été basé sur la présentation des essais des caractérisations des matériaux étudiés et du matériel associé. Les essais effectués sur les sables (Touat, Gourrara et Tidiklet) montrent que :

- Les sables étudiés sont des sables fins à très fins selon MF.
- Les sables sont des sables propre ES dépassé 80%.
- L'indice des vides minimal des sables analysé sont variés entre 0,38 et 0,47
- L'indice des vides maximal des sables étudiés sont variés entre 0,58et 0,63
- Les sables de la wilaya d'Adrar sont généralement des sables Silico-Calcaire.



Chapitre III

Etude expérimentale (Essai triaxial)



III.1 Introduction:

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement des sables sur chemin triaxial monotone. On se propose, à travers une compagne d'essais triaxiaux non drainés de caractériser l'état critique des sables de dune de la wilaya d'Adrar de provenances différentes. Il s'agit des sables de dune des trois gérions Gourrara, Touat et Tidiklet.

La caractérisation de l'état critique de ces deux sables sera déterminée en étudiant l'influence des deux paramètres prépondérants sur le comportement mécanique des milieux granulaires, à savoir l'état de densité (l'indice des vides) et la contrainte de consolidation ou appelée aussi contrainte de confinement σ_3 . Nous faisons remarquer que cette contrainte σ_3 correspond aussi à la contrainte isotrope qui règne au sein des échantillons au début de l'essai de cisaillement. Autrement dit, il s'agit là aussi de la contrainte moyenne isotrope noté p.

Ce travail expérimental est effectué au sein du laboratoire de géotechnique du département des sciences et technologie de l'Université Ahmed Draia -Adrar.

III.2 Dispositif expérimental :

Le laboratoire géotechnique est doté d'un appareil triaxial que nous avons utilisé dans le cadre de notre étude pour réaliser des essais triaxiaux.

Le dispositif expérimental comporte : une cellule triaxiale, une presse d'écrasement d'une capacité de 50 KN, et d'une chaîne de mesure (capteur de force, capteur de déplacement, capteur de pression interstitielle et une volumétrie) voir figure III.1.



Figure III.1: Appareil Triaxial du laboratoire de GC à U-d'Adrar

III.2.1. La presse :

La presse consiste à un bâti à deux colonnes avec traverse supérieur mobile et un châssis contenant le groupe de poussée mécanique, le moteur électrique, les composants électriques et les commandes de fonctionnement. L'avancement est obtenu par un moteur pas à pas haute résolution. L'unité puissance synchronisée commande le moteur grâce à un microprocesseur, sa vitesse varie de 0.00001 mm/min à 9.99999 mm/min, la vitesse et le sens sont préréglés par des

commandes situées sur le panneau frontal. Le cisaillement des échantillons est donc réalisé à déformation contrôlée.



Figure III.2. La presse

III.2.2 La cellule:

Le but principal de la cellule triaxiale est essentiellement de contenir un échantillon cylindrique de sol, pour lui appliquer une pression isotrope cellulaire. La saturation de l'échantillon, sa consolidation et finalement son cisaillement sont effectués lorsque la cellule est complètement remplie d'eau. Elle accueille un échantillon d'élancement 2, elle est de type SOL MESURE, et supporte une pression maximale de 17000 kPa. La mise en pression cellulaire est appliquée par le biais d'une cellule de pression d'air, qui est à son tour alimentée par le compresseur du laboratoire.



Figure III.3 Cellule triaxiale et équipement de l'éprouvette.

III.2.3 La chaîne de mesure :

On sous-entend souvent par cette appellation, une chaîne d'acquisition automatique des données concernant l'essai réalisé. Ce système comprend en générale différents capteurs électroniques, un convertisseur analogique-digital et finalement une acquisition centralisée sur un ordinateur grâce à la carte RS232.

Dans notre cas, la chaîne de mesure est « manuelle » par opposition à automatique. L'opérateur doit lire les différents capteurs pour en déduire la mesure souhaitée. Selon le type de l'essai triaxial (drainé ou non drainé) différents capteurs sont utilisés selon le tableau III.1 suivant :

Type d'essai	consolidation	Ecrasement (cisaillement)	
Essai Drainé	Manomètre :	Anneau dynamométrique : mesure force	 Volumètre mesure des variations de volume
Essai non drainée	mesure des pressions de confinement et contre pressions	axiale • Comparateur de déplacement : mesure le déplacement axiale	Capteur de pression : mesure de la pression interstitielle.

