

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بو شعيب
Université Ain Témouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie civil
Filière : Génie civil
Spécialité : Structure

Thème

Influence de la texture du sol sur la cohésion non drainée normalisée

Réalisé Par :

FETHALLAH Hacene

BELEBNA Hamza

Soutenu publiquement, le 04/06/2024, devant le jury composé de :

Dr. BELABBACI.Z	MCA	Présidente	Université d'Ain Temouchent
Dr. AISSAOULS	MCB	Examineur	Université d'Ain Temouchent
Dr. CHALABLY	MCB	Encadrant	Université d'Ain Temouchent
M. HADJADJIA	Cadre technique	Co-Encadrant	LTPO Tlemcen

Année Universitaire 2023/2024

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir donné la santé, la volonté et le courage nécessaires pour affronter la pression, continuer et réussir nos études, comme nous l'avons toujours souhaité.

Nous remercions également notre encadrant, Dr CHALABI Youssouf et Mr Hadjadji Amri pour ses précieuses aides et pour n'avoir négligé aucun effort afin de nous apporter soutien et recommandations. Ses précieux conseils scientifiques ont largement contribué à notre formation.

Nous tenons également à remercier, M. Keddou Adel, Ainsi que tous les ingénieurs du Laboratoire de Génie Civil de l'Université d'Ain Témouchent, qui ont su nous conseiller efficacement tout en nous laissant travailler librement dans le laboratoire. Nous leurs sommes très reconnaissants pour leurs humanités, leurs confiances, leurs patiences et leurs commentaires avisés.

Nous tenons également à remercier vivement, Mme Belabbaci.Z , professeur à l'Université d'Ain Témouchent, pour l'honneur qu'elle me fait en présidant mon jury de thèse.

Nous tenons également à remercier vivement, Mr Aissaoui.S Maître de conférences de l'université d'Ain Témouchent qui ont accepté, le rôle examinateur de ce manuscrit et pour avoir bien voulu participer au jury.

Nous tenons également à remercier tous nos professeurs qui ont partagé avec nous leurs connaissances et leur expérience tout au long de nos études de premier cycle, nous permettant ainsi d'atteindre le niveau scientifique requis pour mener à bien ce projet.

Enfin, nous tenons à exprimer notre gratitude et nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés et encouragés de quelque manière que ce soit dans la réalisation de ce projet.

Dédicaces

On dédie ce travail :

A nos parents, en témoignage de notre profonde gratitude pour tout ce qu'ils ont fait pour nous. Qu'ils y trouvent l'expression de notre gratitude et de notre amour.

*À nos frères et sœurs
À nos familles, pour leurs encouragements et leur soutien,
à tous nos collègues du département de génie civil,
à tous nos proches que nous avons cités et à ceux que nous avons oubliés, veuillez accepter nos excuses.*

Hacene et hamza

Résumé

La cohésion non drainée est un facteur fondamental pour caractériser le comportement des sols soumis à des charges rapides. Elle constitue un élément essentiel de l'évaluation de la stabilité et du dimensionnement des ouvrages de génie civil construits sur ou dans le sol. Les sols en géotechnique présentent une grande diversité de tailles de grains, des argiles aux sables. Certains matériaux terrestres combinent les propriétés de ces différentes fractions, développant ainsi des comportements complexes lors de sollicitations rapides. Dans le cadre de ce projet, l'objectif est d'étudier l'influence de la texture du sol sur les valeurs de la cohésion non drainée. Pour cela, des essais de cisaillement non drainés ont été réalisés à l'aide d'un scissomètre de laboratoire sur des échantillons saturés comprenant des proportions variables d'argile et de sable. Ces échantillons ont été consolidés à différents rapports de surconsolidation afin de déterminer les équations SHANSEP et leurs paramètres essentiels associés. Les résultats obtenus ont contribué à une meilleure compréhension de l'impact de la texture du sol, du degré de surconsolidation et de l'état de densité sur le comportement de compression et de gonflement. De plus, ces résultats ont permis d'identifier les paramètres SHANSEP nécessaires pour estimer la cohésion non drainée normalisée avec la contrainte verticale effective, afin de simuler des conditions de terrain spécifiques à différentes profondeurs. Ces informations sont essentielles pour étudier et analyser des scénarios géotechniques réalistes.

Mot-clé : Texture du sol, Consolidation, Scissomètre de laboratoire, Cohésion non drainée, SHANSEP.

Abstract

The undrained shear strength is a fundamental factor in characterizing the behavior of soils subjected to rapid loading. It is an essential element in the assessment of stability and design of civil engineering structures built on or in the ground. Soils in geotechnical engineering exhibit a wide range of grain sizes, from clays to sands. Some terrestrial materials combine the properties of these different fractions, resulting in complex behaviors under rapid loading. The objective of this project is to study the influence of soil texture on undrained shear strength values. For this purpose, undrained shear tests were conducted using a laboratory vane shear apparatus on saturated samples with varying proportions of clay and sand. These samples were consolidated at different over-consolidation ratios to determine the SHANSEP equations and their associated key parameters. The findings have contributed to a better understanding of the impact of soil texture, over-consolidation degree, and density state on compression and swelling behavior. Furthermore, the results have enabled the identification of the necessary SHANSEP parameters to estimate normalized undrained shear strength with effective vertical stress, allowing for simulations of specific ground conditions at various depths. This information is crucial for studying and analyzing realistic geotechnical scenarios.

Keywords: Soil texture, Consolidation, Laboratory vane shear apparatus, Undrained shear strength, SHANSEP.

ملخص

تُعد قوة القص غير المستنزفة عاملاً أساسياً في توصيف سلوك التربة المعرضة للتحميل السريع. وهي عنصر أساسي في تقييم ثبات وتصميم منشآت الهندسة المدنية المبنية على الأرض أو في الأرض. تُظهر التربة في الهندسة الجيوتقنية مجموعة واسعة من أحجام الحبوب، من الطين إلى الرمال. تجمع بعض المواد الأرضية بين خصائص هذه الأجزاء المختلفة، مما يؤدي إلى سلوكيات معقدة تحت التحميل السريع. يتمثل الهدف من هذا المشروع في دراسة تأثير نسيج التربة على قيم قوة القص غير المستنزفة. لهذا الغرض، تم إجراء اختبارات القص غير المستنزف باستخدام جهاز قص ريشة مختبرية على عينات مشبعة بنسب متفاوتة من الطين والرمل. تم تدعيم هذه العينات بنسب مختلفة من التماسك الزائد لتحديد معادلات تاريخ الإجهاد والخصائص الهندسية المعيارية للتربة والبارامترات الرئيسية المرتبطة بها. ساهمت النتائج في فهم أفضل لتأثير نسيج التربة ودرجة التماسك الزائد وحالة الكثافة على سلوك الانضغاط والتورم. وعلاوة على ذلك، مكنت النتائج من تحديد معاملات تاريخ الإجهاد والخصائص الهندسية للتربة المعيارية اللازمة لتقدير قوة القص غير المستنزفة الطبيعية مع الإجهاد الرأسي الفعال، مما يسمح بمحاكاة ظروف أرضية محددة على أعماق مختلفة. هذه المعلومات ضرورية لدراسة وتحليل السيناريوهات الجيوتقنية الواقعية.

الكلمات المفتاحية: نسيج التربة، التماسك، جهاز القص بالريشة المختبرية، قوة القص غير المستنزفة، تاريخ الإجهاد، والخصائص الهندسية الطبيعية للتربة.

Table des matières

Remerciement	I
Dédicaces	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Table des matières	VI
Liste de notations	IX
Liste des Figures	XI
Liste des tableaux	XIV
INTRODUCTION GENERALE	XV
Chapitre I : Notions principales sur la cohésion non drainée	1
I .1. Introduction	1
I .2.Définition de la cohésion non drainée.....	1
I .3. Mécanisme de la cohésion non drainée.....	1
I .4.Méthodes d'évaluation de la cohésion non drainée.....	2
I .4.1 Essais de laboratoire.....	2
I .4.1.1Essai de cisaillement triaxial.....	2
I .4.1.2 L'essai à la boîte de cisaillement.....	3
I .4.1.3Essai de compression uniaxiale.....	4
I .4.1.4Essai de pénétromètre de consistance.....	6
I .4.2Essai insitu.....	6
I .4.2.1 Essai de dilatomètre.....	6
I .4.2.2Essai de préssiomètre.....	7
I .4.2.3Essai de pénétration statique.....	9

I .4.2.4 Essai de scissomètre de chantier.....	10
I .5.Facteurs influençant la cohésion non drainée.....	11
I .6. Importance de la cohésion non drainée dans l'ingénierie géotechnique.....	11
I .6.1 Stabilité des talus et des pentes.....	11
I .6.2Calcul des capacités portantes.....	12
I .6.3Comportement des sols sous charges dynamiques	12
I .6.4 Construction souterraine	12
I .6.5Prévision des écoulements d'eau.....	12
I .7.Conclusion.....	12
Chapitre II : Généralité sur la méthode SHANSEP	13
II.1. Introduction.....	13
II.2. Comportement normalisé.....	13
II.3. Perturbation de l'échantillon.....	14
II.4. Anisotropie.....	15
II.5. Effet de la vitesse de déformation.....	16
II.6. Méthode de reconsolidation	17
II.7. La méthode SHANSEP.....	18
II.7.1. Équations et paramètres de SHANSEP.....	19
II.7.1.1. Cohésion non drainée normalisé à l'état NC « S ».....	21
II.7.1.2. Exposant de l'augmentation de la résistance « m ».....	22
II.7.2. SHANSEP modèles.....	24
II.7.2.1. MC modèle.....	24
II.7.2.2. NGI-ADP modèle.....	24
II.8. Avantages et Limitations de la méthode SHANSEP	25
II.9. Conclusion.....	25
Chapitre III : Matériaux et identification	27
III.1.Introduction :.....	27

III.2. Matériaux utilisés.....	27
III.2.1 Argile :.....	27
III.2.2 Sable :.....	28
III.2.3 Mélanges secs :.....	29
III.3. Essais et identification.....	29
III.3.1 Masse volumique des grains solides :.....	30
III.3.2 Limite d'Atterberg :.....	31
III.3.3 Essai au bleu de méthylène :.....	32
III.3.4 Analyse granulométrique :.....	33
III.3.4.1 Sable :.....	33
III.3.4.2 Argile :.....	33
III.4. Méthodes expérimentales (Préparation des échantillons).....	35
III.4.1 Choix de la teneur en eau de mélange :.....	35
III.5. Conclusion	38
Chapitre IV : Compressibilité et cohésion non drainée.....	39
IV.1. Introduction :.....	39
IV.2. Consolidation et chemin de contrainte :.....	39
IV.3. Courbes de compressibilité :	41
IV.4. Effet de la teneur en fines et la densité sur l'indice de compression :.....	42
IV.5. Effet de la teneur en fines et la densité sur l'indice de gonflement :.....	44
IV.6. Cohésion non drainée à partir de scissomètre de poche :.....	45
IV.7. Cohésion non drainée et teneur en fines :.....	46
IV.8. Les courbes SHANSEP et les équations SHANSEP :.....	47
IV.9. Influence de la teneur en fines sur les paramètres SHANSEP :.....	48
IV.10. Conclusion :.....	49
CONCLUSIONS GENERALE.....	50
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.....	52

Liste de notations

a_v	Coefficient de compressibilité du sol
C_c	Indice de compression
C_s	Indice de gonflement
C_v	Coefficient de consolidation
e_0	Indice du vide initial
P_0	Pression de mise en contact
P_L	Pression limite
σ'_c	Contrainte de consolidation
V_0	Volume qui correspond à la pression de mise en contact
V_F	Volume qui correspond à la pression de fluage
V_S	Volume de la cellule centrale de mesure de la sonde
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale
σ_t	Contrainte totale
γ_w	Poids volumique de l'eau interstitielle
γ_D	Poids volumique sec
γ_S	Poids volumique des grains solides
E_M	Module préssiométrique
K_D	Indice de contrainte horizontale
N_C	Facteur de portance
P_0	Pression initiale au repos
S_r	Degré de saturation

c_u	Cohésion non drainée
c_u^{DSS}	Cohésion non drainée à partir de l'essai de cisaillement rectiligne
c_u^{FV}	Cohésion non drainée à partir de l'essai scissométrique de chantier
$\Delta\sigma_V$	Variation de la contrainte verticale qui s'applique sur le sol
$\Delta\sigma_H$	Variation de la contrainte horizontale qui s'applique sur le sol
σ'_{vc}	Contrainte verticale de consolidation
σ_r	Contrainte radiale
E	Module de Young
H	Épaisseur de la couche élémentaire de sol
k	Coefficient de perméabilité
m	Facteur empirique qui gouverne la forme de la courbe SHANSEP
OCR	Rapport de surconsolidation
S	Cohésion non drainée normalisée à l'état normalement consolidé
T	Facteur du temps
U	Degré de consolidation
U	Pression interstitielle
w	Teneur en eau
α	Coefficient rhéologique
Δh_f	Tassement final sous une charge statique
Δe	Variation de l'indice des vides
$\Delta h(t)$	Tassement à l'instant t
$\Delta\sigma'$	Variation de la contrainte effective
γ	Poids volumique humide
μ	Facteur correcteur de (Bishop & Henkel 1957)
V	Coefficient de poisson
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 : Chemin de contrainte de résistance au cisaillement drainé et non drainé (à partir de la simulation géotechnique)	2
Figure I.2: Schéma d'une cellule triaxial.....	3
Figure I.3:Cercles de Mohr en contrainte totales issus de l'essai UU.....	3
Figure I.4 :La configuration expérimentale de la boîte de cisaillement.....	4
Figure I.5 :Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé.....	4
Figure I.6:Appareillage pour effectuer des essais mono-axes, présent au Laboratoire des Roches et de Recherche de Tonon	5
Figure I.7 : Essai de compression simple.....	5
Figure I.8 : Pénétromètre de consistance.....	6
Figure. I.9 : Schéma de l'essai dilatomètre.....	7
Figure I.10 : Pressiomètre Ménard.....	8
Figure I.11 : Schéma du pénétromètre statique et de sa pointe mécanique.....	10
Figure I.12: Courbe scissométrique.....	11

Chapitre II

Figure II. 1 : Données des essais triaxiaux CK0U réalisés sur de l'argile bleue de Boston reconstituée.	13
Figure II. 2 : Courbes de compression unidimensionnelle pour des échantillons intacts d'argile molle (Mexico)	14
Figure II. 3 : Coupe transversale schématique d'une digue indiquant trois zones de conditions de chargement et leurs essais adéquats de laboratoire.....	15
Figure II. 4 : Comparaison du comportement contrainte-déformation de l'argile marine AGS en extension triaxiale (τ_e), en compression triaxiale (τ_c) et en essai de cisaillement simple direct (τ_d)	16
Figure II. 5 : essais de fluage sur des échantillons de sol gelé sous différents déviateurs	17

Figure II. 6 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de la contrainte effective.....	22
Figure II. 7 : Paramètres (a) et (b) en fonction du poids volumétrique saturé.....	23
Figure II. 8 : Facteur m en fonction du poids volumétrique saturé essais.....	23

Chapitre III

Figure III 1 : Photo dusable.....	27
Figure III 2 : Photod'argile.....	27
Figure III 3 : Localisation de site d'extraction de l'argile - Ceram Divindus-Remchi (Tlemcen)	28
Figure III 4 : Localisation du gisement du sable d'El Bouihi(Tlemcen)	28
Figure III 5 : Photo de mélange Argile-Sable.....	29
Figure III 6 : Détermination de la masse volumique des grains solides pour l'argile.....	30
Figure III 7 : Détermination de la masse volumique des grains solides pour le sable.....	30
Figure III 8 : Détermination de la limite de liquidité et de plasticité pour le mélange 2 (LTPO Tlemcen)	32
Figure III 9 : Essai au bleu de méthylène (LTPO Tlemcen)	33
Figure III 10 : Courbes granulométriques de l'argile et du sable.....	34
Figure III 11 : Essai de tamisage (LTPO Tlemcen)	35
Figure III 12 : Essai de la sédimentométrie (LTPO Tlemcen)	35
Figure III 13 : Photo d'un échantillon avant consolidation.....	36
Figure III 14 : Poids volumique sec en fonction de la teneur en eau.....	36
Figure III 15 : Indice des vides en fonction de la teneur en eau.....	36
Figure III 16 : Degré de saturation en fonction de la teneur en eau.....	37

Chapitre IV

Figure IV.1 : Consolidomètres (UBBAT).....	39
Figure IV.A1 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 1.....	41

Figure IV.A2 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 2.....	41
Figure IV.A3 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 3.....	42
Figure IV.A4 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 4	42
Figure IV.A5 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 5.....	42
Figure IV.A6 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 6.....	42
Figure IV.2 : Variation de l'indice de compression moyen en fonction de la teneur en fines.....	43
Figure IV.3 : Déformation moyenne à la fin de consolidation pour chaque OCR pour les six mélanges.....	44
Figure IV.4 : Poids volumique sec moyen à la fin de consolidation pour chaque OCR pour les six mélanges.....	44
Figure IV.5 : Variation de l'indice de gonflement moyen en fonction de la teneur en fines.....	45
Figure IV.6 : Variation de l'indice de gonflement moyen en fonction de poids volumique initial sec.....	45
Figure IV.7 : Scissomètre de poche (UBBAT)	45
Figure IV.8 : Essai de cisaillement d'une éprouvette par le scissomètre à poche.....	46
Figure IV.9 : Evolution de la cohésion non drainée issue de scissomètre en fonction de la teneur en fines.....	47
Figure IV.10 : Evolution des cohésions non drainées normalisées en fonction des OCR.....	48
Figure IV.11 : Influence de la teneur en fines sur les paramètres SHANSEP (S et m).....	49

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Relations empiriques entre p_l et c_u	9
---	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Résistance au cisaillement normalisée de 5 argiles différentes en fonction de l'OCR.....	20
---	----

Tableau II.2 : Résistance au cisaillement non drainé normalisée d'après les résultats des essais.....	21
---	----

Tableau II.3 : Paramètre des résultats des essais.....	23
--	----

Chapitre III

Tableau III.1 : Proportion du sable et d'argile.....	29
--	----

Tableau III.2 : Masse volumique des grains solides pour le sable et l'argile.....	30
---	----

Tableau III.3 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg.....	31
---	----

Tableau III.4 : Résultats des essais au bleu de méthylène.....	32
--	----

Tableau III.5 : Résultats de la granulométrie.....	34
--	----

Tableau III.6 : Paramètres physiques des mélanges à 25% de teneur en eau.....	37
---	----

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Masse appliquée sur les échantillons et leurs contraintes correspondantes.....	40
---	----

Tableau IV.2 : OCR et chemin de contrainte appliqué.....	40
--	----

Tableau IV.3 : OCR appliqué pour chaque mélange.....	40
--	----

Tableau IV.4 : Equations SHANSEP pour les six mélanges.....	47
---	----

Tableau IV.5 : Corrélation entre les paramètres SHANSEP et la teneur en fines.....	48
--	----

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine de la géotechnique, l'étude du comportement des sols face aux sollicitations rapides revêt une importance capitale. La cohésion non drainée, qui caractérise la résistance au cisaillement des sols saturés soumis à des charges soudaines, constitue un paramètre fondamental pour l'évaluation de la stabilité et le dimensionnement des ouvrages de génie civil construits sur ou dans le sol.

