

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie civil

Par

Benali NOUGAR

Thème :

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS
ARGILEUX ET LIMONEUX EN LABORATOIRE : INFLUENCE
DE LA TAILLE DES GRAINS ET DE L'ETAT DE CONTRAINTE**

Soutenue le **07/10/2021**, devant le jury composé de :

DELLA Nouredine	Professeur	UHB Chlef	Président
ABAD Hichem	Professeur	UDL Sidi Bel Abbes	Examineur
KRIM Abdellah	Professeur	UIK Tiaret	Examineur
LAREDJ Nadia	Professeur	UAIB Mostaganem	Examineur
ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
BENESSALAH Ismail	MCA	UHB Chlef	Co-rapporteur

DEDICACES

Je dédie ce travail à mes parents qui m'ont apporté soutien et sympathie tout au long de mes études ; qu'ils sachent qu'il m'est fort agréable de leur en être reconnaissant

A ma femme qui m'a toujours encouragé pour une bonne continuité, à mes enfants Rania , youssouf et Ishak

Je le dédie aussi à tous et à ceux qui ont tendance de mettre à part un beau respect et une haute estime aux gens qui veillent pour la science et l'humanité.

REMERCIEMENTS

A l'issue de ce modeste travail je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué à sa réalisation et son suivi de près ou de loin.

Mes profonds remerciements sont adressés à Monsieur ARAB Ahmed en sa qualité d'encadreur qui, par ses conseils et orientation, a fait que ce travail a pu être finalisé.

Je tiens à remercier Monsieur BENESSALH Ismail qui a participé à mon orientation en sa qualité de co-encadreur

Je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur DELLA Noureddine qui a bien accepté de présider le jury de soutenance

Mes vifs remerciements sont adressés à Monsieur KRIM Abdellah, à Monsieur ABAD Hichem et à Madame LARADJ Nadia pour avoir accepté d'examiner ce travail et enrichir des débats

Enfin, j'adresse l'expression de ma profonde reconnaissance à tous les Professeurs et Enseignants qui nous ont tant appris à travers nos études et qui se sont dévoués à nous imprégner au domaine de la recherche scientifique et de l'enseignement supérieur.

Je ne peux terminer sans remercier tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de la partie expérimentale par leur soutien logistique et leur disponibilité.

Sommaire

Résumé	10
Abstract	11
Résumé en arabe	12
Notations	13
Introduction générale	14

Chapitre 1 :

Eléments bibliographiques

1.1. Introduction	18
1.2. Etat des contraintes et des déformations	19
1.3. Critère de résistance de Mohr-Coulomb	22
1.4. Comportement mécaniques des sols isotropes sous tel chargement	23
1.5. Concepts rhéologiques des matériaux granulaires	24
1.5.1. La contractance et la dilatance	24
1.5.2. Etat critique	25
1.5.3. Etat caractéristique	26
1.6. Facteur influençant le comportement des sols	28
1.6.1. Effet de la taille et la distribution des grains	28
1.6.2. Effet de la teneur en eau	29
1.6.3. Effet de la teneur en fines	31
1.6.4. Effet de la densité relative	36
1.6.5. Effet de la contrainte normale ou de confinement	39
1.7. Conclusion	41

Chapitre 2 :

Caractérisations des sols et dispositif expérimental

2.1. Introduction	43
2.2. Présentation des sols	44
2.3. Caractérisation des sols	45

2.3.1. Détermination de la masse volumique des grains solide	45
2.3.2. Caractérisation de l'argilosité des fines utilisées	46
2.3.3. Analyse granulométrique de différents mélanges	47
2.3.4. Calcul des indices de vides, le maximal (e_{max}) et le minimal (e_{min})	49
2.4. Dispositif expérimental pour essai de cisaillement	53
2.4.1. Manière dont se réalise un essai à l'appareil de cisaillement	54
2.4.2. Expression des résultats d'essais	56
2.5. Répétabilité des essais	59
2.6. Conclusion	60

Chapitre 3 :

Effet des fines sur le comportement mécanique des mélanges de sable-fines

3.1. Introduction	63
3.2. Procédure expérimentale	64
3.3. Résultats et discussion	65
3.3.1. Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef	65
3.3.2. Effet des fines sur la déformabilité sous condition de cisaillement	67
3.3.3. Influence des fines sur le critère de résistance de Mohr-Colomb	70
3.3.4. Influence des fines sur la résistance au cisaillement maximale	72
3.3.5. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques	75
3.3.5.1. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques à l'état moyennement dense	75
3.3.5.2. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques à l'état dense	76
3.3.6. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques	77
3.3.6.1. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables limoneux	77
3.3.6.2. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables argileux	78
3.3.6.3. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables limono-argileux	79