Tableau III.1: Chaîne de mesure manuelle des essais triaxiaux.



Figure III.4: Manomètre et capteur de pression interstitielle.

III.2.3.1 Anneau dynamométrique :

C'est un anneau métallique auquel un comparateur de déplacement y est attaché. Il surplombe le piston axial de la cellule. Toute force exercée sur l'échantillon induit une déformation de l'anneau. Nous avons utilisé un anneau dynamométrique de 2 KN et 5 KN de capacité.

III.2.3.2 Comparateur de déplacement :

Il est solidaire au piston axial de la cellule. Sa tige est posée sur le toit de la cellule. Toute déformation de l'échantillon induit un déplacement de la tige d'où la lecture de la déformation axiale. Le comparateur utilisé est gradué de 0,01 mm.

III.2.3.3 Capteur de pression :

Utilisé seulement lors du cisaillement des échantillons en condition non drainée, il est connecté directement à l'un des robinets de la cellule en liaison, avec l'intérieur de l'échantillon. Comme le drainage est empêché, toute pression interstitielle est mesurable. Nous avons utilisé un capteur de pression électronique relié à un boîtier de lecture digitale.

Sa précision est de 1kPa. Là aussi, l'on veillera sur la saturation du capteur, autrement dit la continuité de la phase liquide de l'intérieur de l'échantillon jusqu'au capteur.

III.3 Préparation de l'échantillon :

Nous avons utilisé des échantillons de sables à différentes densités, ce qui nécessite une méthode de préparation spécifique pour chaque densité. La méthode la plus délicate était de préparer des échantillons lâches donc le moindre geste ou vibration peut changer l'état du matériau.

Pour éviter ce problème et d'avoir des structures suffisamment lâches, on a procédé à une méthode de mise en place inspirée des travaux antérieurs [12]. Cette méthode consiste à humidifier le sable par une teneur en eau w=2% (cette valeur est arbitraire), cette dernière est suffisante pour avoir un indice des vides élevé voir même supérieure à l'indice des vides maximum e_{max} .

On utilise un moule de 70 mm de hauteur et de 35 mm de diamètre, on plaque contre ces parois une membrane en latex, puis on dépose l'échantillon à l'intérieure. Pour que l'échantillon reste droit lors du démoulage, on applique le vide à l'intérieur de l'échantillon durant la mise en place de la cellule. Cette dépression est maintenue jusqu'à l'application par la suite d'une petite pression cellulaire de l'ordre de 20 à 30 Kpa.



Figure III.5 : Préparation des échantillons

III.3.1. La saturation :

La phase de saturation est primordiale pour la réussite de l'essai triaxial. Une bonne interprétation des résultats (variation de volume et la pression interstitielle engendrée lors du cisaillement) est faite si l'échantillon est bien saturé. Pour avoir une bonne saturation, il est recommandé d'utiliser préalablement un courant ascendant de gaz carbonique pour remplacer l'air contenu dans l'échantillon. En effet, lors de la saturation, le gaz carbonique se dissout plus facilement que l'air dans l'eau. L'utilisation d'une contre pression améliore, bien entendu. Théoriquement un sable est saturé si le coefficient de Skempton B est égal à 1. Pour déterminer B, le drainage étant fermé, un excédent de contrainte latérale σ_3 est appliqué. La mesure de la pression interstitielle développée Δu permet d'évaluer B.

 $\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + \Delta(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3))$. Pour un chargement isotrope $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$, puisque $\Delta \sigma_{1} = \Delta \sigma_{3}$



Figure III.6: Phase de saturation

III.3.2. Consolidation:

La phase de consolidation consiste à appliquer à l'échantillon une contrainte isotrope σ_{iso} = $\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1$ au cours de laquelle, seule la variation de volume est mesurée. Cette application se fait par palier de contrainte jusqu'à atteindre la pression souhaité (dans notre travail, on appliqué des pressions de confinement d'ordre 100, 200 et 300 KPa). La fin de cette phase est caractérisée par la stabilisation des déformations volumiques.