Les essais de cisaillement en laboratoire sont généralement réalisés sur des échantillons prélevés à une profondeur donnée d'une formation géologique. Cependant, il est fréquent d'attribuer la valeur de cohésion non drainée mesurée sur cet échantillon ponctuel à l'ensemble de la couche géologique, qui peut s'étendre sur plusieurs mètres d'épaisseur. Or, cette approche n'est pas toujours appropriée, car les propriétés des sols peuvent varier de manière significative sur la hauteur d'une même couche en fonction de divers facteurs tels que l'état de consolidation.

Pour mieux rendre compte de cette variabilité, la méthode SHANSEP, développée dans les années 1970, établit une relation entre la cohésion non drainée et le rapport de surconsolidation du sol qui se base sur des coefficients spécifiques appelés « paramètres SHANSEP ». Cette approche permet de profiler la résistance au cisaillement non drainé sur toute l'épaisseur de la couche, de manière plus représentative que les mesures ponctuelles, constituant ainsi un outil intéressant pour affiner l'estimation des caractéristiques mécaniques d'un sol en fonction de son état de consolidation.

Par conséquent, ce projet de fin d'études vise à approfondir la compréhension de la cohésion non drainée et sa relation avec l'état de consolidation du sol, en se basant sur le concept de la méthode SHANSEP. Dans cette optique, ce modeste travail s'appuiera sur les résultats d'essais expérimentaux menés en laboratoire, afin de mieux cerner cette problématique.

Le premier chapitre de ce mémoire constitue un état de l'art détaillé sur les différentes méthodes d'essai, in situ et en laboratoire, utilisées pour évaluer la résistance au cisaillement non drainé des sols. Il se poursuit en présentant les divers facteurs pouvant influencer sur cette propriété mécanique. Enfin, les principaux domaines d'application de cette caractéristique dans le génie civil sont également exposés.

Le deuxième chapitre approfondit la revue bibliographique en se focalisant sur les méthodes les plus répandues pour prendre en compte l'état de contraintes initiales, à savoir la méthode de

reconsolidation et la méthode SHANSEP. Il présente également les modèles de calcul numérique basés sur cette dernière approche. Enfin, ce chapitre dresse un état de l'art sur les paramètres clés de la méthode SHANSEP, en soulignant ses principaux avantages et limites.

Le troisième chapitre présente en détail les matériaux utilisés et les méthodes employées pour les caractériser. Il décrit les propriétés physiques des deux principaux matériaux étudiés : le sable et l'argile. Les différentes méthodes expérimentales sont exposées, notamment la préparation des échantillons et les essais de laboratoire réalisés pour mesurer des paramètres clés tels que la masse volumique, les limites d'Atterberg et la granulométrie. Ce chapitre traite également en profondeur de la préparation des éprouvettes, y compris le choix de la teneur en eau de mélange.

Le quatrième chapitre présente les résultats obtenus sur des échantillons constitués d'argile et du sable. Il aborde en premier lieu l'effet de la texture du sol, de l'état de consolidation et de la densité sur les paramètres de compressibilité et de gonflement. Dans un second temps, ce chapitre examine également l'influence de la teneur en fines, qui traduit une autre facette de la texture du sol, sur la cohésion non drainée. Enfin, des équations de corrélation ont été établies pour décrire la variation des paramètres SHANSEP en fonction de la teneur en fines du mélange.

Nous achevons par une conclusion générale qui reprend et synthétise les principales conclusions partielles établies tout au long du mémoire. Cette conclusion finale met également en évidence l'apport concret de notre travail pour la pratique de l'ingénieur dans le domaine de la géotechnique. Elle souligne les avancées significatives réalisées, que ce soit au niveau de la compréhension des phénomènes ou de méthodes d'analyse plus performants.

CHAPITRE I

Notions principales sur la
cohésion non drainée

I.1. Introduction

La cohésion non drainée des sols est une propriété cruciale dans la géotechnique, se référant à la résistance d'un sol cohérent sans drainage. Ce chapitre explore les différentes méthodes d'essai pour évaluer cette cohésion, essentielles dans la conception des structures géotechniques. Les méthodes d'essai fournissent des informations sur la résistance et le comportement mécanique des sols dans des conditions de confinement sans drainage. L'objectif de ce chapitre est de présenter un aperçu des méthodes d'essai disponibles, soulignant leur application pratique. Une évaluation précise de la cohésion non drainée des sols permet une meilleure compréhension de leur comportement et assure la stabilité des structures géotechniques.

I.2. Définition de la cohésion non drainée

La cohésion non drainée est une mesure de la résistance cohésive d'un sol lorsque celui-ci est soumis à des contraintes de cisaillement sans que l'eau puisse être éjectée du sol. Ce type de situation se produit souvent dans des conditions où le drainage du sol est limité ou impossible, comme dans des argiles saturées d'eau ou des sols fortement compacts. La cohésion non drainée est généralement exprimée en force par unité de surface (kPa ou kN/m²) et est l'un des paramètres importants utilisés pour caractériser le comportement des sols dans la mécanique des sols et la géotechnique. Elle représente la capacité du sol à résister aux forces de cisaillement même en l'absence de drainage, en raison des forces d'attraction entre les particules du sol. Il est important de noter que la cohésion non drainée peut varier en fonction de facteurs tels que la teneur en eau du sol, la composition des particules du sol, la pression effective et d'autres conditions environnementales. Ces variations doivent être prises en compte dans les analyses géotechniques pour assurer des résultats précis dans la conception et la construction des ouvrages géotechniques.

I.3. Mécanisme de la cohésion non drainée

La résistance non drainée du sol est liée à sa structure interne, composée de particules de différentes tailles et formes regroupées. Les particules sont maintenues ensemble par des forces inter-particulaires telles que la friction et la cohésion, qui confèrent au sol sa résistance au cisaillement (**Terzaghi, K. 1942**) On dit que le sol n'est pas drainé lorsque l'eau interstitielle ne peut pas s'écouler du sol. Dans une situation non drainée, le taux de chargement est nettement plus rapide que le taux auquel l'eau interstitielle peut s'écouler du

sol. En conséquence directe, la majeure partie de la charge externe est absorbée par l'eau interstitielle, ce qui entraîne une augmentation de la pression de l'eau interstitielle (Amin 2020). Lorsqu'il n'y a pas de drainage, la tendance du sol à changer de volume est ralentie. La résistance au cisaillement non drainé du sol est influencée par plusieurs facteurs, notamment la taille, la forme et la répartition des particules, la quantité d'eau dans le sol et la densité du sol.

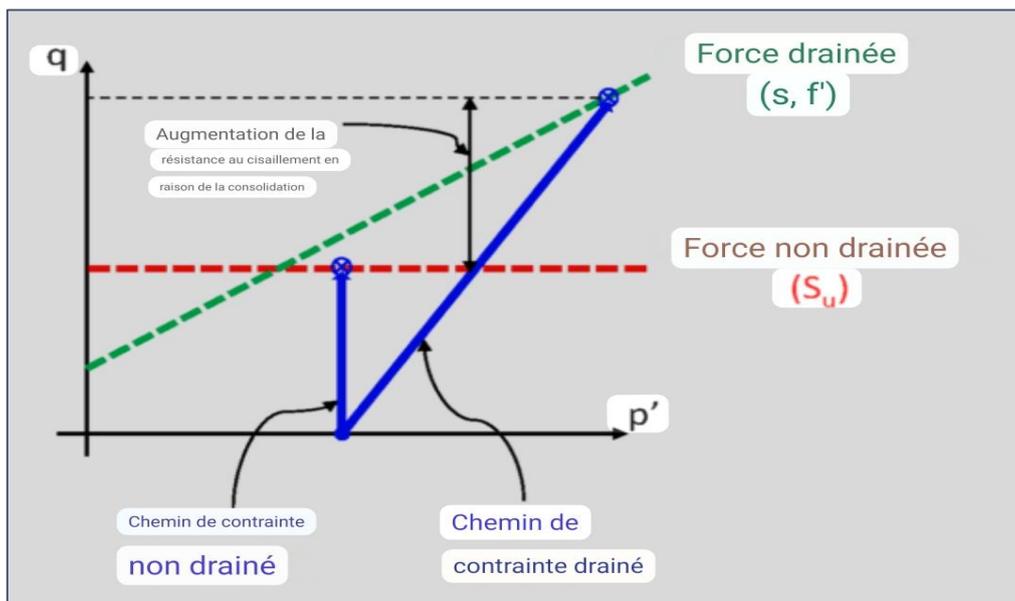


Figure I.1 : Chemin de contrainte de résistance au cisaillement drainé et non drainé (à partir de la simulation géotechnique)(Henkel, D. J. 1960)

I.4. Méthodes d'évaluation de la cohésion non drainée

L'évaluation de la cohésion non drainée du sol peut être effectuée en laboratoire, sur le terrain et par corrélation avec d'autres paramètres du sol. Voici quelques-unes des méthodes utilisées pour évaluer la cohésion non drainée :

I.4.1. Essais de laboratoire

I.4.1.1. Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial est développé pour contourner les limites de l'essai de cisaillement direct. Quoiqu'il soit plus complexe, il est le plus approprié pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque d'un sol fin. En effet, on contrôle mieux les conditions de drainage et il n'y a pas de rotation des plans principaux. De plus, le plan de rupture peut être quelconque. L'échantillon étant de forme cylindrique, on suppose que les contraintes appliquées aux extrémités de l'échantillon sont des contraintes principales. Différents types d'essais triaxiaux

peuvent être réalisés selon les conditions du sol. Les résultats de l'essai permettent de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement du sol et de caractériser son comportement en termes de déformation et de consolidation.

La cohésion non drainée peut être déterminée en utilisant un essai type UU (non consolidé non drainée). L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales (**figure I.3**). Il ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle. La cohésion non drainée est calculée comme suit :

$$\tau = c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

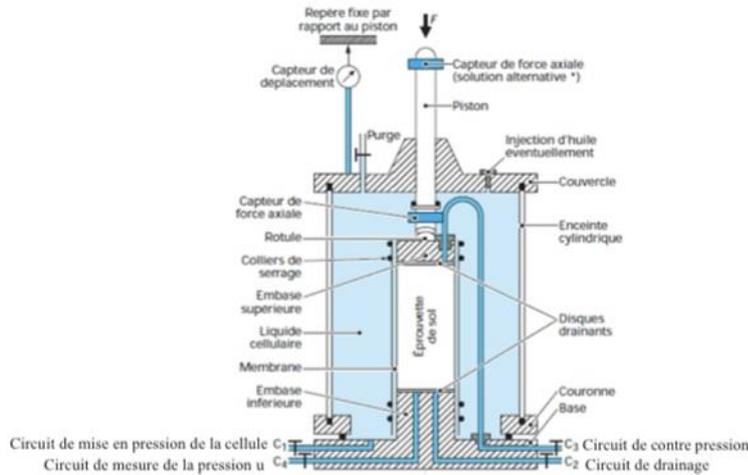


Figure I.2 : Schéma d'une cellule triaxiale(Bishop,1962)(4)

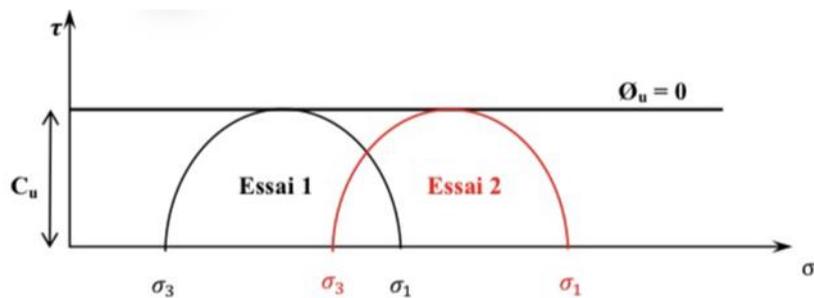


Figure I.3:Cercles de Mohr en contrainte totale issus de l'essai UU(Daoudi 2020)

I.4.1.2. L'essai à la boîte de cisaillement

La réalisation de cet essai nécessite tout d'abord une remise sous l'état de contraintes en places suivi de cisaillement proprement dit. Cet essai est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis, au bénéfice de l'essai triaxial.

L'essai consiste à placer l'échantillon dans un appareil appelé boîte de cisaillement qui se compose de deux plaques métalliques, de deux pierres poreuses, de deux vis, d'un disque de

préhension et d'un capuchon de chargement où la contrainte normale est appliquée. La boîte de cisaillement, qui peut être de forme circulaire ou carrée, limite la déformation horizontale de l'éprouvette mais permet le cisaillement sur un plan horizontal là où les deux plaques métalliques se rencontrent. Un schéma de la configuration expérimentale est présenté à la (figure I.4).

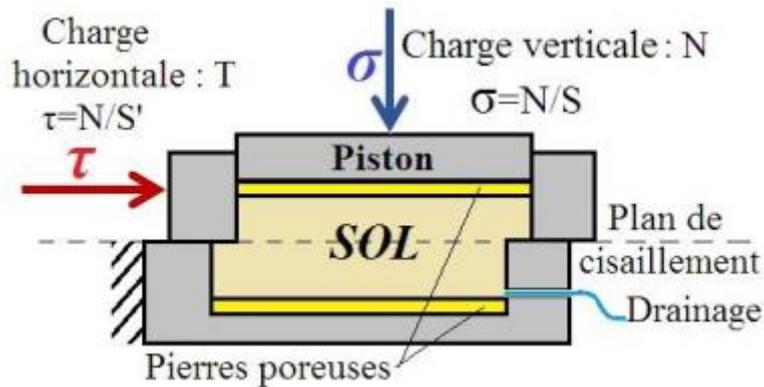


Figure I.4 : La configuration expérimentale de la boîte de cisaillement (Hadji 2014)

Dans l'essai non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales. L'angle de frottement interne est généralement supposé nul (figure I.5). Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins. La cohésion non drainée est calculée comme suit :

$$c_u = \tau$$

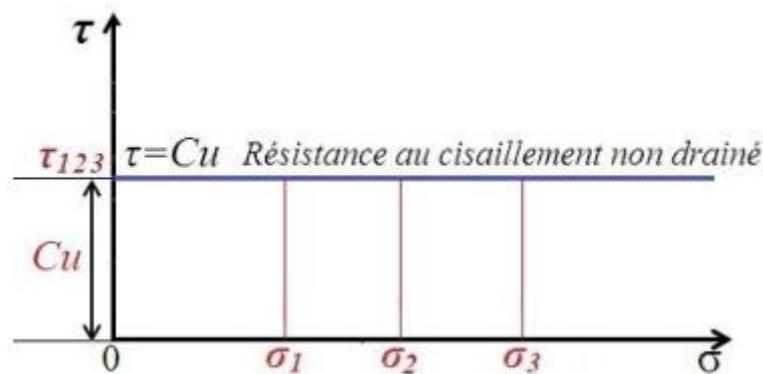


Figure I.5 : Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé (Das B.2010)

I.4.1.3. Essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale, ou encore essai uniaxiale, est un essai qui permet de caractériser la résistance d'un sol ou d'une roche. L'essai de compression uniaxiale est conforme aux méthodes d'essai C et D de la norme ASTM-D7012 (ASTM 2014). L'éprouvette

à tester lors d'un essai de compression uniaxiale doit avoir un rapport longueur/largeur de 2 : 1 à 2,5 : 1 sous forme cylindrique. La teneur en eau de l'échantillon pour les essais uniaxiaux doit être aussi proche que possible des conditions d'échantillonnage. L'essai consiste à appliquer une charge axiale (sans confinement) sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. En effet, le cercle de Mohr passe par l'origine et a pour diamètre σ_1 . L'essai étant rapide, les résultats sont représentés en contraintes totales (**figure I.7**). La cohésion non drainée est calculée comme suit :

$$c_u = \frac{\sigma_1}{2}$$



Figure I.6: Appareillage pour effectuer des essais mono-axes, présent au Laboratoire des Roches et de Recherche de Tonon