3.4 Conclusion	81
----------------	----

Chapitre 4 :

Influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sables limoneux et argileux

4.1. Introduction	84
4.2. Procédure expérimentale	84
4.3. Résultats et discussion	85
4.3.1. Effet de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement	85
4.3.2. Effet de la teneur en fines sur le comportement au cisaillement	92
4.3.3. Effet de la teneur en eau sur le comportement au cisaillement	96
4.4. Conclusion	100
Conclusion générale	102
perspectives	104
Références	105

Liste des figures

Chapitre 1 :

Eléments bibliographiques

Fig1.1 : Localisation d'Oued Chlef, Algérie, (1980)	15
Fig 1.2 : Cercle de Mohr en déformation Plane (Evesque, 2000)	22
Fig 1.3: Etat d'équilibre d'une couche de terrain (Evesque, 2000)	22
Fig 1.4: résultats typiques, essai drainé et essai non drainé (D'après Bahda, 1997)	24
Fig 1.5 : Résultats des essais de cisaillement direct de Casagrande (D'après Mahunthan et Schofield, 2000)	26
Fig 1.6 : Etat caractéristique (d'après Luong, 1978)	28
Fig 1.7 : Représentation de l'état caractéristique dans un essai drainé (D'après Touati, 1982)	28
Fig 1.8 : Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols pour un (Selon Benesslah, 2017)	30
Fig 1.9: Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, $D_r=65\%$, Bouri et al (2019)	31
Fig 1.10: variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada (Rapporté par Cubrinovski, 2002)	32
Fig 1.11. Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines (Arab, 2009)	33
Figure 1.12 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon (Arab 2008)	34
Fig1.13: Essais de compression drainée sur un mélange sable de Rass – Kaolin	35
Fig1.14: Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique, $D_r=65\%$, $\sigma_n=100\text{kPa}$	36

Fig1.15 : Evolution de l'indice des vides en fonction de la pression de confinement de 0 à 100 kPa pour le sable d'Hostun RF, (Benahmed, 2001)	38
Fig1.16 : Influence de l'indice de densité sur le comportement du sable d'Hostun RF (Benahmed, 2001)	38
Fig1.17 : Effet de la densité relative sur la variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau (Benessalah, 2017)	39
Fig1.18: Résultats d'essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef.(Selon Benessalah, 2017)	40
Fig1.19: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontale.(Aouali et al, 2018)	41

Chapitre 2 :

Caractérisations des sols et dispositif expérimental

Fig2.1 : Sols de base destinés à la reconstruction des mélanges	45
Fig2.2 : Courbes granulométriques de différents sols	49
Fig2.3 : variation des indices des vides en fonction de la teneur en différentes fines	53
Fig2.4 : appareil de cisaillement	54
Fig2.5 : Boite servant à l'appareil de cisaillement	55
Fig2.6 : Principe de fonctionnement de la boite	55
Fig2.7 : Expression de résultats d'essai se réalisant à l'appareil de cisaillement	57
Fig2.8 : Méthode graphique pour le calcul des contraintes propres à la rupture	59
Fig2.9 : Répétabilité des essais	61

Chapitre 3 :

Effet des fines sur le comportement mécanique des mélanges de sable-fines

Fig3.1 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$)	65
---	----

Fig3.2: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal à l'état dense ($D_r=85\%$)	67
Fig3.3: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$)	69
Fig3.4: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal à l'état dense ($D_r=85\%$)	70
Fig3.5: Courbes intrinsèques à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$)	71
Fig3.6: Courbes intrinsèques à l'état dense ($D_r=85\%$)	72
Fig3.7: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$)	74
Fig3.8: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines à l'état dense ($D_r=85\%$)	75
Fig3.9: Variation des caractéristiques mécaniques de différents sables en fonction de la teneur en fines à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$)	76
Fig3.10: Variation des caractéristiques mécaniques de différents sables en fonction de la teneur en fines à l'état dense ($D_r=85\%$)	78
Fig3.11: Variation des caractéristiques mécanique des sables limoneux en fonction de la teneur en limon	79
Fig3.12: Variation des caractéristiques mécanique des sables argileux en fonction de la teneur en argile	80
Fig3.13: Variation des caractéristiques mécanique des sables limono-argileux en fonction de la teneur en limon argileux	81

Chapitre 4 :

Influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sables limoneux et argileux

Fig4.1 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega =5\%$)	88
Fig4.2 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega 5\%$)	89
Fig4.3 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega =10\%$)	91