Ces dernières serons déduites du volume initial de l'échantillon pour calculer son volume du début de cisaillement.

III.3.3. Ecrasement:

Les essais effectués au laboratoire sont des essais de compression monotone. L'effort axial est appliqué par l'intermédiaire d'une tête roulée, elle transmet l'effort à l'anneau dynamométrique. La vitesse de déplacement du plateau de la presse est de 1mm/min (pour les essais non drainés). L'essai est stoppé quand le déviateur de contrainte atteint son maximum suivi d'un palier.



Figure III.7: Phase de cisaillement

III.4. Résultats et discussion :

III.4.1. Essais triaxiaux consolide et non draine :

Les essais triaxiaux non drainés sont importants dans l'étude de la liquéfaction statique des sables lâches. La réalisation de l'essai demande une bonne saturation de l'échantillon pour permettre l'homogénéité des pressions interstitielles. Dans notre travail, on a réalisé des essais non drainé que pour les deux densités choisies avant, afin de voir l'évolution des chemins de contraintes d'une densité à l'autre et de mettre en évidence l'influence de la contrainte confinement.

Afin d'établir le comportement des sables de dune des trois régions sur chemin non drainé, nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux non drainés de compression à trois niveau de contraintes de confinement (100, 200 et 300 kPa) pour deux densités initiales (dense et lâche). Les conditions de réalisation de ces essais sont récapitulées dans le tableau (III.2).

Tableau III.2 : Conditions des essais consolidés non drainés.

	La masse	La masse	$\mathbf{D_r}$	\mathbf{e}_{0}	σ_3
La région	volumique	volumique	(%)		(Kpa)
	apparente	absolue			(Ixpa)
	(g/cm ³)	(g/cm^3)			
Kasrkadour	1,63	2,66	15	0,61	
			100	0,47	
Bakhla	1,65	2,68	15	0,60	
			100	0,42	
Sali	1,59	2,63	15	0,63	100 - 200 et 300
			100	0,47	
Timagtene	1,65	2,64	15	0,57	
			100	0,40	

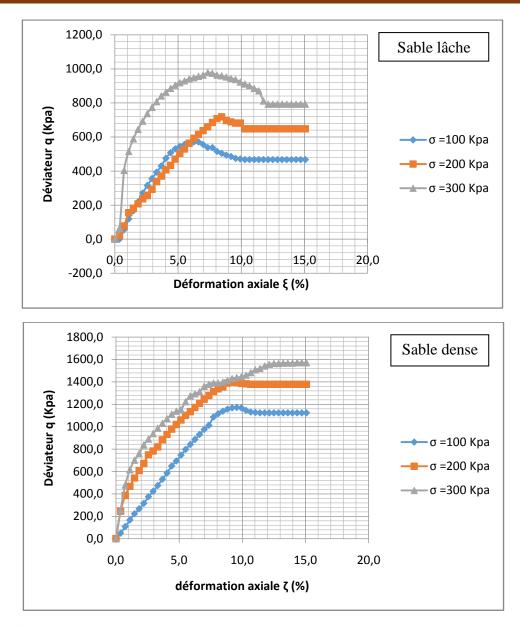


Figure III. 8 :Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de dune de Kasrkadour (Lâche et dense)

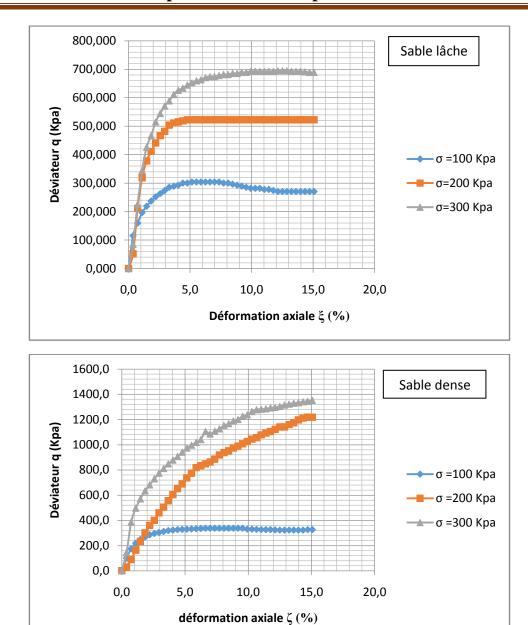


Figure III.9 :Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de dune de Bakhla-Bouda (Lâche et dense)