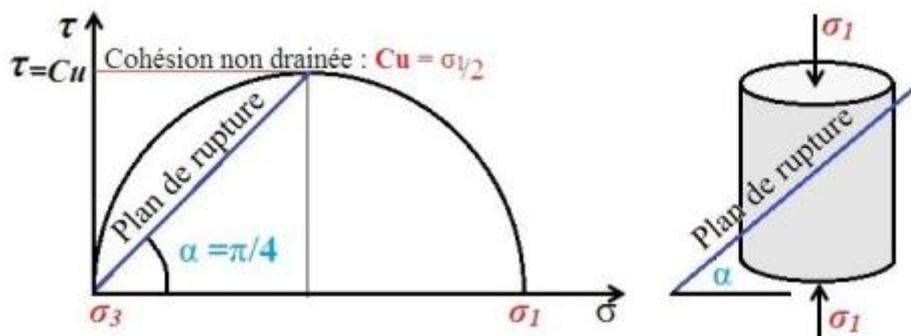


Figure I.7 : Essai de compression simple (ASTM D2166,2016)

I.4.1.4. Essai de pénétromètre de consistance

L'essai de pénétromètre de consistance (**figure I.8**) est conçu généralement pour déterminer la limite de liquidité des matériaux. L'essai consiste à mesurer l'enfoncement d'un cône de 80 g avec un angle de cône de 30° dans un échantillon de 20 mm d'épaisseur. Pénétromètre à cône peut également être utilisé pour mesurer le cisaillement des sols à une gamme de teneurs en eau entre les limites liquides et plastiques. La cohésion non drainée est déterminée selon l'équation suivante :

$$c_u = K \frac{m g}{D^2}$$

Avec :

m : masse du cône

g : Accélération de la pesanteur

K : facteur de cône de chute

D : Profondeur de pénétration



Figure I.8 : Pénétromètre de consistance

I.4.2. Essai in situ

I.4.2.1. Essai de dilatomètre

Le dilatomètre plat est une lame en acier inoxydable comportant une membrane en acier circulaire et plate montée à fleur sur un côté. La lame est reliée à une unité de contrôle en surface par un tube pneumatique-électrique (transmettant la pression du gaz et l'intégrité électrique) qui traverse les tiges d'insertion. Un réservoir de gaz, relié à l'unité de contrôle par un câble pneumatique, fournit la pression du gaz nécessaire pour gonfler la membrane. L'unité

de contrôle est équipée d'un régulateur de pression, d'un ou plusieurs manomètres, d'un signal audio-visuel et de vannes de purge. Cet essai est utilisé pour déterminer la contrainte latérale du sol in situ, la rigidité latérale du sol et estimer d'autres propriétés du sol en profondeur. Plusieurs chercheurs (**Marchetti, 1980**); (**Lacasse and Lunne, 1988**); (**Powell and Ugrow, 1988**) ont essayé de corréler certains paramètres fournis par le dilatomètre avec la cohésion non drainée des sols cohérents. La corrélation originale, telle que proposée par **Marchetti (1980)**, est donnée comme suit :

$$c_u = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 k_D)^{1,25}$$

Avec :

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale

k_D : Indice de contrainte horizontale

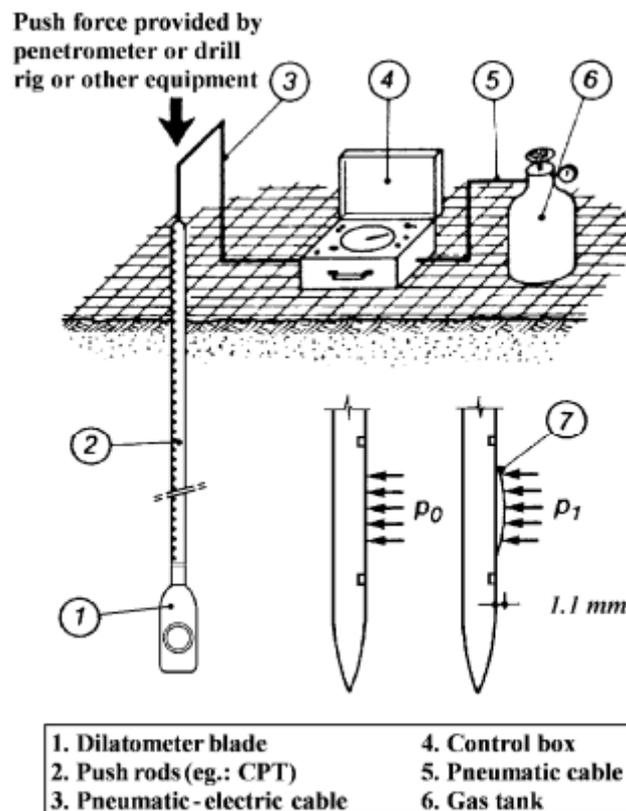


Figure. I.9 : Schéma de l'essai dilatomètre

I.4.2.2. Essai de préssiomètre

Le préssiomètre standard est généralement connu sous le nom de préssiomètre Menard et comprend deux composants principaux, à savoir l'unité de commande et la sonde, comme le

montre le diagramme schématique de la (**figure I.10**).L'unité de contrôle se compose d'une alimentation en gaz et d'un dispositif pour contrôler et mesurer les changements de volume dans la sonde. La sonde est descendue dans un trou de forage existant pré-percé à un diamètre légèrement plus grand que la sonde jusqu'à la profondeur d'essai désignée. Le test préssiométrique standard est exécuté comme un test contrôlé par contrainte. Des incréments de pression égaux sont appliqués à la sonde, généralement à intervalles d'une minute, .Les données obtenues permettent de tracer des courbes de pression-déformation, qui sont ensuite utilisées pour déterminer des paramètres géotechniques tels que la résistance à la déformation et la résistance au cisaillement du sol. Cet essai est largement utilisé dans la conception des fondations et dans l'évaluation de la stabilité des sols. Plusieurs relations empiriques de la littérature ont été développées pour déterminer la cohésion non drainée en fonction de la pression limite et la pression limite net comme illustrées dans le(**tableau I.1**).

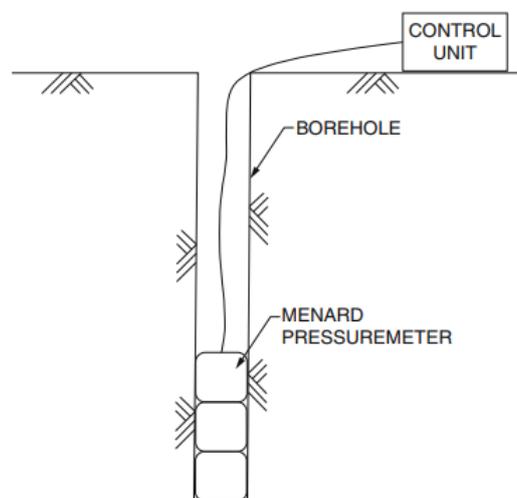


Figure I.10 : Préssiomètre Ménard(Ménard L ,1957).

Tableau I.1 : Relations empiriques entre p_l et c_u (Clarke BG 1995).

Avec	Type d'argile
$(P_l - P_0)/k$	K=2 a 5
$(P_l - P_0)/5, 5$	Argiles molles à fermes
$(P_l - P_0)/8$	Argiles fermes à rigides
$(P_l - P_0)/15$	Argiles rigides à très rigides
$(P_l - P_0)/6, 8$	Argiles rigides
$(P_l - P_0)/5, 1$	Toutes les argiles
$(P_l - P_0)/10 + 25$	
$(P_l - P_0)/10$	Argiles rigides
$P_l/(10 + 25)$	Argile molle et rigide

I.4.2.3. Essai de pénétration statique

L'essai de pénétration statique est un essai géotechnique réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm. L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tige (**figure I.11**) qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône. L'essai peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône.

Des recherches et des études approfondies ont été menées au fil des ans et diverses théories ont été postulées. Cependant, l'expression courante et standard adoptée par les praticiens pour dériver la cohésion non drainée est basée sur l'équation de capacité portante de (**Terzaghi, K. 1942**) et peut s'écrire comme suit (**Remai Z 2013**)

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_k}$$

Avec :

q_t : Effort total de pénétration

N_k : Facteur de cône varie entre 10 à 20

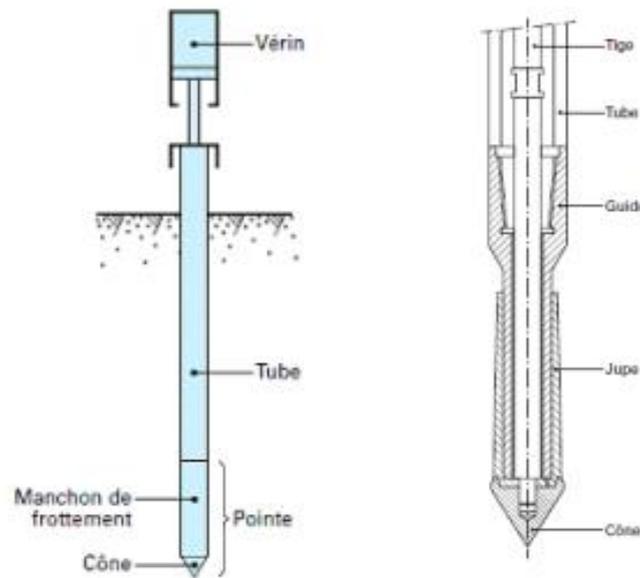


Figure I.11 : Schéma du pénétromètre statique et de sa pointe mécanique (Schnaid,2009)

I.4.2.4. Essai de scissomètre de chantier

L'essai au scissomètre de chantier est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement des sols à l'état non drainé, par l'insertion d'un moulinet rectangulaire de hauteur H et de diamètre D dans un sol à grain fin et par sa rotation entraîné depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.. Lors de la rotation, le couple et la rotation sont mesurés. À partir du couple mesuré et des dimensions du scissomètre, la résistance au cisaillement non drainée peut être déterminée.

Pendant la rotation du moulinet, on note, en fonction de l'angle θ de rotation du train de tiges, les valeurs du couple de torsion. La courbe représentant les variations du couple de torsion T en fonction de l'angle de rotation θ du train de tiges a généralement l'allure de celle de la (**figure I.12**). Dans le cas des sols argileux saturés, La cohésion non drainée est donnée par la relation suivante :

$$c_u = \frac{T}{K}$$

Avec :

T : Moment maximal lors de la rupture

K : Module d'inertie de la surface cisailée par rapport à l'axe de rotation du moulinet

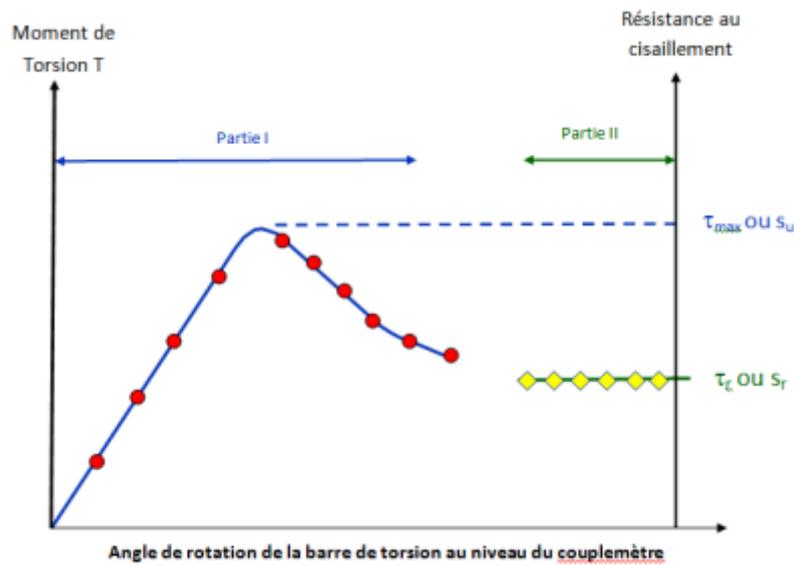


Figure I.12: Courbe scissométrique

I.5. Facteurs influençant la cohésion non drainée

La cohésion non drainée d'un sol est influencée par plusieurs facteurs. Le type de sol joue un rôle important, avec les sols argileux ayant généralement une cohésion non drainée plus élevée que les sols sableux (Tarzagli, peck, and mesri, 1996). La teneur en eau est également un facteur déterminant, car une augmentation de la teneur en eau diminue généralement la cohésion non drainée (Lambe & Whitman, 1969). Les contraintes de confinement, telles que la profondeur du sol et les surcharges appliquées, peuvent affecter la cohésion non drainée, avec une tendance à une augmentation de la cohésion non drainée avec des contraintes de confinement plus élevées (Craig, 2004). De plus, l'histoire de contrainte antérieure du sol peut également jouer un rôle, où un sol ayant une histoire de contrainte préalable peut présenter une cohésion non drainée plus élevée (Bjerrum, 1972).

I.6. Importance de la cohésion non drainée dans l'ingénierie géotechnique

La cohésion non drainée joue un rôle crucial en ingénierie géotechnique, notamment dans les sols argileux. Voici quelques-unes des raisons pour lesquelles elle est importante :

I.6.1. Stabilité des talus et des pentes

La cohésion non drainée influence la stabilité des talus et des pentes, car elle détermine la résistance au cisaillement des sols argileux non saturés. Une cohésion élevée peut aider à prévenir les glissements de terrain en fournissant une résistance supplémentaire contre les forces de cisaillement.

I.6.2. Calcul des capacités portantes

Dans la conception des fondations et des structures, la cohésion non drainée est un paramètre essentiel pour évaluer la capacité portante des sols argileux. Elle entre en jeu lors du calcul des charges admissibles sur les fondations superficielles et profondes.

I.6.3. Comportement des sols sous charges dynamiques

Lorsque les sols argileux sont soumis à des charges dynamiques, comme celles induites par les séismes ou les charges de trafic sur les routes, la cohésion non drainée est un facteur déterminant de leur réponse. Elle influe sur la résistance au cisaillement et sur la capacité du sol à supporter ces charges sans défaillance.

I.6.4. Construction souterraine

Dans les projets de construction souterraine tels que les tunnels, les fondations de bâtiments, ou les tranchées, la cohésion non drainée est cruciale pour évaluer le risque de rupture et pour concevoir des méthodes de soutènement appropriées. Elle influe sur la stabilité des parois excavées et sur le choix des techniques de construction.

I.6.5. Prévision des écoulements d'eau

La cohésion non drainée affecte également la perméabilité des sols argileux. En comprenant comment elle influence le comportement hydraulique des sols, les ingénieurs peuvent mieux prévoir les écoulements d'eau et les risques de liquéfaction dans certaines conditions, ce qui est crucial pour la conception des infrastructures.

I.7. Conclusion

Ce chapitre a examiné les méthodes d'essai utilisées pour évaluer la cohésion non drainée des sols dans le domaine de la géotechnique. Nous avons exploré diverses techniques, mettant l'accent sur leur application pratique et leurs avantages respectifs. En utilisant ces méthodes d'essai, les ingénieurs géotechniciens sont en mesure de caractériser avec précision la cohésion non drainée des sols, ce qui facilite la prise de décisions éclairées et garantit la stabilité des structures géotechniques.

CHAPITRE II

Généralités sur la méthode SHANSEP

II.1. Introduction

Ce chapitre se concentre sur la méthode SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties), une approche avancée pour l'évaluation des propriétés géotechniques des sols. Nous explorerons les principaux aspects de la méthode SHANSEP, en mettant l'accent sur sa pertinence et son application dans l'analyse des pentes et des terrains. Nous aborderons des sujets tels que le comportement normalisé des sols, l'anisotropie, l'effet de la vitesse de déformation et la méthode de reconsolidation. De plus, nous examinerons en détail les équations et les paramètres clés de la méthode SHANSEP, tels que la cohésion non drainée normalisée à l'état NC "S" et l'exposant de l'augmentation de la résistance "m". Enfin, nous discuterons des avantages et des limitations de la méthode SHANSEP.

II.2. Comportement normalisé

Des essais en laboratoire ont montré que les argiles ayant le même OCR et consolidées à des pressions différentes présentent un comportement contrainte-déformation très similaire. Théoriquement, lorsque la contrainte déviatorique est normalisée par leur pression de pré-consolidation, leurs courbes contrainte-déformation devraient être identiques. La **(figure II.1)** montre les données normalisées de contrainte-déformation pour des essais de compression triaxiale consolidés K_0 sur de l'argile bleue de Boston reconstituée, obtenus par quatre études différentes. Il est clair qu'il y a une très faible variation entre les résistances au cisaillement normalisées mesurées. La faible dispersion des résultats peut être attribuée aux différences dans les procédures d'essai et à la variabilité spatiale. D'autres recherches approfondies sur le comportement normalisé des sols cohésifs ont montré que la divergence maximale de la dispersion dans des courbes de contrainte-déformation similaires est généralement de 10 % de la moyenne (**Ladd et Foott, 1974**)

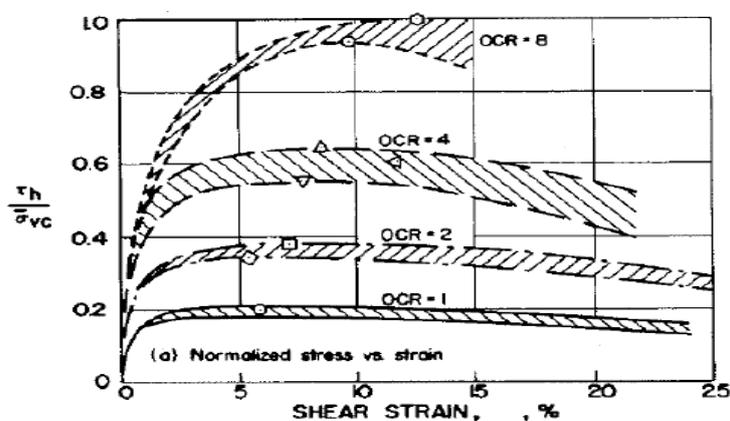


Figure II.1 : Données des essais triaxiaux CK_0U réalisés sur de l'argile bleue de Boston reconstituée. D'après **Ladd et Foott (1974)**.