Fig4.4 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$)	92
Fig4.5 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 5\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	94
Fig4.6 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 5\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	94
Fig4.7: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	96
Fig4.8 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	96
Fig4.9: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($f_c = 20\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	98
Fig4.10: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($f_c = 20\%$; $\sigma_n = 100$ kPa)	100

Liste des tableaux

Tableau2.1 : Masses volumiques de différents mélanges	46
Tableau2.2 : Limites d'Aterberg de différentes fines	47
Tableau2.3 : caractéristiques granulométriques de différents mélanges	50
Tableau2.4 : indices des vides extrêmes et autres de différents mélanges	52

Résumé

Le travail réalisé dans cette thèse est consacré totalement à une étude du comportement mécanique du sable de Chlef, en mélanges avec de différentes teneurs en fines ; le comportement au frottement, à la cohésion et la résistance au cisaillement ont été tenus en objectif de ce travail, Dans l'optique de mettre en exergue le type des fines en termes de plasticité, des essais de cisaillement direct ont été réalisés. D'une part, des échantillons de sables secs mélangés avec des fines non-plastiques (Limon) ou des fines plastiques (Argile), ont été préparés via deux densités relatives initiales $Dr=55\%$ et $Dr=85\%$ puis consolidés et cisailés sous des contraintes normales de 100, 200 et 400 kPa. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement et l'angle de frottement diminuent, quand les fines sont du limon. Mais quand les fines sont de l'argile ou du limon argileux, ils diminuent puis augmentent. D'autre part, des échantillons de sables contenant du limon ou de l'argile préparés par la méthode du damage humide à $\omega = 5$ et 10% et à $Dr=55\%$ ont été également manipulés sous des contraintes de 50, 100 et 200 KPa. En fonction de la teneur en eau et la teneur en fines, la valeur de la résistance au cisaillement est justifiée par un état de plasticité que les fines ont atteint en présence des deux teneurs, en eau et en fines, en rapport à la fraction du sable existante dans le mélange. En termes de déformation les fines plastiques (Argiles) réduisent le caractère dilatant plus que les fines non-plastiques (Limon) des mélanges sable/fines. Sur cette base, les fines plastiques réduisent la stabilité des mélanges d'où diminution de la résistance du sable argileux.

Mots-clés : Mélanges Sable/Fines ; Comportement mécanique ; Teneur en fines, Plasticité, Caractère dilatant.

Absract

The work carried out on this thesis is mainly devoted to a study of the mechanical behavior of Chlef sand mixed with different fines contents; highlight the type of fines in terms of plasticity. Direct shear tests are performed; first, on dry samples of sands mixed with non-plastic fines (Silt) or plastic fines (Clay), prepared using two initial relative densities $D_r = 55\%$ and $D_r = 85\%$ and consolidated under normal stresses of 100, 200 and 400 kPa. The results show that the shear strength and the friction angle decrease when the fines are silt. But when the fines are clay or silty clay, they decrease to a threshold and then increase again. On the other hand, samples of sands containing silt or clay prepared by the wet tamping method $\omega = 5$ and 10% and $D_r=55\%$, were also handled under stresses of 50, 100 and 200 KPa. Depending on the water content and the fines content, the value of the shear strength is justified by a state of plasticity that the fines have reached by concomitantly of two contents, in water and in fines, in relation to the fraction of existing sand in the mixture. In terms of deformations, in general, the plastic fines (Clay) reduce the expansion character more than the non-plastic fines (Silt) of the sand/fines mixtures. On this basis, the plastic fines reduce the stability of the mixtures and therefore the resistance of the soil.

Keywords: Sand/Fines mixtures; Mechanical behavior; Fine content, Plasticity, Expansion character.