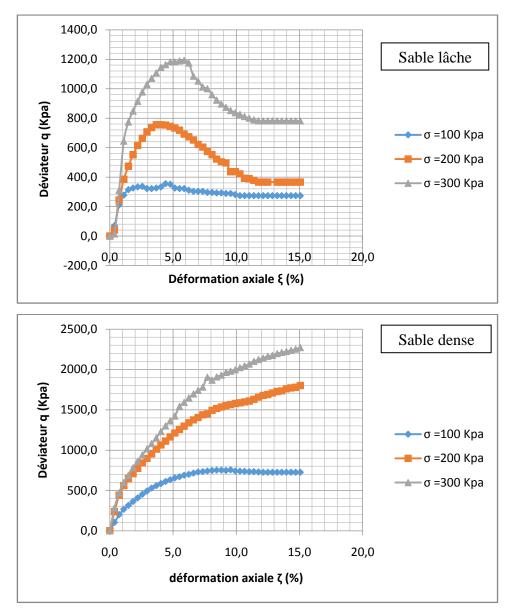


Figure III.10 : Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de dune de Sali-Reggane(Lâche et dense)

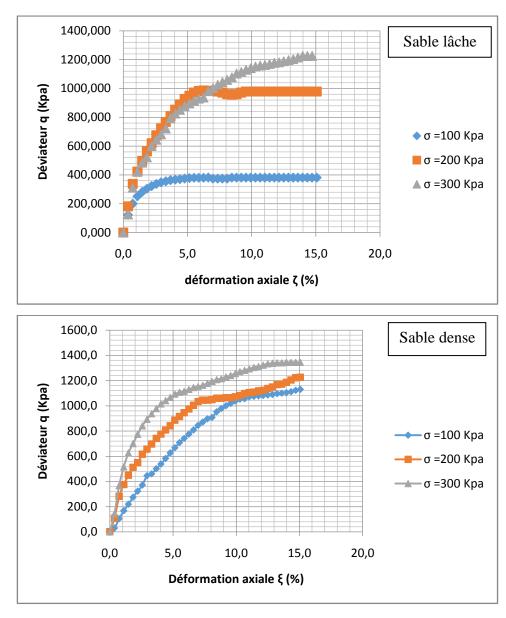


Figure III.11 :Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale du sable de dune de Timagtene (Lâche et dense)

Les courbes suivantes représentent la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

Par ailleurs, nous avons indiqué qu'on a une panne au niveau du capteur de pression interstitielle pendant la réalisation des séries des essais sur le sable dense.

Donc nous avons présenté dans le plan $(\Delta u, \varepsilon_1)$, le cas d'un sable lâche seul.

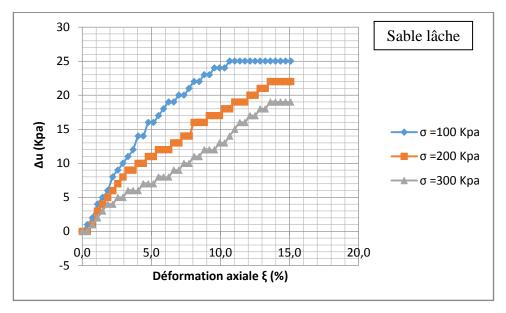
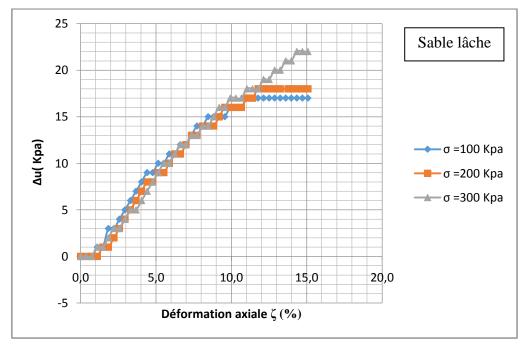


Figure III.12 : Évolution de la pression interstitielleen fonction de la déformation axiale.