II.3. Perturbation de l'échantillon

Une partie de la résistance des sols naturels ne peut être attribuée aux effets de la contrainte. Les processus post-dépôt tels que la soudure à froid aux contacts inter-particulaires sous haute pression, le dépôt de carbonates, d'hydroxydes et de matière organique à partir de la solution, la recristallisation des minéraux pendant l'altération, la modification de la couche d'eau adsorbée et les forces d'attraction inter-particulaires provoquant la liaison entre les particules (**Leroueil et Vaughan, 1990**) contribuent à la résistance en augmentant la pression de pré-consolidation (**Tanaka et al., 2003**);**Leroueil et Vaughan, 1990**). Ces processus sont simplement appelés cimentation et vieillissement. L'effet de liaison de la cimentation et du vieillissement est appelé la structure du tissu d'un sol.

La perturbation de l'échantillon est la perturbation inévitable de la structure du tissu du sol au cours de l'échantillonnage. L'une des principales sources de perturbation est le relâchement des contraintes (**Tanaka et al., 2003**) Si la structure est détruite au cours du processus d'échantillonnage ou de la préparation d'un échantillon pour les essais en laboratoire, il est impossible pour l'échantillon de représenter parfaitement les conditions in situ, même si les conditions de contrainte sont reproduites dans un essai en laboratoire. (**Tanaka et al., 2003**). Cependant, l'effet de la perturbation de l'échantillon peut être minimisé en utilisant des échantillons de bonne qualité (**Ladd et Foott, 1974**). La méthode SHANSEP tente de surmonter les effets de la perturbation de l'échantillon en effaçant l'effet du tissu du sol. Pour ce faire, l'échantillon est consolidé sous des contraintes plusieurs fois supérieures à sa contrainte de pré-consolidation in-situ.

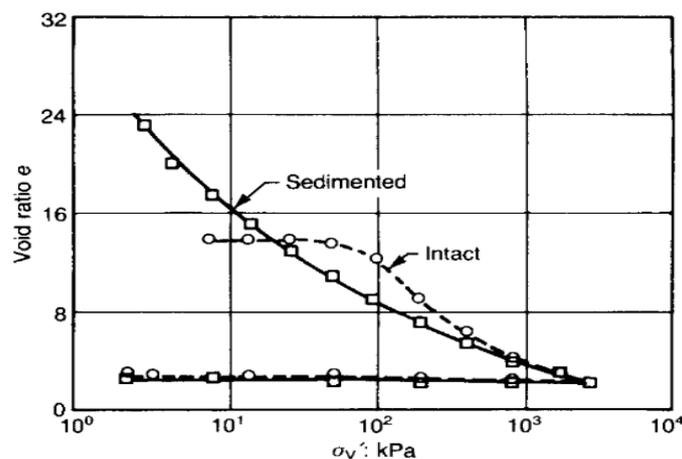


Figure II. 2 : Courbes de compression unidimensionnelle pour des échantillons intacts d'argile molle (Mexico) (**Mesri, 1975**)

Pour des échantillons sédimentés en laboratoire, la **(figure II.2)** montre que l'échantillon d'argile intact (naturel) ne suit pas la ligne de compression normale de l'argile sédimentée après rechargement. La pression de pré-consolidation est légèrement plus élevée pour la même contrainte effective verticale. Cette augmentation est due à la cimentation et au vieillissement. D'après **Leroueil et Vaughan (1990)**.

II.4. Anisotropie

De nombreux chercheurs ont prouvé que les argiles naturelles présentent une anisotropie au niveau de la résistance et du comportement contrainte-déformation (**Lewin, 1973**);(**Duncan et Seed, 1966**); (**Nishimura et al., 2007**),L'anisotropie dans les sols mous, c'est-à-dire la dépendance du comportement contrainte-déformation par rapport à la direction de la contrainte, a deux sources principales. La première est l'anisotropie inhérente, qui résulte des différences de structure du sol survenues lors de sa formation. Les argiles varves, sol composé de couches alternées de limon et d'argile, présentent une forte anisotropie inhérente (**Ladd et Foott, 1974**). L'autre source d'anisotropie est induite et résulte de la rotation des directions principales des contraintes. Une charge appliquée à un sol est portée par une petite fraction de particules formant des chaînes de force, les particules restantes portant peu ou pas de charge. Ces particules porteuses subissent une réorientation au cours du processus de chargement. Elles ont tendance à se réorienter perpendiculairement à la contrainte principale. Le comportement de contrainte-déformation est affecté par l'orientation de ces particules (**Anandarajah et al. 1996**).

Comme la résistance au cisaillement non drainée des argiles dépend de la direction de la charge, la résistance au cisaillement du sol dans la surface de glissement semi-circulaire d'un remblai dépend de son emplacement spécifique lorsque la direction de la charge varie. Ceci nécessite l'utilisation de différents types d'essais afin d'obtenir des paramètres de résistance au cisaillement pour une certaine zone sous une digue. Comme l'illustre la **(figure II.3)**,

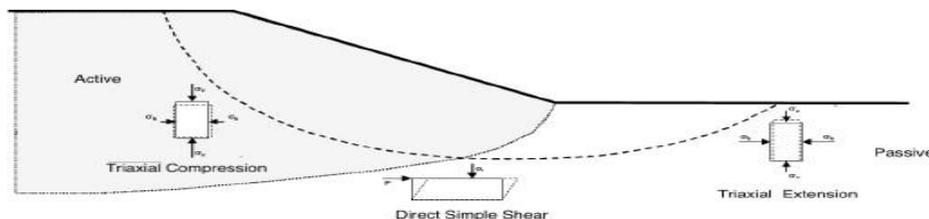


Figure II. 3 : Coupe transversale schématique d'une digue indiquant trois zones de conditions de chargement et leurs essais adéquats de laboratoire (**Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 2017**).

Les contraintes de cisaillement les plus élevées sont comparées aux contraintes de cisaillement les plus faibles. Par exemple, à une déformation de cisaillement d'environ 8 %, la contrainte de cisaillement maximale (indiquée par un hexagone) est mobilisée dans un essai DSS (**Ladd et Foott,1974**). À la même déformation de cisaillement, le même sol aurait été chargé au-delà de sa résistance maximale dans un essai de compression triaxiale. Cela signifie que le calcul de la résistance au cisaillement le long d'une surface de glissement est quelque peu compliqué. Cependant, la (**figure II.4**) montre que la résistance au cisaillement mobilisée dans les trois différents essais converge à grande déformation. Ce phénomène et le fait que la macro-instabilité entraîne des déformations importantes justifie l'hypothèse des directives néerlandaises.

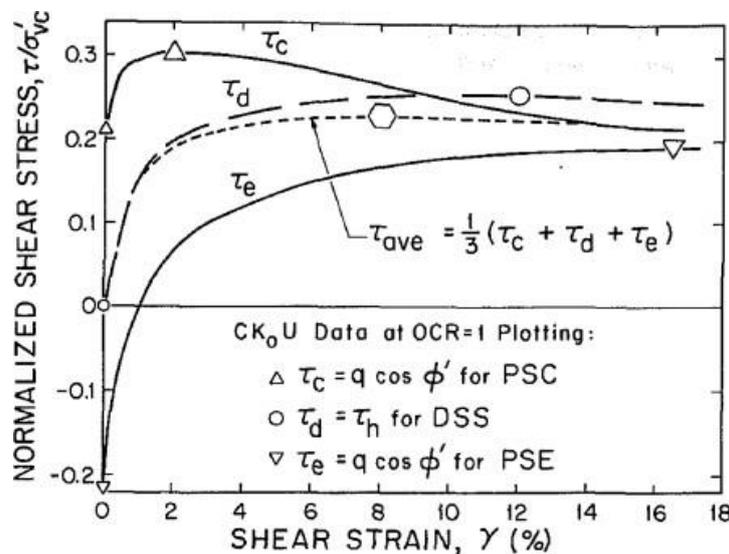


Figure II. 4 : Comparaison du comportement contrainte-déformation de l'argile marine AGS en extension triaxiale (τ_e), en compression triaxiale (τ_c) et en essai de cisaillement simple direct (τ_d) **Ladd (1991)**.

II.5. Effet de la vitesse de déformation

Il est désormais bien connu que la résistance au cisaillement non drainé du sol dépend de la vitesse de déformation. Cela affecte la résistance au cisaillement non drainée mesurée lors d'un essai en laboratoire. L'effet de la vitesse de déformation des argiles est amplifié dans les argiles hautement plastiques et sensibles au fluage (**Gonze 1988**). L'effet est le résultat du fluage pendant la charge non drainée, qui entraîne une augmentation des pressions interstitielles et donc une diminution des contraintes effectives, ce qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement. Plus le chargement du sol est lent, plus le fluage peut se développer et plus la résistance au cisaillement non drainée sera faible (**Ladd et Foott,1974**).

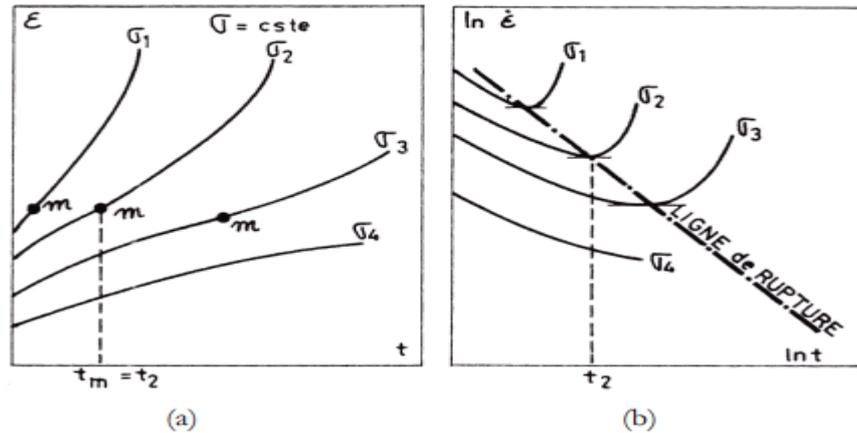


Figure II. 5 : essais de fluage sur des échantillons de sol gelé sous différents déviateurs d'après **Gonze (1988)** : (a) : axiale en fonction du temps ;(b) :évolution de la vitesse de déformation axiale en fonction du temps dans un diagramme bi-logarithmique.

II.6. Méthode de reconsolidation

De nombreuses techniques ont été proposées pour estimer σ'_p mais leur précision dépend de la détermination fiable de l'emplacement de l'appareil. Mais leur précision dépend d'une détermination fiable de l'emplacement de la VCL à partir de tests sur des échantillons de haute qualité et doivent utiliser des données de fin de consolidation primaire. Deux des méthodes les plus courantes d'estimation de σ_p seront présentées ici. La méthode de (**Casagrande,1936**)est la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée. Cependant, elle est difficile à mettre en œuvre pour les sols relativement rigides. Difficile à mettre en œuvre pour les sols relativement rigides et elle est subjectif, ce qui conduit souvent à une fourchette importante dans les valeurs estimées. Une fourchette importante dans les valeurs estimées. Dans ces cas, la meilleure estimation et la fourchette doivent être indiquées. La méthode de (**Becker et al,1987**)Pour l'interprétation des données de compression utilise le travail par unité de volume ou "énergie de déformation" comme critère d'estimation de σ'_p pour les essais IL œdomètre, le travail par unité de volume associé à chaque incrément de charge est calculé comme le produit de l'énergie de déformation et de l'énergie de déformation, elle est calculé comme le produit de la valeur moyenne de σ'_{vc} et de la variation de la déformation naturelle pour l'incrément.

La méthode de l'énergie de déformation implique moins de jugement que la méthode de Casagrande, en particulier pour les courbes "arrondies", et peut être facilement réalisée à l'aide d'un ordinateur. Pour la détermination finale des profils d'évolution des contraintes, la méthode de Casagrande et de l'énergie de déformation sont toutes deux utilisées. Il est également

important d'essayer d'écarter les valeurs de σ'_p ; qui semblent trop faibles en raison des perturbations de l'échantillon. Cela doit être fait sur la base d'une évaluation collective des données des essais de consolidation en laboratoire et des résultats des essais in situ.

II.7. La méthode SHANSEP.

L'historique des contraintes et les propriétés normalisées de l'ingénierie des sols (SHANSEP) constituent la base de la technique. Elle consiste à évaluer l'historique des contraintes des dépôts d'argile en évaluant les profils de contrainte effective verticale (σ'_v) et de pression de préconsolidation (σ'_p) pour déterminer les profils OCR à travers le dépôt, puis en appliquant les valeurs normalisées appropriées pour donner la représentation des propriétés de résistance pour la conception. Les étapes de base sont les suivantes (Ladd et Foot, 1974); (Jamiolkowski et al. 1985)

- Examiner et subdiviser le profil du sol en dépôts constitutifs sur la base des registres de forage, de la classification visuelle, etc.
- Obtenir de bons échantillons "non perturbés" et étudier l'historique des contraintes du profil de sol à l'aide d'un programme de mesures du poids unitaire total, de la pression interstitielle et de la contrainte effective verticale. Vérifier si le comportement normalisé s'applique ou non au sol étudié.
- Effectuer une série d'essais de cisaillement CK0U (uni dimensionnellement consolidé) sur des éprouvettes consolidées au-delà de la pression de pré-consolidation in situ (à σ'_p supérieur à 2 fois σ'_v) pour mesurer le comportement de l'argile normalement consolidée et également sur des éprouvettes rebondies à différents OCR pour mesurer le comportement de là sur consolidation.
- Exprimer les résultats en termes de paramètres normalisés du sol (NSP) et établir des relations NSP vs. OCR, par exemple (c_u/σ'_v) vs. OCR.

Les paramètres de résistance de conception SHANSEP qui en résultent sont exprimés en termes de :

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = S * OCR^m$$

Où S et m varient en fonction du mode de rupture in situ, comme nous le verrons dans les sections suivantes.

Ladd (1991) a fait quelques recommandations pour l'évaluation de S et m. Il a déclaré que les argiles CL et CH (dans le système unifié de classification des sols), ont tendance à avoir des rapports de résistance non drainés plus faibles et moins dispersés que les sols situés en dessous

de la ligne A. En outre, il a conclu, sur la base de son expérience, à la gamme suivante de valeurs typiques :

Argile marine sensible	$Cu/\sigma'_p = 0,20$ (PI < 30, IL > 1)	avec un écart-type nominal de 0,015 et $m = 1$.
Argile sédimentaire CL et CH homogène de sensibilité faible à modérée	(PI = 20 %-80 %)	: $S = 0,20 + 0,05PI$, ou simplement $S = 0,22$. De plus, $m = 0,88(1 - Cs/Cc) \pm 0,06SD$, ou simplement $m = 0,8$.
- Argile bigarrée du nord	/	: $S = 0,16$ et $m = 0,75$.
- Dépôts sédimentaires de silts et de sols organiques (limites d'Atterberg tracées sous la ligne A, mais excluant les tourbes) et argiles à coquilles	/	: $S = 0,25$ avec un SD est l'écart type nominal = 0,05. En outre, $m = 0,88(1 - Cs/Cc) \pm 0,06SD$, ou simplement $m = 0,8$.
Jamiolkowski et al. (1985) ont déclaré qu'il existe des preuves à l'appui du fait que pour les argiles inorganiques	Faible OCR et à plasticité faible à modérée	, S se situe dans une fourchette très étroite de $0,23 \pm 0,04$.

II.7.1. Équations et paramètres de SHANSEP

Contrairement à la méthode traditionnelle de modélisation, dans laquelle la résistance au cisaillement non drainée est estimée à l'aide de la méthode $C-\phi$, qui se traduit par une résistance constante au sein d'une seule couche, la méthode SHANSEP permet de faire varier la résistance au cisaillement au sein d'une couche en fonction de l'ampleur de la contrainte effective verticale. La base de cette méthode est le comportement normalisé mentionné précédemment, observé dans les sols cohésifs. Dans le tableau 1, le pic normalisé de résistance au cisaillement non drainé de 5 argiles différentes est tracé en fonction de l'OCR. Les lignes représentent une ligne de tendance à travers les points de données. La dispersion maximale est de 10 % par rapport à la ligne de régression. Les courbes sont similaires, elles ressemblent toutes à des fonctions exponentielles. Les courbes peuvent être exprimées mathématiquement comme suit :

$$\frac{c_u}{\sigma_{v0}^t} = S * OCR^m \quad (1)$$

$$OCR = \frac{\sigma_{vc}^t}{\sigma_{v0}^t} = \frac{\sigma_{v0}^t + POP}{\sigma_{v0}^t} \quad (2)$$

Où S est la résistance au cisaillement normalisée à la consolidation normale et m est l'exposant d'augmentation de la résistance au cisaillement. Afin de calculer la résistance au cisaillement

non drainée, les paramètres du modèle S et m, la pression de pré-consolidation et les contraintes effectives verticales in situ doivent être déterminés. Les conditions de contrainte in situ peuvent être estimées à l'aide d'essais sur le terrain (c'est-à-dire CPT) ou d'essais en laboratoire. La procédure recommandée par les directives néerlandaises peut être résumée comme suit.

S est la résistance au cisaillement non drainée normalisée à OCR=1. Le paramètre peut être calculé en consolidant d'abord l'échantillon de sol à des pressions égales ou supérieures à sa pression de pré-consolidation in situ.

Tableau II. 1 : Résistance au cisaillement normalisée de 5 argiles différentes en fonction de l'OCR Ladd et Foott (1974).