خلاصة

العمل الذي تم في رسالة الدكتوراه هذه مكرس بشكل أساسي لدراسة السلوك الميكانيكي لرمل الشلف ممزوج بحبيبات دقيقة مختلفة. مع إبراز نوع الحبيبات الدقيقة من حيث اللدونة. تم إجراء اختبارات القص المباشر ؛ أولاً ، على عينات جافة من الرمال الممزوجة بحبيبات دقيقة غير بلاستيكية (الطمي) أو حبيبات دقيقة بلاستيكية (طين) ، محضرة باستخدام كثافتين نسبيتين أوليتين 55% و 85% ومدمجة تحت اجتهادات عمودية 100, 200 و 400 كيلو باسكال . أظهرت النتائج أن مقاومة القص وزاوية الاحتكاك تقل عندما كانت الحبيبات الدقيقة عبارة عن طمي. ولكن عندما تكون عبارة من الطين أو الطمي الطيني، فإنها تنخفض إلى الحد الأدنى ثم تزيد مرة أخرى. من ناحية أخرى، تم أخذ عينات من الرمال المحتوية على الطمي أو الطين المحضر بطريقة الدك الرطب مع محتوى ماء 5% أو 10%. اعتمادًا على محتوى الماء ومحتوى الحبيبات الدقيقة ، يتم تبرير قيمة مقاومة القص من خلال حالة اللدونة بالتزامن مع اثنين من المحتويات ، محتوى الماء ومحتوى الحبيبات الدقيقة ، فيما يتعلق كذلك بنسبة الرمل الموجود في الخليط. من حيث التشوهات ، بشكل عام ، تقلل الحبيبات البلاستيكية (الطين) من طابع التمدد أكثر من الحبيبات غير البلاستيكية (الطمي) لمخاليط الرمل مع الحبيبات الدقيقة. وعلى هذا الأساس تقلل الحبيبات الدقيقة البلاستيكية من ثبات الخلائط وبالتالي تقلل من مقاومة التربة.

الكلمات المفتاحية: مخاليط الرمل مع الحبيبات الدقيقة ؛ السلوك الميكانيكي ؛ محتوى الحبيبات الدقيقة ؛ اللدونة ؛ الطابع التمدد

Notations

ε_{ij}	Tenseur de déformations
σ_{ij}	Tenseur de contraintes
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_1, \varepsilon_3$	Déformation linéaire
γ_{xy}	Distorsion
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_n, \sigma_N, \sigma$	Contrainte normale
φ, ϕ	Angle de frottement
C	Cohésion
σ_{rup}	Contrainte normale à la rupture
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{rup}	Contrainte de cisaillement à la rupture
τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale
q	Déviateur des contraintes
ε_v	Déformation volumique
u	Pression interstitielle
Δ_h, Δ_H	Déplacement horizontal
Δ_v	Déplacement vertical
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
FC	Fraction des fines
Id, Dr	Indice de densité, densité relative
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
G_s	Masse spécifique des grains solides
ω	Teneur en eau
D_{10}	Diamètre effectif
D_{50}	Diamètre moyen
C_U	Coefficient d'uniformité
C_C	Coefficient de courbure

Introduction générale

Le comportement mécanique, en spécifiant les sols, est la propriété qu'a un grain en qualité de la manière dont il réagit lorsqu'il qu'il est soumis à des forces de contact extérieures exercées en sorte d'un état de contraintes (D'après Pouliquen, 2001). Un point matériel de sable situé à une telle profondeur ne peut, en effet, supporter qu'une charge moins contraignante par rapport à sa capacité de résistance. En principe, quand un sable change de propriétés physiques ou il est soumis à un chargement mécanique ou hydraulique additif, peut être, aurait-t-il un comportement mécanique de précarité qui pourrait être à l'origine d'une instabilité voire d'un effondrement (Vilotte, 2001). Donc on doit principalement décrire cette perte de résistance pour prédire l'insécurité des ouvrages.

Les comportements mécaniques des sables étaient souvent une préoccupation technique à vouloir assumer par de nombreux chercheurs. Malgré tout, l'imprévu a été couramment rencontré d'après la dégradation des ouvrages qui s'est survenue partout. L'état des matériaux a part prépondérante dans l'incidence des phénomènes naturels parmi lesquels on trouve les mouvements des dunes, les avalanches de roches, et les glissements de terrain (fig. 1.1) qui se produisent pour la dégradation de la stabilité lors que le matériau ne s'adapte pas à sa nouvelle structure en conditions des forces de contact extérieures.