 $\textbf{Figure III.13}: \'{E} volution \ de \ la \ pression \ interstitielle \ en \ fonction \ de \ la \ d\'{e} formation \ axiale.$

Le sable de dune (lâche) de Bakhala-Bouda

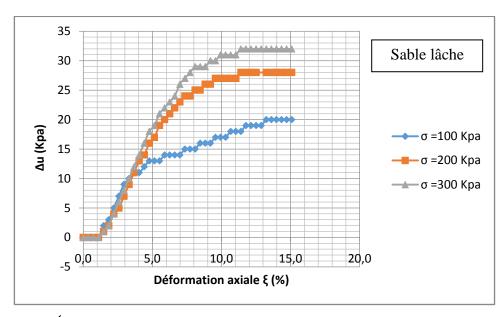


Figure III.14 : Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

Le sable de dune (lâche) de Sali.-Reggane

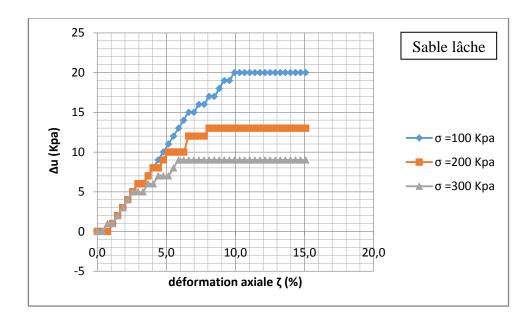


Figure III.15 :Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

Le sable de dune (lâche) de Timagtene

Les figures (III.8, III.9, III.10, et III.11) représentent les courbes obtenues lors des essais lâches avec différentes contraintes isotropes en fonction de la déformation axiale des différentes régions. La réponse des sables se caractérise par augmentation continue de la pression interstitielle à un niveau important par rapport à la contrainte de confinement figures (III.12, III.13, III.14, et III.15) le long du chargement. Dans le plan (q, σ₁), on remarque que le déviateur de contrainte atteint un maximum à faible déformation axiale après lequel il diminue rapidement pour se stabiliser sur des paliers constants correspondants à la plasticité parfaite figures (III.8, III.9, III.10, et III.11)(Sable lâche). Cet effondrement des échantillons correspond au phénomène de la liquéfaction statique qui surgit lors d'un chargement monotone des sables lâches saturés en conditions non drainés.

Cependant, les échantillons denses prescritent une augmentation continue du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, Figure III.8 à 11. Ces résultats sont similaires à plusieurs travaux de recherche. [1]

III.4.2 La surface limite des sables utilisés :

La figure (III.16) présente les chemins en contraintes effectives dans le plan (p', q). Leurs allures coïncident avec les chemins de réponse des essais non drainés. Pour les sables lâches, la phase de l'augmentation des pressions interstitielles se traduit par une chute de la pression moyenne effective qui tend vers l'origine, c'est la liquéfaction.

L'évolution du frottement mobilisé est mis en évidence car elle est liée à la pente de la droite qui passe par l'origine et l'état de contrainte.

Sin ϕ = (3 M/6+ M) avec ϕ angle de frottement mobiliséM = (q/p) : rapport du déviateur de contrainte à la contrainte moyenne

Par ailleurs, nous avons présenté les chemins des contraintes du sable de Sali à l'état lâche (figure III.16). Pour les autres sables ont été figurés en annexe.