Argile	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3	OCR = 4	OCR = 5
Argile 1	10 kPa	15 kPa	20 kPa	25 kPa	30 kPa
Argile 2	12 kPa	18 kPa	24 kPa	30 kPa	36 kPa
Argile 3	8 kPa	12 kPa	16 kPa	20 kPa	24 kPa
Argile 4	14 kPa	21 kPa	28 kPa	35 kPa	42 kPa
Argile 5	16 kPa	24 kPa	32 kPa	40 kPa	48 kPa

La détermination de la pression de pré-consolidation in situ est effectuée en réalisant un essai à l'œdomètre. Il est ensuite recommandé d'effectuer un essai de compression triaxiale non drainée consolidée k0 ou un essai de cisaillement simple direct. La résistance au cisaillement à 25 % et 40 % de déformation axiale pour un CKOU ou un DSS est considérée comme la résistance au cisaillement non drainé, respectivement. La résistance au cisaillement calculée est divisée par la pression de pré-consolidation appliquée.

Le paramètre m peut être déterminé de deux manières. La première méthode consiste à réaliser plusieurs essais en laboratoire aux mêmes pressions de pré-consolidation mais avec des OCR différents. Une ligne de régression exponentielle est tracée à travers les résultats. L'exposant est le paramètre m.

La seconde méthode de détermination du paramètre m consiste à réaliser un essai œdométrique. Le paramètre m est lié aux pentes de la ligne de compression vierge (VCL) et de la ligne de déchargement-rechargement (URL) par la formule suivante.

$$m = \frac{VCL-URL}{VCL} \quad (3)$$

II.7.1.1. Cohésion non drainée normalisée à l'état NC « S »

La résistance au cisaillement non drainée normalisée S est déterminée à partir des résultats des essais triaxiaux DSS et effectués sur les échantillons de sol testés dans des conditions dans des conditions de consolidation normale ($OCR=1$). Pour les échantillons d'argile de l'essai triaxial, S a été calculé à une déformation axiale de 25 %. Dans le cas des échantillons de tourbe provenant des essais DSS, le résultat à une déformation radiale de 40 % de déformation radiale. S est déterminé selon :

$$S = \left(\frac{c_u}{\sigma_{vc}^t} \right)_{NC} \quad (4)$$

Où c_u (kPa) la résistance au cisaillement non drainé, σ_{vc}^t (kPa) la contrainte effective à la fin de la consolidation. Dans la (**figure II.6**), les résultats de la résistance au cisaillement non drainée des échantillons normalement consolidés sont tracés en fonction de la contrainte effective verticale. Les valeurs moyennes dérivées de la résistance au cisaillement non drainée normalisée de S et l'écart-type σ sont indiquées dans le tableau.

Tableau II.2 : Résistance au cisaillement non drainée normalisée d'après les résultats des essais(M. de Koning ,2019)

Type de sol	Test	S	Σ
Argile	Triaxial	0,32	0,02
Matériau de digue	Triaxial	0,37	0,02
Tourbe	DDS	0,39	0,02

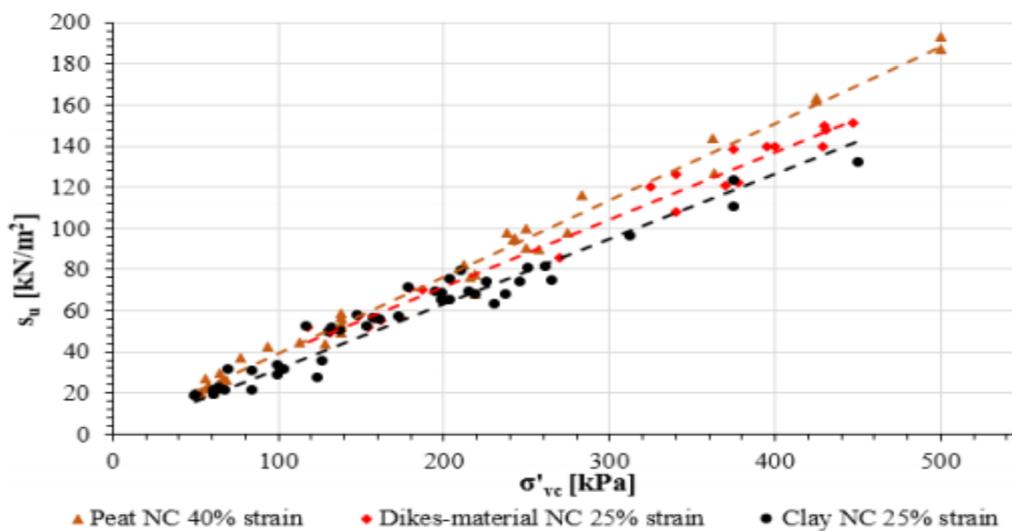


Figure II.6 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de la contrainte effective

(M. de Koning ,2019)

II.7.1.2. Exposant de l'augmentation de la résistance « m »

Le paramètre m a été calculé avec les paramètres de dureté absolue b ; pente de la ligne de charge vierge de l'essai œdométrique et a ; pente de la ligne.

Pour la détermination du paramètre a , une étape de déchargement de 50 % de l'étape de chargement précédente est utilisée, après quoi l'échantillon est à nouveau chargé jusqu'à la charge avant déchargement ($OCR = 2$). Dans la (figure II.7), les paramètres iso taches a et b des essais à l'œdomètre sont représentés en fonction du poids volumétrique saturé. La (figure II.8) présente le facteur m calculé. Le (tableau II.2) présente les valeurs moyennes déterminées du facteur m et l'écart type.

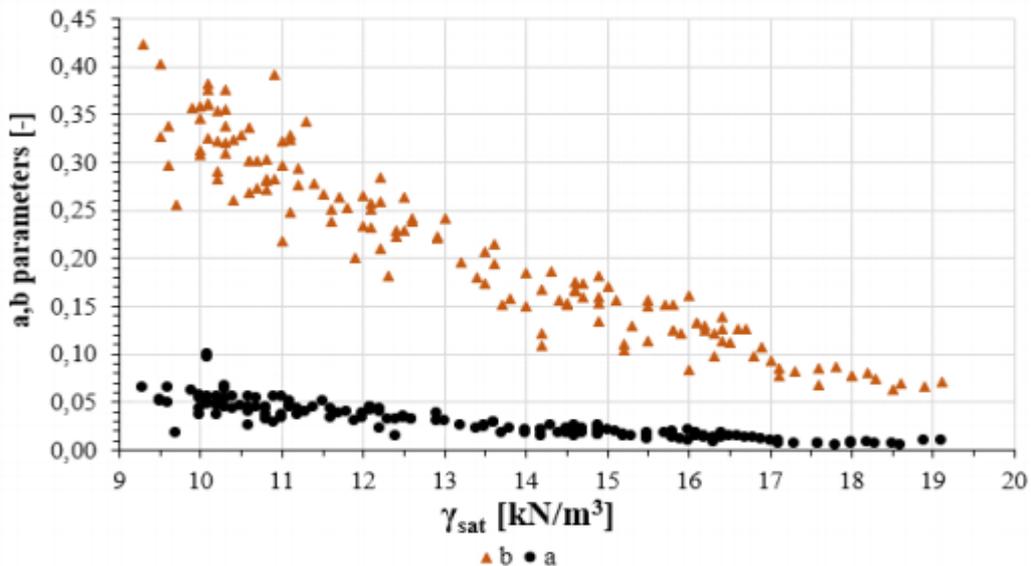


Figure II. 7 : Paramètres (a) et (b) en fonction du poids volumétrique saturé (M. de Koning ,2019)

Tableau II.3 : Paramètre des résultats des essais (M. de Koning ,2019)

Type de sol	Test	m	σ
Argile	Oed	0,88	0,01
Matériau de digue	Oed	0,91	0,02
Tourbe	Oed	0,85	0,02

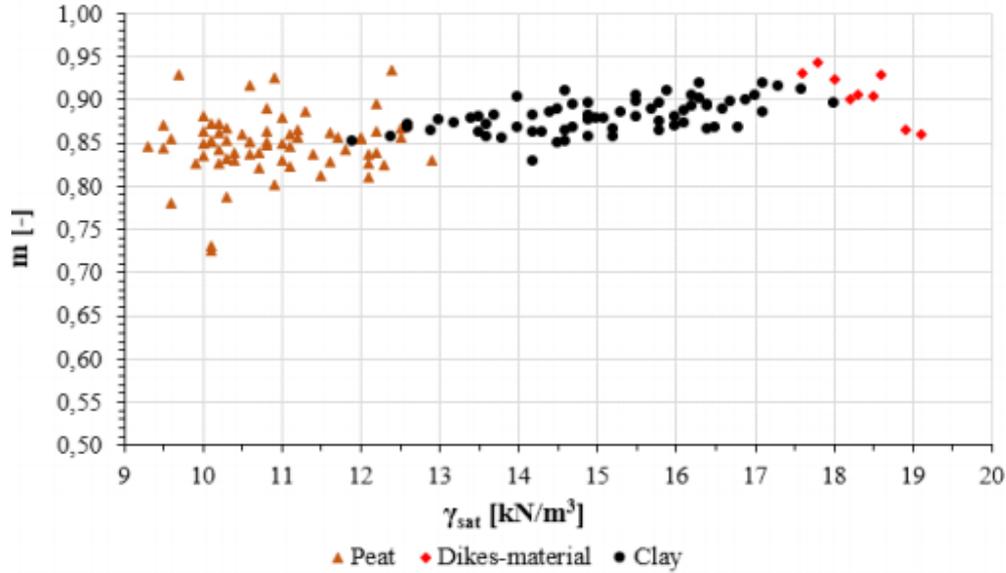


Figure II.8 : Facteur m en fonction du poids volumétrique saturé

(M. de Koning ,2019)

II.7.2. SHANSEP modèles

Le modèle est implémenté dans PLAXIS de telle sorte que la contrainte principale majeure effective σ'_1 est considérée pour calculer l'OCR et la résistance au cisaillement non drainé prise en compte pour calculer l'OCR et la résistance au cisaillement non drainé. On estime qu'il s'agit d'un paramètre plus objectif par rapport à la contrainte effective verticale σ'_v , car il s'agit de la valeur la plus compressive, indépendante du système d'axes cartésien. Dans l'hypothèse d'une stratification horizontale du sol, les deux paramètres donneraient la même valeur d'OCR.

Cependant, si la contrainte effective verticale σ'_v était prise en compte dans le cas de pentes de sol, la rotation des axes principaux pour les éléments de sol adjacents serait plus importante. La rotation des axes principaux pour les éléments du sol adjacents à la pente entraînerait des valeurs légèrement inférieures d'OCR et c_u respectivement.

$$c_u = \alpha \sigma'_1 \left(\frac{\sigma'_{1,MAX}}{\sigma'_1} \right)^m = \alpha \sigma'_1 (OCR)^m \quad (5)$$

Où α et m sont des paramètres normalisés du sol.

II.7.2.1. MC modèle

Le modèle est implémenté dans PLAXIS de telle sorte que la contrainte principale majeure effective σ'_y est prise en compte pour calculer l'OCR et la résistance au cisaillement non drainé. Ce paramètre est considéré comme un paramètre plus objectif que la contrainte effective

verticale σ'_v , car il s'agit de la valeur la plus compressive, indépendante de la contrainte verticale. Valeur la plus compressive, indépendante du système d'axes cartésien. Dans l'hypothèse d'une stratification horizontale du sol, les deux paramètres aboutiraient à la même valeur d'OCR. Cependant, si la contrainte effective verticale σ'_y était prise en compte dans le cas de pentes de sol, la rotation des axes principaux pour les éléments de sol adjacents à la pente se traduirait par des valeurs légèrement inférieures de l'OCR et de c_u respectivement.

II.7.2.2. NGI-ADP modèle

Le modèle NGI-ADP peut être utilisé pour des analyses de capacité portante, de déformation et d'interaction sol-structure, impliquant une charge non drainée de l'argile. La base du modèle de matériau est :

- Paramètres d'entrée pour la résistance au cisaillement (non drainé) pour trois chemins/états de contrainte différents, à savoir différents, c'est-à-dire Active (S_u^A) . Cisaillement simple direct (S_u^{DDS}), et passif (S_u^P).
- Un critère de rendement basé sur un critère de Tresca approximatif traduit.
- Fonctions d'interpolation elliptiques pour les contraintes de rupture plastique et pour les résistances au cisaillement dans des trajectoires de contrainte arbitraires. Dans des trajectoires de contrainte arbitraires.
- L'élasticité isotrope, donnée par le module de cisaillement sans charge/en charge, G_{ur}

Le modèle NGI-ADP est formulé pour un état de contrainte général, correspondant à la fois aux résistances et aux déformations de cisaillement à la rupture non drainée et les déformations à celles des profils de conception sélectionnés (**Andresen et Jostad,1999**), (**Andresen,2002**) , (**Grimstad, Andresen et Jostad,2010**). Le lecteur peut se référer au chapitre 13 du Manuel des modèles de matériaux PLAXIS pour plus de détails sur la formulation et la mise en œuvre du modèle.

II.8. Avantages et Limitations de la méthode SHANSEP

L'historique des contraintes et les propriétés normalisées sont des aspects essentiels de l'ingénierie des sols, offrant à la fois des avantages et des limitations. Voici quelques-uns :

Avantages	Limitations
<ul style="list-style-type: none"> • Préféré pour les échantillons de tubes conventionnels de faible épaisseur. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ne doit pas être utilisé pour les argiles très structurées et cassantes et les argiles fortement cimentées.

<ul style="list-style-type: none">• Décharge le sol dans le laboratoire en fonction de l'OCR• Réduction des risques géotechniques	<ul style="list-style-type: none">• Difficile à appliquer aux croûtes d'argile fortement sur-consolidé.• Oblige l'utilisateur à évaluer explicitement les valeurs de contrainte in situ.• L'utilisateur doit évaluer explicitement les valeurs de contraintes in situ, l'historique et les paramètres normalisés du sol.
--	--

II.9. Conclusion

En conclusion, ce chapitre a exploré en détail la méthode SHANSEP pour l'évaluation des propriétés géotechniques des sols. Cette méthode offre des avantages tels que la normalisation des propriétés des sols, la prise en compte des perturbations et de l'anisotropie, ainsi que l'incorporation de l'effet de la vitesse de déformation. Cependant, il est important de noter que la méthode SHANSEP dépend de paramètres spécifiques et de conditions d'application. Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour valider et améliorer cette approche. Dans l'ensemble, la méthode SHANSEP représente une avancée prometteuse dans l'analyse géotechnique, mais elle doit être utilisée avec prudence en fonction des projets et des caractéristiques des sols.

CHAPITRE III

Matériaux et identification

III.1. Introduction :

La définition des matériaux et les méthodes de préparation des échantillons sont d'une importance primordiale pour la recherche scientifique, car elles fournissent un cadre structuré pour obtenir des résultats fiables et délimitent ainsi le domaine de validité des conclusions obtenues. Ce chapitre intitulé "Matériau et Méthode" présente les matériaux utilisés et les méthodes employées pour les caractériser. Il décrit les propriétés physiques et mécaniques des matériaux étudiés à savoir le sable et l'argile. Les méthodes expérimentales sont exposées, incluant la préparation des échantillons et les essais de laboratoire pour mesurer des paramètres clés tels que la masse volumique, la limite d'Atterberg et la granulométrie. Ce chapitre traite de la préparation des éprouvettes, y compris le choix de la teneur en eau de mélange, ainsi que de l'application de chemins de contrainte pour simuler divers profils de contrainte dans des cas réels

III.2. Matériaux utilisés

Dans cette étude géotechnique, les matériaux principalement utilisés sont le sable et l'argile. Le sable est un matériau granulaire non cohésif, souvent utilisé comme un régulateur de la plasticité d'argile dans les recherches. En revanche, l'argile est un matériau fin et cohésif, qui peut subir des processus de consolidation. Un mélange de ces deux types de matériaux peut représenter la texture de l'argile, de limon et du sable.



Figure III 1 : Photo du sable



Figure III 2 : Photo d'argile

III.2.1. Argile :

Ce matériau remanié est obtenu d'un site près de l'unité Ceram Divindus-Remchi (Tlemcen) comme présenté dans la (figure III.3). Il est souvent appelé « argile bleu » utilisé comme

matière première pour la fabrication de la céramique murale. L'argile utilisée est classé selon la classification (USCS) comme une argile à faible plasticité (CL).

III.2.2. Sable :

Le sable utilisé dans cette recherche s'agit d'un sable naturel fin provient de gisement de Bouihi (Tlemcen) généralement utilisé comme un matériau de construction pour la préparation des mortiers. La localisation du gisement est illustrée dans la (**figure III.4**). Ce sable est classé selon la classification (USCS) comme un sable mal gradué (SP).



Figure III 3 : Localisation de site d'extraction de l'argile - Ceram Divindus-Remchi (Tlemcen)



Figure III 4 : Localisation du gisement du sable d'El Bouihi(Tlemcen)

III.2.3. Mélanges secs :

Le sable et l'argile (environ 100 kg pour chaque matériau) ont été transportés au laboratoire pédagogique de mécanique des sols de l'Université d'Ain Témouchent. Ils ont ensuite été soumis à un processus d'étuvage à une température de 110 °C pendant 24 heures afin d'éliminer toute l'humidité présente. Ensuite, ces matériaux ont été scellés dans des sacs en plastique de laboratoire et stockés dans un endroit réservé.

Cette étude porte sur six mélanges composés de sable et d'argile à l'état sec, avec des proportions spécifiques présentées dans le tableau suivant :

Tableau III 1 : Proportion du sable et d'argile

	Mélange 1	Mélange 2	Mélange 3	Mélange 4	Mélange 5	Mélange 6
Argile %	100	90	80	70	60	50
Sable %	0	10	20	30	40	50



Figure III 5 : Photo de mélange Argile-Sable

III.3. Essais et identification

Les essais d'identification des sols sont des procédures essentielles effectuées en laboratoire pour évaluer les caractéristiques physiques et hydriques des sols. Dans ce qui suit, des tests

ont été effectués à la fois sur le sable et l'argile en tant que composants individuels, ainsi que sur les six mélanges qui en résultent.

III.3.1. Masse volumique des grains solides :

La masse volumique des grains solides des sols, également connu sous le nom de densité apparente des particules, fait référence à la masse des particules solides par unité de volume. Il est généralement exprimé en kilogrammes par mètre cube (kg/m^3).

La norme **NF P94-054** décrit la méthode de détermination de la masse volumique des particules solides d'échantillon de sol intact ou remanié dont la dimension des plus gros éléments n'excède pas 2 mm. La mesure de la masse volumique est déterminée au pycnomètre à eau. Cette masse volumique des particules solides d'un sol est utilisée pour connaître autres paramètres physiques de matériau.

Les résultats (selon la norme **NF P94-054**) de cet essai pour le sable et l'argile sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 2 :Masse volumique des grains solides pour le sable et l'argile

Paramètre	Argile	Sable
$\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	26,52	26,43



Figure III 6 : Détermination de la masse volumique des grains solides pour l'argile



Figure III 7 : Détermination de la masse volumique des grains solides pour le sable

III.3.2. Limite d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

La norme **NF P94-051** décrit les méthodes de détermination des limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) sur la fraction 0/400 μm d'un sol. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à caractériser l'argilosité d'un sol par détermination de l'indice de plasticité. Elles permettent également de déterminer l'état hydrique d'un sol fin en fonction de son indice de consistance.

Les résultats (selon la norme **NF P94-051**) de cet essai pour l'argile sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 3 : Résultats de l'essai des limites d'Atterberg

Paramètre	Argile
$w_l\%$	46
$w_p\%$	24
$I_p\%$	22



Figure III 8 : Détermination de la limite de liquidité et de plasticité pour le mélange 2 (LTPO Tlemcen)

III.3.3. Essai au bleu de méthylène :

L'essai au bleu de méthylène, ou « essai au bleu », est utilisé pour déterminer l'argilosité d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. L'essai consiste à déterminer la quantité de particules argileuses présentes dans l'échantillon. Pour cela on utilise du bleu de méthylène, substance adsorbée de préférence par les argiles. L'essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène fixée par 100 g de la fraction granulaire de sol analysé.

La norme **NF P94-068** décrit la méthode de mesurer la capacité d'absorption en bleu de méthylène par une fraction 0/5 mm de matériau. En d'autre terme, c'est la quantité de ce colorant, pour recouvrir une couche mono-moléculaire les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans la prise d'essai.

Les résultats (selon la norme **NF P94-068**) de cet essai pour le sable et l'argile et pour sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 4 : Résultats des essais au bleu de méthylène

Paramètre	Argile	Sable
VBS	1,83	/
MB	/	1,2



Figure III 9 : Essai au bleu de méthylène (LTPO Tlemcen)

III.3.4. Analyse granulométrique :

III.3.4.1. Sable :

La granulométrie ou analyse granulométrique s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat. La granulométrie ou analyse granulométrique consiste donc à fractionner des granulats au moyen d'une colonne de tamis dont les dimensions des mailles sont normalisées et décroissantes du haut vers le bas entre 80 mm et 0,063 mm.

La norme **NF EN 933-1** spécifie la méthode de référence pour déterminer la granularité des granulats par tamisage par voie sèche. Elle est applicable à tous les granulats y compris les sables.

Les résultats (selon la norme **NF EN 933-1**) de cet essai sont présentés dans le (**tableau III.5**).

III.3.4.2. Argile :

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols. Elle s'applique aux éléments de diamètre inférieur à 63 microns. En conséquence, l'essai utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins à très fins est fonction de leurs dimensions. La loi de Stokes donne, dans le cas des grains sphériques de même masse volumique, la relation entre le diamètre et leur vitesse de

sédimentation. Par convention, cette loi est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents des particules.

La norme **NF P94-057** concerne la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules de sols de dimension inférieure à 80 micromètres. Cette norme fixe la terminologie, l'appareillage et le mode opératoire relatifs à cet essai.

Les résultats (selon la norme **NF P94-057**) de cet essai sont présentés dans le (**tableau III.5**).

Tableau III 5 : Résultats de la granulométrie

Paramètre	Argile	Sable
% 2 mm	100	100
% 80 µm	100	1,54
% 2 µm		/
Cu	/	2,14
Cc	/	0,95

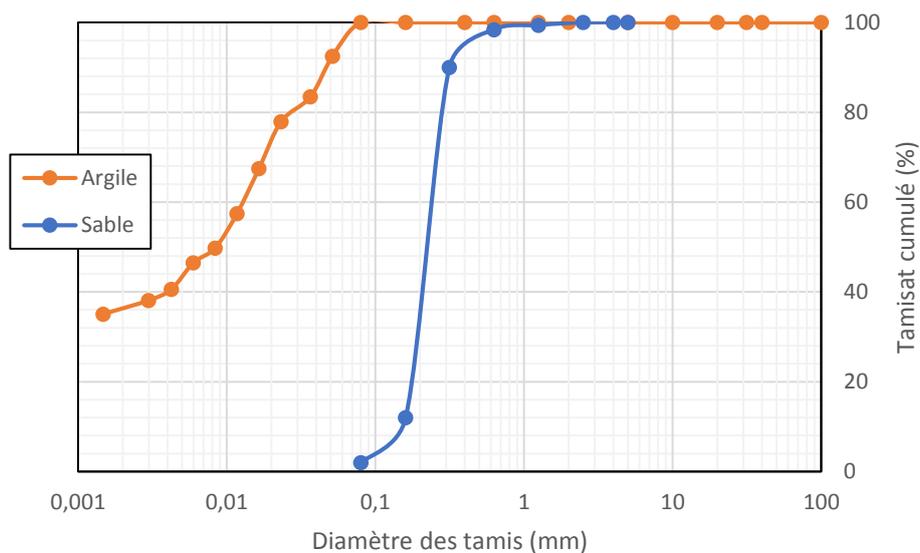


Figure III 10 : Courbes granulométriques de l'argile et du sable



Figure III 11 : Essai de tamisage (LTPO Tlemcen)



Figure III 12 : Essai de la sédimentométrie (LTPO Tlemcen)

III.4. Méthodes expérimentales (Préparation des échantillons)

Dans le cadre de cette étude, les échantillons ont été préparés en utilisant des mélanges de sable et d'argile selon les proportions citées auparavant. Ensuite, l'accent sera mis sur le choix de la teneur en eau optimale et l'application d'un chemin de contrainte contrôlé. La teneur en eau optimale se révèle essentielle pour garantir un critère important en géotechnique, tandis que l'application du chemin de contrainte permettra de créer un profil d'OCR.

III.4.1. Choix de la teneur en eau de mélange :

Dans cette partie, des essais ont été réalisés sur les mélanges d'argile et de sable avec différentes teneurs en eau. L'objectif était de trouver la teneur en eau optimale qui offre les caractéristiques recherchées. Les échantillons ont été préparés en ajoutant différentes quantités d'eau, par la suite ils ont été soigneusement remplis manuellement (**Figure III.13**) de manière légère et homogène dans un moule cylindrique d'un volume de $7,914 \times 10^{-5} \text{ m}^3$, postérieurement des pesées ont été prises afin d'évaluer leurs propriétés physiques tels que le poids volumique sec, l'indice des vides, l'indice de densité et le degré de saturation. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes.



Figure III 13 : Photo d'un échantillon avant consolidation

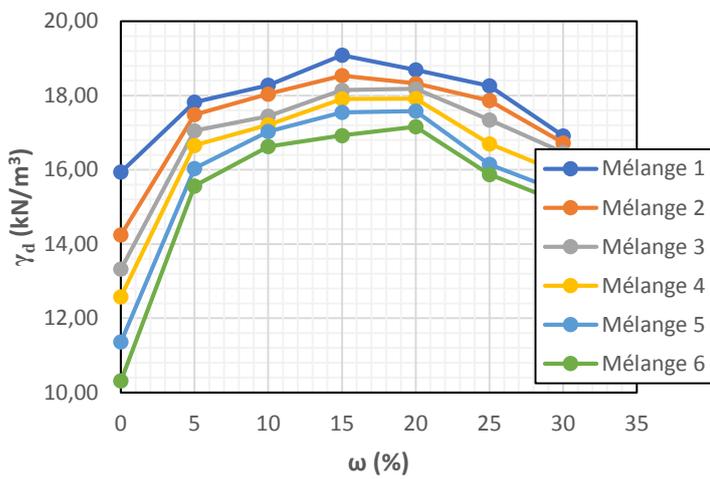


Figure III 14 : Poids volumique sec en fonction de la teneur en eau

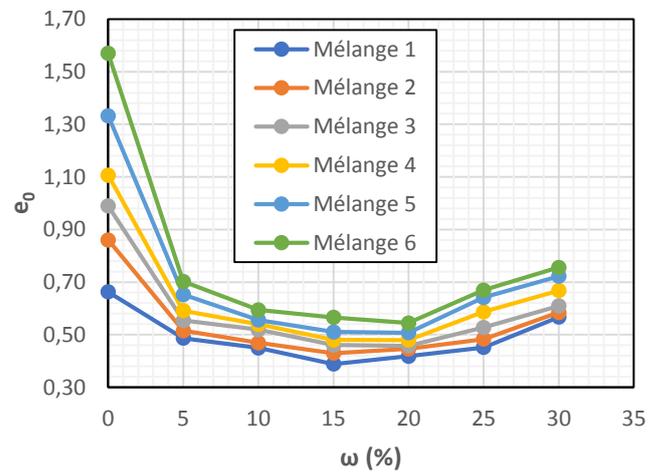


Figure III 15 : Indice des vides en fonction de la teneur en eau

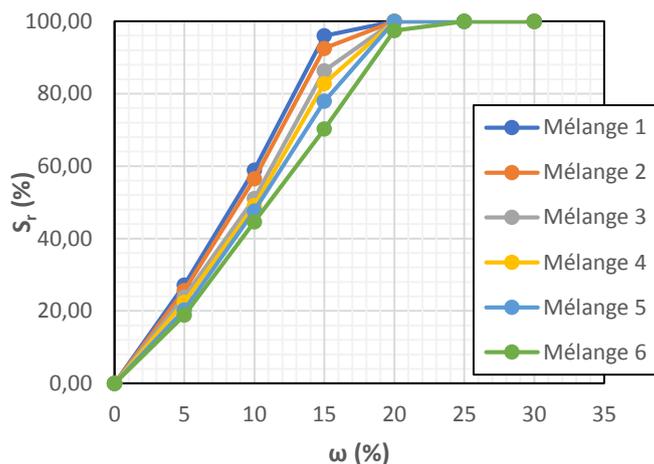


Figure III 16 : Degré de saturation en fonction de la teneur en eau

Les (figures III.14 , III.15) présentées démontrent que, pour la plupart des mélanges, une teneur en eau entre 15% et 20% offre une compacité maximale pour l'ensemble des mélanges. Cela indique qu'une quantité spécifique d'eau sera nécessaire pour atteindre la densité idéale dans ces mélanges. En revanche, La (figures III.16), indique qu'une teneur en eau de 25% offre une saturation complète de tous les mélanges. Par conséquent, il a été opté d'utiliser cette teneur en eau de manière systématique à utiliser pour la préparation des éprouvettes. Cette décision a été prise en raison de la constatation que cette teneur en eau permettrait de vérifier le critère de consolidation selon le postulat de Terzaghi et qu'il sera possible ultérieurement, d'observer et d'analyser de manière plus précise le comportement de consolidation des échantillons. Le (tableau III.6) présente les caractéristiques physiques moyennes des mélanges pour une teneur en eau de 25%.

Tableau III 6 : Paramètres physiques des mélanges à 25% de teneur en eau

Paramètre	Mélange 1	Mélange 2	Mélange 3	Mélange 4	Mélange 5	Mélange 6
γ_d (kN/m ³)	18,26	17,87	17,35	16,70	16,15	15,88
e_0	0,45	0,48	0,53	0,59	0,64	0,67
S_r (%)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les proportions de mélange des différents matériaux utilisés. Nous avons ensuite réalisé des essais d'identification pour déterminer des paramètres clés en géotechnique. Ces résultats d'identification nous serviront de base pour le prochain chapitre, consacré aux essais mécaniques.

CHAPITRE IV

Compressibilité et cohésion
non drainée

IV.1. Introduction :

La texture du sol et la taille des particules jouent un rôle crucial en géotechnique, car elles peuvent influencer plusieurs paramètres géotechniques tels que la compressibilité et la résistance. La variation de la proportion des particules fines et grossières dans un même mélange permet de simuler la texture du sol. Dans ce chapitre, nous examinerons l'impact de la teneur en fines sur les paramètres de compressibilité et de résistance, afin de mieux comprendre leur relation.

IV.2. Consolidation et chemin de contrainte :

Après avoir déterminé la teneur en eau optimale des mélanges (25%), des éprouvettes ont été préparées dans des moules cylindrique d'un volume de $7,914 \times 10^{-5} \text{ m}^3$ et soumises à plusieurs chemins de contrainte. La méthodologie adoptée consistait à appliquer une contrainte de consolidation (σ'_c) sur les éprouvettes, puis à réduire cette contrainte à une contrainte effective verticale (σ'_v) de tels sorte à atteindre un OCR donné.

Dans cette optique, des consolidomètres ont été utilisés (**Figure IV.1**), équipés de bras de levier qui amplifient la masse appliquée par un facteur de 10. Les masses utilisées et leurs contraintes correspondantes sont présentées dans le (**tableau IV.1**), l'OCR et le chemin de contrainte appliqué aux éprouvettes est illustré dans le (**tableau IV.2**).



Figure IV.1 : Consolidomètres (UBBAT)

Tableau IV.1 : Masse appliquée sur les échantillons et leurs contraintes correspondantes

Masse (kg)	Masse appliqué sur l'échantillon (kg)	Surface de l'échantillon (m ²)	σ (kg/m ²)	σ (kPa)
1	10	0,003957	2527,17	25,27
2	20	0,003957	5054,33	50,54
4	40	0,003957	10108,67	101,09
8	80	0,003957	20217,34	202,17

Tableau IV.2 : OCR et chemin de contrainte appliqué

OCR	σ'_c (kPa)	σ'_v (kPa)
1	25,27	25,27
2	50,54	25,27
4	101,09	25,27
8	202,17	25,27

Lors des tests de consolidation, la contrainte appliquée sur les échantillons de sol double à chaque palier de chargement successif. Cette augmentation progressive de la contrainte de consolidation permet d'observer et d'analyser les réactions du sol à des niveaux de contrainte croissants.

La durée nécessaire pour passer d'un palier de chargement ou de déchargement à un autre dans les Consolidomètres est de 24 heures. Cette période de temps est essentielle pour permettre au sol de se stabiliser et d'atteindre un état d'équilibre sous la nouvelle contrainte appliquée. Pendant ces 24 heures, le sol subit des processus de consolidation, au cours desquels les vides entre les particules se réduisent et les particules se réarrangent pour s'adapter à la nouvelle contrainte.

En résumé, quatre rapports de sur-consolidation (OCR) ont été utilisés pour chaque mélange, ce qui a nécessité la préparation de 24 éprouvette au total comme montré dans le (**tableau IV.3**).

Tableau IV.3 : OCR appliqué pour chaque mélange

	Mélange 1	Mélange 2	Mélange 3	Mélange 4	Mélange 5	Mélange 6
OCR Appliqué	1	1	1	1	1	1
	2	2	2	2	2	2

	4	4	4	4	4	4
	8	8	8	8	8	8

IV.3. Courbes de compressibilité :

Une courbe de compressibilité représente la variation de l'indice des vides et parfois la déformation en fonction de logarithme de contrainte appliquée. L'indice des vides est calculé à partir des tassements mesurés sur le comparateur. La formule de calcul est la suivante :

$$e_i = e_0 - \left[\frac{\Delta h}{h_0} (1 + e_0) \right] \tag{1}$$

Avec :

Δh : Tassement (mm)

h_0 : Epaisseur de l'éprouvette (mm)

Les courbes de compressibilité des six mélanges sont données dans **les figure (A1 ; A6)**.