Cependant, les chemins des contraintes des sables à l'état dense non pas présenté dans ce travail à cause de la panne du capteur de pression

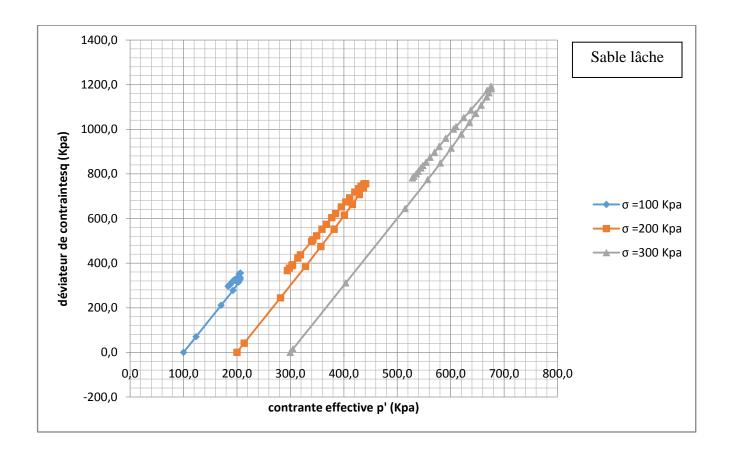


Figure III.16 :Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en compression non drainée (Sables de dune de Sali-Reggane).

Le tableau ci-dessous regroupe l'angle de frottement les différents sables étudiés en contrainte effective.

Tableau III.3 : L'angle de frottement effectif ϕ

La région	L'angle de frottement
	sable lâche
Sable KasrKadour	51°
Sable Bakhla	39°
Sable sali	39°
Sable Timagtene	44°

III.5. Conclusion:

Une compagne d'essais triaxiaux est faite sur quatre sables de dune des trois régions, d'après les résultats obtenus on peut déduire les conclusions suivantes :

- 1) Les quatre sables obéissent au même critère de rupture d'un matériau granulaire quelque soit leurs densités.
- 2) Sable de dune de KasrKaddour a une plus grande résistance au cisaillement qu'un sable de Bakhla, Sali et Timagtene et cela est dû à l'angularité du sable de KasrKaddour (la distribution granulométrique et la rugosité des surfaces interviennent dans la résistance);
- 3) La pression interstitielle pour des sables dense n'a pas atteint des valeurs négatives. (Panne du capteur)
- 4) La structure lâche de l'échantillon favorise la génération des pressions interstitielles, ces pressions augmentent jusqu'à l'annulation des contraintes effectives d'où le phénomène de liquéfaction.
- 5) Dans les échantillons lâches où l'indice des vides est grand, la contractance est favorisée par des textures granulaires permettant l'enchevêtrement des grains.



Conclusion générale



Conclusion générale :

A l'issue de cette étude abordant le comportement des sables sur chemin triaxial non drainé, nous pouvons conclure aux points suivants :

- 1. L'appareil triaxial reste un outil de prédilection des chercheurs lorsqu'ils tentent de cerner le comportement des matériaux. Cependant son inconvénient majeur consiste au fait qu'il s'agit d'un appareil ne permettant de réaliser que les chemins axisymétriques (deux contraintes principales restent égales tout au long de l'essai).
- Les essais en compression non drainée ont mis en évidence la liquéfaction des sables lâches. Une structure lâche des sables favorise la génération des surpressions interstitielles qui annule les contraintes effectives.
- 3. La résistance au cisaillement d'un sable lâche présente, lors d'un essai en compression non drainée, un pic. Ce dernier disparaît pour les sables dense. Cela confirme ce qui est trouvé dans différentes travaux de recherches.
- 4. La résistance augmente avec la densité du matériau et avec le confinement appliqué.
- 5. La résistance aux cisaillements du matériau est influencée par d'autres facteurs que le confinement et l'indice des vides par exemple : La forme des particules, la distribution granulométrique, le degré de saturation du matériau,...etc.



Annexe



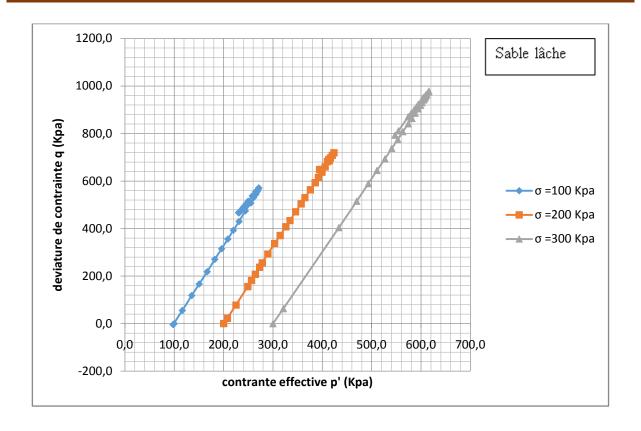


Figure A.1 : Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en compression non drainée (Sables de dune de Kasrkaddour).