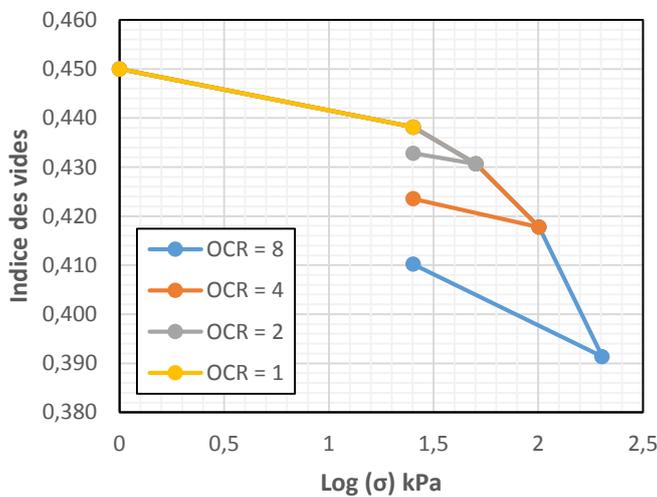


Figure IV.A1 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 1

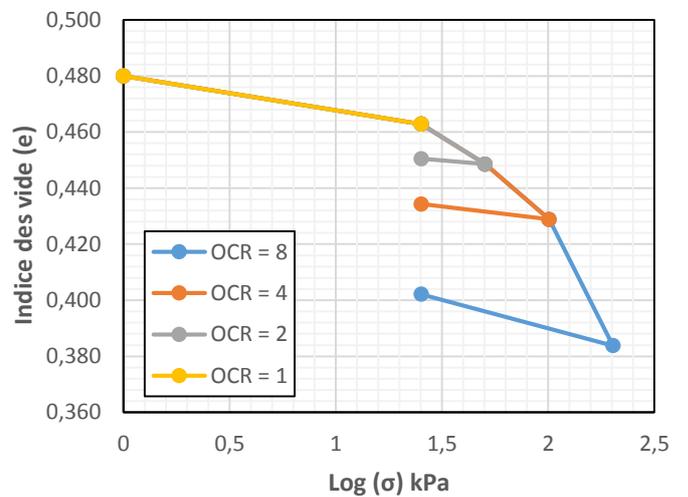


Figure IV.A2 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 2

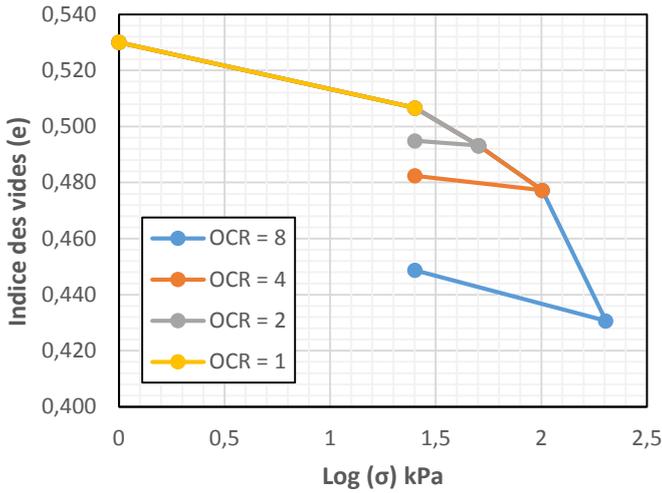


Figure IV.A3 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 3

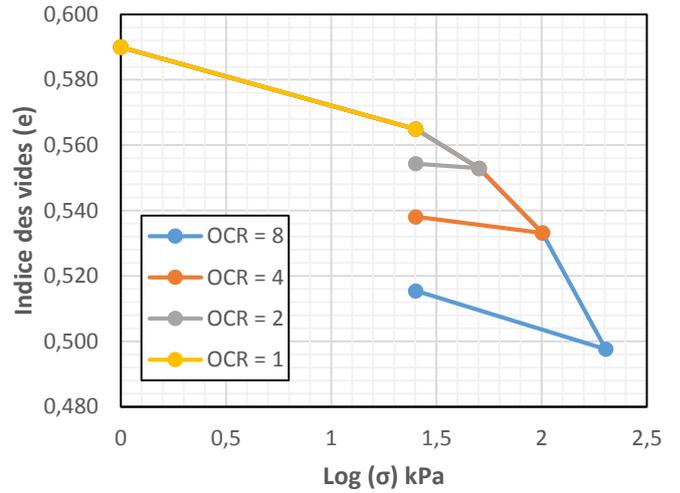


Figure IV.A4 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 4

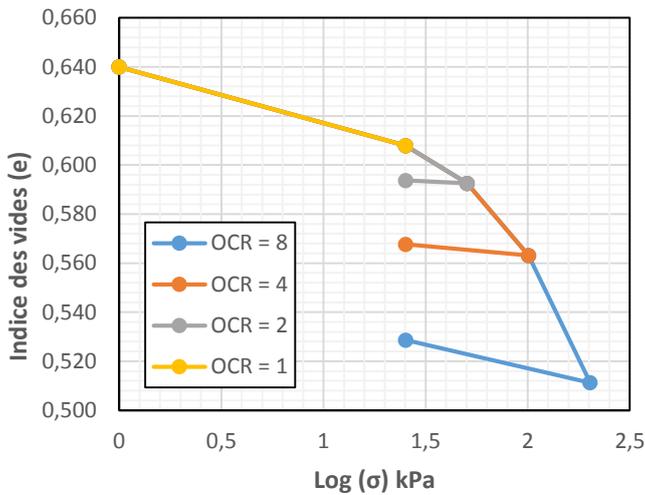


Figure IV.A5 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 5

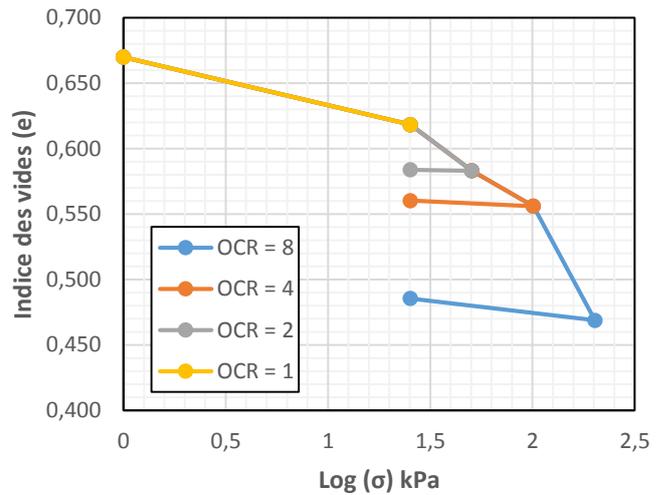


Figure IV.A6 : Courbe de compressibilité moyenne pour le mélange 6

IV.4. Effet de la teneur en fines et la densité sur l'indice de compression :

Cette partie traite de l'influence de la teneur en fines sur l'indice de compression des six mélanges. Ce qui est connu est qu'une teneur élevée en fines, notamment d'argiles, rend le sol plus compressible en raison de leur capacité à retenir l'eau et à se réarranger sous contrainte

(Kaothonet al 2022) . Néanmoins, une corrélation négative est observée entre la teneur en fines et l'indice de compression comme la montre la (figure IV.2).

La diminution de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines est fortement liée à la déformation importante que présentent les mélanges avec moins de fines comme illustre la (figure IV.3). En d'autre terme, un mélange avec une teneur en fines plus faible présente une déformation plus importante par rapport à un mélange constitué à 100% d'argile.

La déformation des matériaux est intrinsèquement liée à leur état de densité, ce qui signifie qu'un matériau à l'état moins dense a tendance à se déformer davantage qu'à l'état plus dense sous un chargement identique(Keller et al 2011). De plus, la (figure IV.4) montre qu'à la fin de chaque palier de consolidation, les mélanges à faible teneur en fines présentent une densité moins importante. Cela implique que leur déformation sera plus prononcée lors du prochain palier par rapport à un mélange composé à 100% d'argile.

En résumé, les mélanges avec une teneur en fines plus faible ont une densité initiale (γ_{d0}) réduite, ce qui les rend plus compressibles. Par conséquent, même avec une teneur en eau et un degré de saturation identiques, ces mélanges présentent un indice de compression plus élevé.

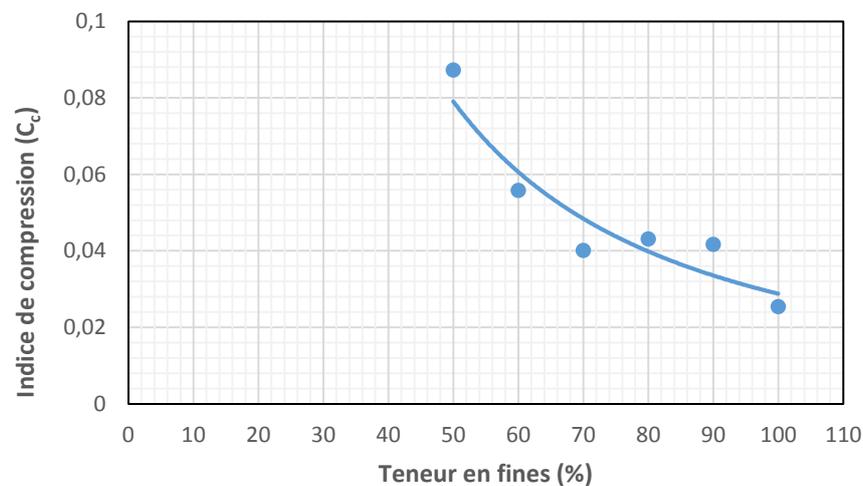


Figure IV.2 : Variation de l'indice de compression moyen en fonction de la teneur en fines

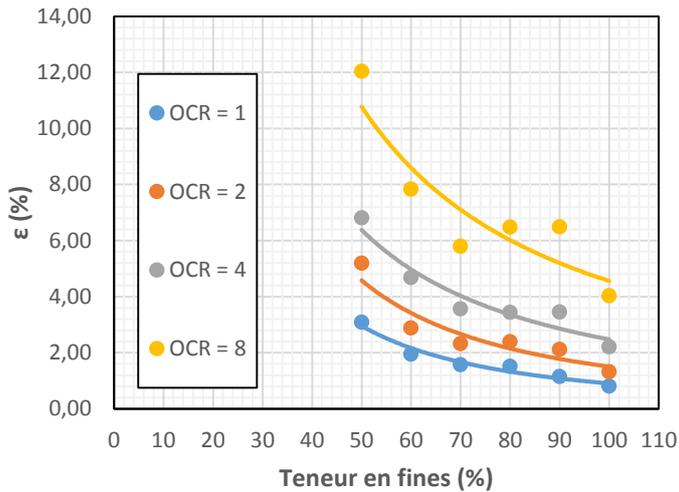


Figure IV.3 : Déformation moyenne à la fin de consolidation pour chaque OCR pour les six mélanges

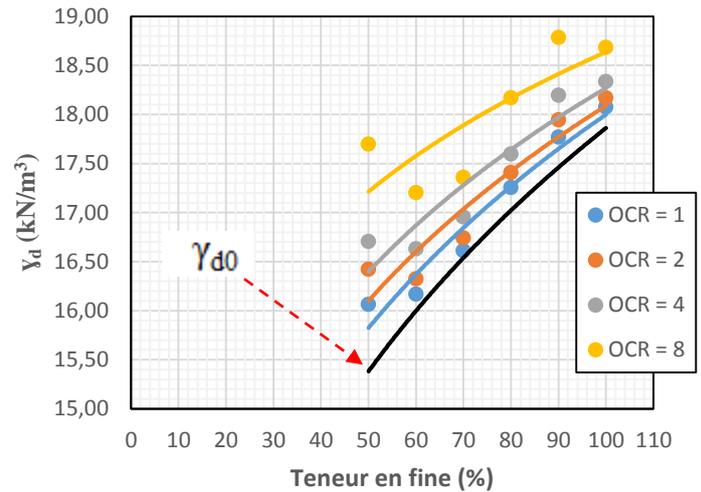


Figure IV.4 : Poids volumique sec moyen à la fin de consolidation pour chaque OCR pour les six mélanges

IV.5. Effet de la teneur en fines et la densité sur l'indice de gonflement :

Dans notre étude, il est observé que le gonflement des matériaux présente une corrélation avec la teneur en fines et la densité. En effet, l'indice de gonflement augmente en fonction du taux de fines dans les mélanges, comme le démontre la (figure IV.5). Ce constat est également soutenu par plusieurs recherches, dont celle menée par (Basma et al 1995).

Il est également à noter que l'indice de gonflement augmente de manière proportionnelle avec la densité, comme le montre la (figure IV.6). Cette observation est également appuyée par (Villar et al 2008).

En résumé, les mélanges avec une teneur en fines plus faible ont une densité initiale (γ_{d0}) réduite, ce qui se traduit par une moindre capacité de gonflement. Par conséquent, malgré une teneur en eau et un degré de saturation identiques, ces mélanges présentent un indice de gonflement moins élevé.

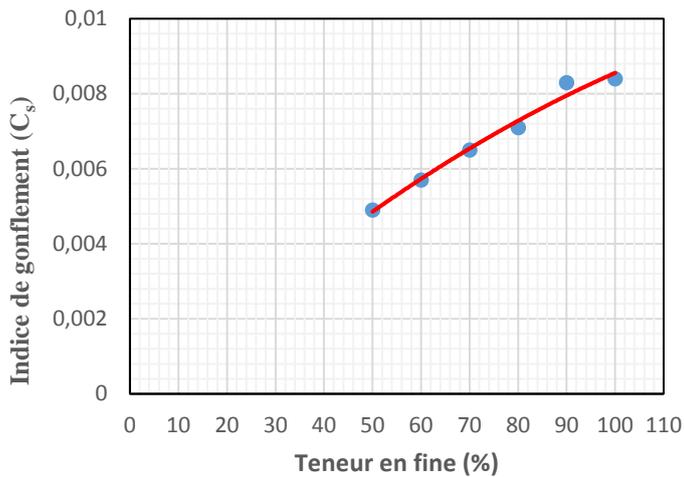


Figure IV.5 : Variation de l'indice de gonflement moyen en fonction de la teneur en fines

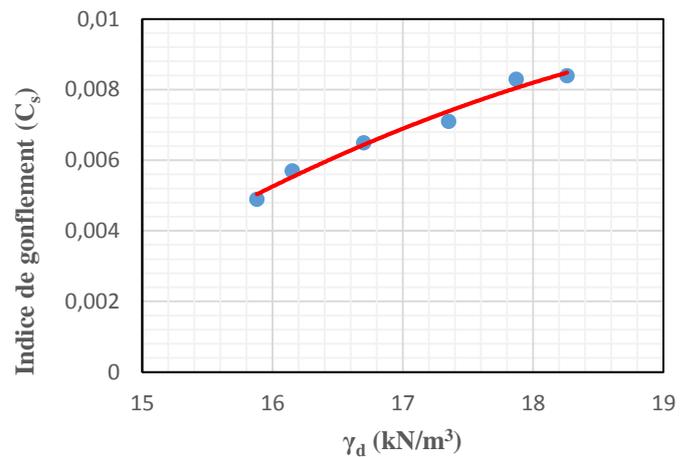


Figure IV.6 : Variation de l'indice de gonflement moyen en fonction de poids volumique initial sec

IV.6. Cohésion non drainée à partir de scissomètre de poche :

Un scissomètre de poche (**figure IV.7**) est un instrument de mesure portable spécialement conçu pour mesurer la cohésion non drainée d'un matériau de manière facile et pratique. Il est compact, facilement transportable et adapté à une utilisation sur le terrain. Grâce à sa taille réduite, il peut être facilement glissé dans une poche ou un sac, ce qui le rend pratique pour les professionnels. Le scissomètre de poche est largement utilisé dans divers domaines tels que la géologie, la géotechnique. L'essai consiste à mesurer la résistance à la torsion d'une lame de cisaillement enfoncée dans le sol.



Figure IV.7 : Scissomètre de poche (UBBAT)

IV.7. Cohésion non drainée et teneur en fines :

Des essais de cisaillement par le scissomètre de poche ont été effectués la (**figure IV.8**) sur les éprouvettes consolidées. Il est à mentionner que la valeur prise comme cohésion non drainée est la moyenne de quatre essais effectués sur une facette de l'éprouvette. Une corrélation linéaire parfaite ($R^2 \approx 0,98$) entre c_u et la teneur en fines est clairement observée pour l'ensemble des mélanges comme illustré dans la (**figure IV.9**). Il est observé que la cohésion non drainée augmente à mesure que la teneur en fines augmente, quel que soit le rapport de surconsolidation. Cette augmentation est attribuable aux propriétés de résistance inhérentes à l'argile.



Figure IV.8 : Essai de cisaillement d'une éprouvette par le scissomètre à poche

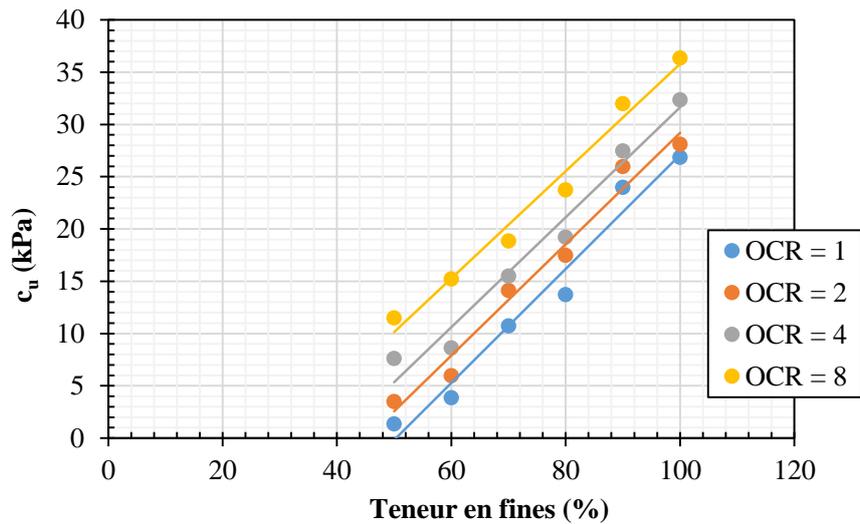


Figure IV.9 : Evolution de la cohésion non drainée issue de scissomètre en fonction de la teneur en fines

IV.8. Les courbes SHANSEP et les équations SHANSEP :

La courbe SHANSEP permet de représenter la variation de la cohésion non drainée normalisée avec la contrainte effective verticale en fonction du rapport de sur-consolidation comme montré dans la ('figure IV.10). Les équations SHANSEP pour les six mélanges sont données dans le (tableau IV.4).

Tableau 4 : Equations SHANSEP pour les six mélanges

Equation SHANSEP	Coefficient de détermination	Teneur en fines %
$c_u/\sigma'_v = 1,039 OCR^{0,151}$	0,97	100
$c_u/\sigma'_v = 0,939 OCR^{0,133}$	0,96	90
$c_u/\sigma'_v = 0,556 OCR^{0,250}$	0,98	80
$c_u/\sigma'_v = 0,440 OCR^{0,257}$	0,97	70
$c_u/\sigma'_v = 0,151 OCR^{0,645}$	0,99	60
$c_u/\sigma'_v = 0,062 OCR^{1,030}$	0,97	50

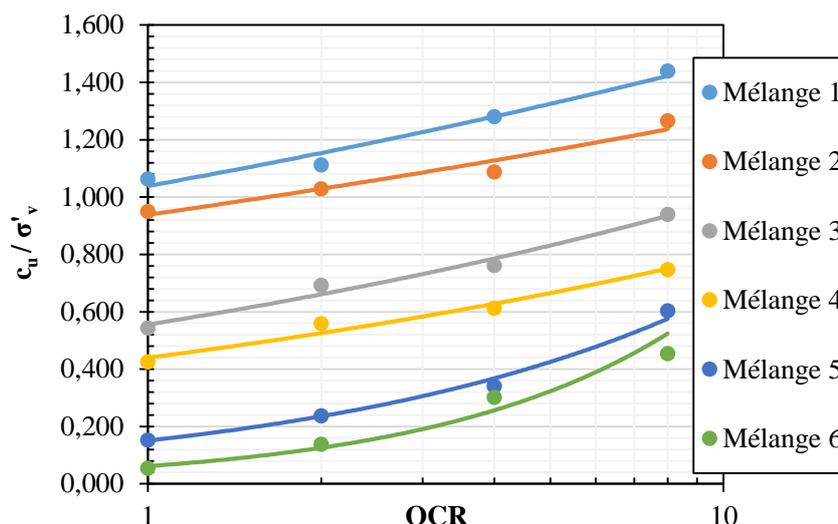


Figure IV.10 : Evolution des cohésions non drainées normalisées en fonction des OCR

IV.9. Influence de la teneur en fines sur les paramètres SHANSEP :

La (figure IV.11) met en évidence l'influence de la teneur en fines sur les paramètres SHANSEP, à savoir S et m . Une augmentation de la teneur en fines est traduite par une augmentation de paramètre S et une diminution de paramètre m . Une corrélation est observée entre ces paramètres et la teneur en fines comme illustrée dans le (tableau IV.5)

Tableau IV.5 : Corrélation entre les paramètres SHANSEP et la teneur en fines

Paramètre SHANSEP et teneur en fines	Coefficient de détermination
$S = 5 \cdot 10^{-9} (F\%)^{4,1981}$	0,96
$m = 134975 (F\%)^{-3,028}$	0,93

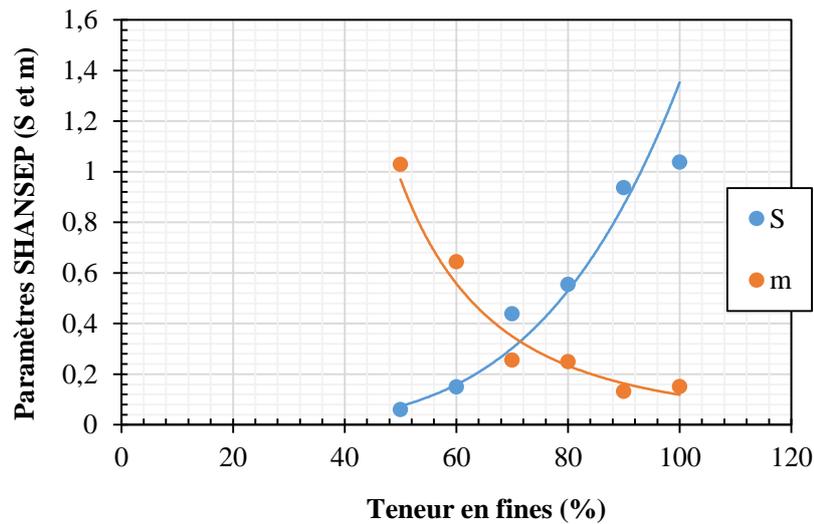


Figure IV.11 : Influence de la teneur en fines sur les paramètres SHANSEP (S et m)

IV.10. Conclusion :

Ce chapitre s'est concentré sur l'impact de la texture du sol, plus précisément de la teneur en fines, sur les propriétés géotechniques clés comme la compressibilité et la résistance au cisaillement. Nos résultats ont montré une corrélation négative entre la fraction fine et l'indice de compression, tandis qu'une relation positive a été observée avec l'indice de gonflement, soulignant le rôle prépondérant de la densité des matériaux. L'utilisation d'un scissomètre de poche nous a également permis d'établir des relations SHANSEP, reliant la cohésion non drainée à la texture. Enfin, nous avons proposé des modèles prédictifs des paramètres SHANSEP en fonction de la teneur en fines.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'utilisation de la cohésion non drainée dans les calculs, en particulier avec les outils numériques, peut être une tâche relativement aisée et courante. Cependant, une sous-estimation ou une surestimation de cette propriété mécanique peut entraîner un calcul erroné et, par conséquent, une mauvaise conception.

Sur la base de l'étude bibliographique, on constate qu'il existe une multitude d'essais en laboratoire ou in situ. Le choix de l'essai repose sur plusieurs facteurs, notamment le temps et le coût de sa réalisation. Dans l'idéal, il est toujours préférable d'opter pour un essai rapide et peu onéreux. Néanmoins, dans certains cas, et selon l'importance du projet, les géotechniciens peuvent choisir un essai qui leur semble plus fiable, sans se préoccuper excessivement du temps ou du coût.

Les essais de cisaillement sont effectués sur des échantillons qui peuvent être fortement affectés par l'effet de remaniement, principalement dû au déconfinement ou au relâchement des contraintes in situ. De plus, l'essai n'est réalisé que sur un point en profondeur et ne peut donc pas représenter l'ensemble d'une couche donnée. Il est donc nécessaire de reproduire les conditions réelles sur le terrain et de bien caractériser le paramètre en question sur toute l'épaisseur de la couche afin d'obtenir des résultats représentatifs de la réalité du terrain. D'où apparaît la nécessité d'utiliser la méthode SHANSEP, qui s'avère bien adaptée pour surpasser ces problématiques.

La préparation des éprouvettes au laboratoire commence par le choix de la teneur en eau des mélanges. Une teneur en eau de 25% a été fixée pour l'ensemble des mélanges, cette valeur permettant de créer des matériaux totalement saturés, les rendant ainsi prêts pour des essais de consolidation selon le postulat de Terzaghi. Les mélanges secs ont été mélangés avec la quantité d'eau bien définie pour atteindre une teneur en eau de 25%, puis soigneusement remplis de manière légère et homogène dans un moule cylindrique de volume connu. Ces éprouvettes sont ensuite soumises à la consolidation sous différents chemins de contraintes.

Sur la base des résultats de la consolidation, une corrélation négative a été observée entre la teneur en fines et l'indice de compression. Cela s'explique par la densité initiale du matériau. À l'inverse, une corrélation positive a été constatée entre la teneur en fines et l'indice de gonflement, principalement due à la densité finale après déchargement. Ces résultats montrent

que la granulométrie du sol, et plus particulièrement sa teneur en fines, a une influence notable sur le comportement en consolidation, avec des effets différents sur les indices de compression et de gonflement en fonction des conditions initiales et finales du matériau.

La cohésion non drainée a été déterminée à partir d'essais au scissomètre de laboratoire, une méthode encore peu utilisée en Algérie, notamment pour les sols surconsolidés. Cependant, cet essai est très facile à réaliser et peut fournir des résultats très fiables. Les résultats obtenus sur les éprouvettes consolidées ont permis d'élaborer des équations SHANSEP pour différents mélanges d'argile et de sable, afin de simuler les diverses textures de sol pouvant être rencontrées dans la pratique. Les paramètres clés de cette méthode ont ensuite été corrélés avec la teneur en fines, permettant de mieux comprendre l'influence de la fraction argileuse sur le comportement mécanique non drainé des sols.

Il est important de noter que la relation SHANSEP, basée sur la cohésion non drainée, peut être établie différemment selon le type d'essai de cisaillement utilisé. Pour mieux décrire les conditions réelles, il est préférable d'utiliser les résultats obtenus in situ. Néanmoins, le principal défaut de cette méthode est qu'elle relie la résistance au rapport de surconsolidation, or la contrainte de préconsolidation est elle-même sujette à l'effet du remaniement. De manière générale, il est essentiel de bien respecter les conditions in situ lors de l'utilisation de cette approche.

References

- Amine. (2020). On the Use of Soil Drained and Undrained Parameters. *Géotech simulation*. Retrieved February 10, 2023.
- Anandarajah, A., Kuganentira, N., & Zhao, D. (1996). VARIATION OF FABRIC ANISOTROPY OF KAOLINITE IN TRIAXIAL LOADING. *Journal of Géotechnical Engineering*, 122(8), 633–640.
- ASTM International. (2016). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA. ASTM D2166-16.
- Andresen, L., Jostad, H.P. (1999). Application of anisotropic hardening model for undrained response of saturated clay. *Proc. NUMOG VII*, 581–585.
- Andresen, L. (2002). Capacity analysis of anisotropic and strain-softening clay. Ph.d. thesis, University of Oslo, Institute of Géology.
- Basma, A. A., Al-Homoud, A. S., & Husein, A. (1995). Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils. *Applied Clay Science*, 9(5), 355-368.
- Becker, D. E., J. H. Crooks, K. Been, and M. G. (1987). Jefferies. Work as a Criterion for Determining In Situ and Yield Stresses in Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No. 4, pp. 549-564.
- BISHOP A .W ET HENKEL D.J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxiale test , Edward Arnold Ltd ,2e éd.
- Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground." In *Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Vol. 2, pp. 1-54. ASCE.
- Casagrande, A. (1936). The Determination of the Pre-consolidation Load and its Practical Significance. *Proc., 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Mass., Vol. 3 pp. 60-64.
- Clarke BG (1995). *Pressiometers in geotechnical design*. Blackie Academic& Professional, Glasgow.
- Craig, R. F. (2004). "Craig's Soil Mechanics" (7th ed.). Spon Press.
- Daoudi, A. (2020). *Mécanique des sols-Chapitre 6*, Université Batna 2.
- Das, Braja M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning.

- De Koning, M., et al. (2019). Determination of SHANSEP parameters by laboratory tests and CPTu for probabilistic model-based safety analyses. In Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Duncan, J. M., & Seed, H. B. (1966). Anisotropy and Stress reorientation in Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(SM5), 21–50.
- Grimstad, G., Andresen, L., Jostad, H.P. (2010). Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Géomechanics*, (Accepted for publication).
- Hadji, R. (2014). *Cours de mécanique des sols*, Université ferhatabbas, Setif 1.
- Henkel, D. J. (1960). "Undrained Shear Strength of Anisotropically Consolidated Clays", ASCE Speciality Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado, Boulder, Colo., June 13–17, pp. 533–554.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., & Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 1, pp. 1-63). San Francisco, USA.
- Kaothon, P., Lee, S. H., Choi, Y. T., & Yune, C. Y. (2022). The effect of fines content on compressional behavior when using sand–kaolinite mixtures as embankment materials. *Applied Sciences*, 12(12), 6050.
- Keller, T., Lamandé, M., Schjønnning, P., & Dexter, A. R. (2011). Analysis of soil compression curves from uniaxial confined compression tests. *Geoderma*, 163(1-2), 13-23.
- Lacasse, S., & Lunne, T. (1988). "Review of methods to interpret piezocone data." In Symposium on Penetration Testing in ISOPT-1, Orlando, USA, Vol. 2, pp. 951-978.
- Ladd, C. C. et Foott, R. (1974). New Design Procedure For Stability of Soft Clays. *Journal of the géotechnical engineering division*, 100(7), 763-786.
- Ladd, C. C. (1991). Stability Evaluation During Staged Construction. *Journal of Géotechnical Engineering*, 117(4), 540–615.
- Leroueil, S. et Vaughan, P. R. (1990). The general and congruent effects of structure natural soils and weak roches. *Géotechnique*, 40(3), 467-488.
- Lewin, P. I. (1973). The influence of stress history on plastic potential. Proceedings of the symposium on the role of plasticity in soil mechanics, 96–107.
- Marchetti, S. (1980). In-situ tests by flat dilatometer. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, The Netherlands, vol. 2, pp. 33-37.
- Mesri, G. (1975). Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays". *Journal of the Géotechnical Engineering Division, ASCE*, 101, 409-412.

NF P94-054 (1991). Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. Norme française et européenne.

NF P94-051 (1993). Reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. Norme française et européenne.

NF P94-068 (1998). Reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche. Norme française et européenne.

NF EN 933-1 (2012). Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 1 : détermination de la granularité - Analyse granulométrique par tamisage. Norme française et européenne.

NF P94-057 (1992). Reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. Norme française et européenne.

Nishimura, S., Minh, N. A., & Jardine, R. J. (2007). Shear strength anisotropy of natural London Clay. *Géotechnique*, 57(1), 49–62. <https://doi.org/10.1680/ssc.41080.0009>.

Powell, J. J. M., & Uglow, I. M. (1988). "The interpretation of the cone penetration test in clays, with particular reference to its application to the prediction of the settlements of structures on clay soils." In *Symposium on Penetration Testing in ISOPT-1, Orlando, USA, Vol. 2*, pp. 903-910.

Remai Z (2013). Correlation of undrained shear strength and CPT resistance. *Zsolt Re'mai Periodica Polytechnica Civil Engineering* 57(1):39–44.

Schnaid, F. (2009). "In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests." CRC Press.

Tanaka, H., Shiwakoti, D. R. et Tanaka, M. (2003). Applicability of SHANSEP method to six different natural clays, using triaxial and direct shear tests. *Clays, using triaxial and direct shear tests. Japanese Geotechnical Society*, 43(3), 43-55.

Terzaghi, K. (1942). *Theoretical Soil Mechanics*, New York: Wiley, ISBN 978-0-471-85305-3.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" (3rd ed.). Wiley-Interscience.

Villar, M. V., & Lloret, A. (2008). Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, 39(1-2), 38-49.

Influence de la texture du sol sur la cohésion non drainée normalisée

Résumé

La cohésion non drainée est un facteur fondamental pour caractériser le comportement des sols soumis à des charges rapides. Elle constitue un élément essentiel de l'évaluation de la stabilité et du dimensionnement des ouvrages de génie civil construits sur ou dans le sol. Les sols en géotechnique présentent une grande diversité de tailles de grains, des argiles aux sables. Certains matériaux terrestres combinent les propriétés de ces différentes fractions, développant ainsi des comportements complexes lors de sollicitations rapides. Dans le cadre de ce projet, l'objectif est d'étudier l'influence de la texture du sol sur les valeurs de la cohésion non drainée. Pour cela, des essais de cisaillement non drainés ont été réalisés à l'aide d'un scissomètre de laboratoire sur des échantillons saturés comprenant des proportions variables d'argile et de sable. Ces échantillons ont été consolidés à différents rapports de surconsolidation afin de déterminer les équations SHANSEP et leurs paramètres essentiels associés. Les résultats obtenus ont contribué à une meilleure compréhension de l'impact de la texture du sol, du degré de surconsolidation et de l'état de densité sur le comportement de compression et de gonflement. De plus, ces résultats ont permis d'identifier les paramètres SHANSEP nécessaires pour estimer la cohésion non drainée normalisée avec la contrainte verticale effective, afin de simuler des conditions de terrain spécifiques à différentes profondeurs. Ces informations sont essentielles pour étudier et analyser des scénarios géotechniques réalistes.

Mot-clé : Texture du sol, Consolidation, Scissomètre de laboratoire, Cohésion non drainée, SHANSEP.

Abstract

The undrained shear strength is a fundamental factor in characterizing the behavior of soils subjected to rapid loading. It is an essential element in the assessment of stability and design of civil engineering structures built on or in the ground. Soils in geotechnical engineering exhibit a wide range of grain sizes, from clays to sands. Some terrestrial materials combine the properties of these different fractions, resulting in complex behaviors under rapid loading. The objective of this project is to study the influence of soil texture on undrained shear strength values. For this purpose, undrained shear tests were conducted using a laboratory vane shear apparatus on saturated samples with varying proportions of clay and sand. These samples were consolidated at different over-consolidation ratios to determine the SHANSEP equations and their associated key parameters. The findings have contributed to a better understanding of the impact of soil texture, over-consolidation degree, and density state on compression and swelling behavior. Furthermore, the results have enabled the identification of the necessary SHANSEP parameters to estimate normalized undrained shear strength with effective vertical stress, allowing for simulations of specific ground conditions at various depths. This information is crucial for studying and analyzing realistic geotechnical scenarios.

Keywords: Soil texture, Consolidation, Laboratory vane shear apparatus, Undrained shear strength, SHANSEP.

ملخص

تُعد قوة القص غير المستنزفة عاملاً أساسياً في توصيف سلوك التربة المعرضة للتحميل السريع. وهي عنصر أساسي في تقييم ثبات وتصميم منشآت الهندسة المدنية المبنية على الأرض أو في الأرض. تُظهر التربة في الهندسة الجيوتقنية مجموعة واسعة من أحجام الحبوب، من الطين إلى الرمال. تجمع بعض المواد الأرضية بين خصائص هذه الأجزاء المختلفة، مما يؤدي إلى سلوكيات معقدة تحت التحميل السريع. يتمثل الهدف من هذا المشروع في دراسة تأثير نسيج التربة على قيم قوة القص غير المستنزفة. لهذا الغرض، تم إجراء اختبارات القص غير المستنزف باستخدام جهاز قص ريشة مختبرية على عينات مشبعة بنسب متفاوتة من الطين والرمل. تم تدعيم هذه العينات بنسب مختلفة من التماسك الزائد لتحديد معادلات تاريخ الإجهاد والخصائص الهندسية المعيارية للتربة والبارامترات الرئيسية المرتبطة بها. ساهمت النتائج في فهم أفضل لتأثير نسيج التربة ودرجة التماسك الزائد وحالة الكثافة على سلوك الانضغاط والتورم. وعلاوة على ذلك، مكنت النتائج من تحديد معاملات تاريخ الإجهاد والخصائص الهندسية المعيارية للتربة اللازمة لتقدير قوة القص غير المستنزفة الطبيعية مع الإجهاد الرأسى الفعال، مما يسمح بمحاكاة ظروف أرضية محددة على أعماق مختلفة. هذه المعلومات ضرورية لدراسة وتحليل السيناريوهات الجيوتقنية الواقعية.

الكلمات المفتاحية: نسيج التربة، التماسك، جهاز القص بالريشة المختبرية، قوة القص غير المستنزفة، تاريخ الإجهاد والخصائص الهندسية الطبيعية للتربة