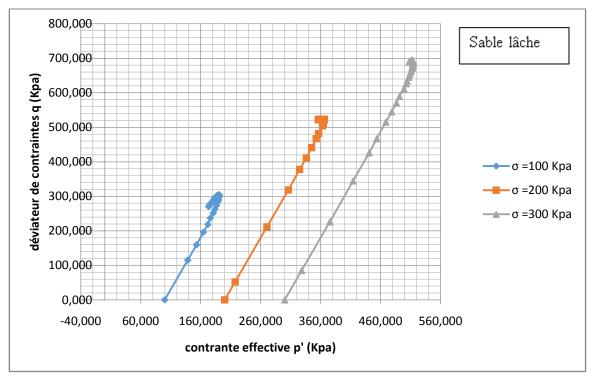


Figure A.2 : Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en compression non drainée (Sables de dune de Bakhla - bouda).

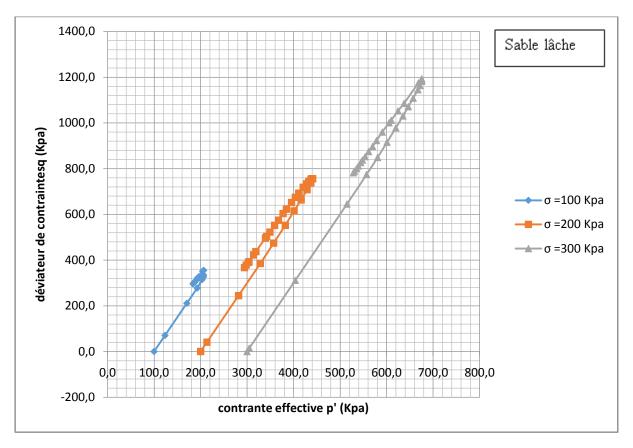


Figure A.3 : Présentation du chemin des contraintes effectives pour sables lâche en compression non drainée (Sables de dune de Timagtene).



Références Bibliographiques



Bibliographie

- [1] [BOUKHLEFA] : Mémoire de magister : Comportement de sable de carrière et sable de mer sur chemin triaxial de la région d'Oran U-Belabess .
- [2] [ABBOU] : Mémoire de magister : Prévision du comportement sur le chemin triaxial d'une argile de la région d'Oran par le modèle de Cam-Clay, USTO-MB 2008
- [3] DEGOUTTE G., ROYET P.
- « Aide mémoire de mécanique des sols.»

ENGREF, réédition 2005

- [4] COSTET J., SANGLERAT G.
- « Cours pratique de mécanique des sols.»

Tome 1. 3^{ème} edition, Dunod, 1983

- [5] DYSLI M.
- « Cours de technologie et mécanique des sols.»

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, laboratoire de mécanique des sols, 1994

- [6] CRAIG R. F.
- « Soil Mechanics.»

English Language Book Society, third edition, 1983

- [7] MAGNAN J. P
- « Résistance aux cisaillement.»

Techniques de l'ingénieur, traité construction.

- [8] HOLTZ R. D., KOVACS W. D., traduit par JEAN LAFLEUR.
- «Introduction à la géotechnique.»

Ecole Plytechnique de Montréal, 1991

- [9] LAMBE T. W., ROBERT V. W.
- «Soilmechanics Si Version.»

John Wiley, 1979

- [10] YOSHIMINE M., ISHIHARA K.
- « Flow potential of sand during liquefaction.», 1998

Bibliographie

[11] EVESQUE P.

« Mécanique des milieux granulaires.»

Poudres et Grains NS1, décembre 2000

[12] MEGHACHOU M.

« Stabilité des sables lâches: Essais et modélisations.»

Thèse de Doctorat, université de Joseph Fourier, 1993