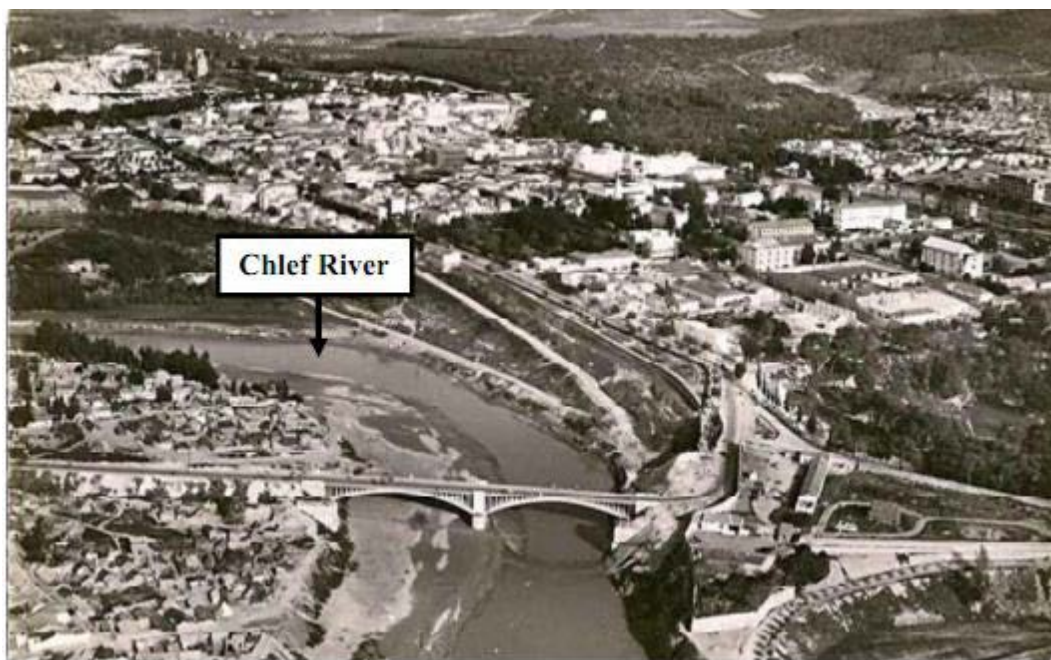


Fig1.1 : Localisation d'Oued Chlef, Algérie, (1980).

Tant de chercheurs ont focalisé leurs études sur le comportement mécanique des sables, aux niveaux de la théorie et de l'expérimental. Ce comportement dépend de plusieurs facteurs initiaux (Arab, 2009), à savoir parmi autres, l'origine, la taille et la forme des grains, l'indice des vides, la teneur en fines, la plasticité des fines, la teneur en eau, la structure de la matrice et l'état des contraintes.

En revanche, la vraie description des comportements des sables ne peut être conçue qu'après pouvoir relier son état rompu aux certains paramètres qui l'induisent. L'angle de frottement interne, la cohésion, la résistance au cisaillement et les propriétés rhéologiques sont couramment mis en discussion pour la description du comportement.

Quand au laboratoire, deux choix sont à tenir en compte. L'un s'installe à la récupération des matériaux qu'on doit assujettir à l'épreuve, donc une meilleure caractérisation doit leur être exécutée pour qu'ils soient considérés comme représentatifs de sols naturels. Pendant l'autre, on opte pour des essais à réaliser selon l'objectif recherché qui impose de telles conditions de laboratoire et de tels appareillages à utiliser. Etant donné la diversité des sables naturels de la région de chlef, que les matériaux considérés, le cours du travail expérimental, afin de leur décortiquer le comportement mécanique, depuis des résultats obtenus à partir de la réalisation des essais mécaniques à la boîte de cisaillement, sont des sables limoneux, des sables argileux et des sables limono-argileux.

Le bilan du travail réalisé est présenté dans cette thèse en quatre chapitres qu'on décrit brièvement.

-Le premier chapitre réunit une synthèse bibliographique des travaux à consulter à partir de la littérature et qui intéressent nécessairement la recherche consacrée dans cette thèse. Elle est faite aux travers des études menées sur des sables

-Le deuxième chapitre concerne la présentation de l'appareil utilisé, le protocole d'essais et la caractérisation des sols mentionnés ci-dessus tels que des sables limoneux, des sables argileux et des sables limon-argileux.

-Le troisième chapitre est consacré à la présentation des comportements mécaniques des sols de sable limoneux, de sable argileux et de sables limono-argileux aux états de densité dense et moyennement dense tout en considérant la matrice comme sèche.

-Le quatrième chapitre concerne, à condition humide et sèche, l'étude du comportement mécanique des sols de sable limoneux et de sables argileux à l'état de densité relative moyennement dense.

Les deux derniers chapitres ont été adoptés comme l'un justificatif de l'autre, en termes des résultats trouvés. Pendant le premier, le matériau a été pris à sec pour en faire un témoin, par rapport à quoi on se réfère. Etant donné l'état moyennement dense du matériau qui présente généralement un comportement intermédiaire d'après la littérature qu'on s'en est intéressé, pendant le deuxième chapitre, de l'étude de l'effet de la teneur en eau en présence des certaines teneurs en argile et en limon sur le comportement du sable moyennement dense.

Chapitre 1

Eléments bibliographiques

1.1. Introduction :

Les sables se trouvent dans la nature sous forme de mélanges avec des autres éléments qui sont, en générale, du limon et de l'argile en proportions. Terzaghi a commencé les premiers travaux dans la mécanique des matériaux granulaires à l'échelle du grain. Il a constaté qu'une compréhension fondamentale du comportement mécanique du sable commence par définir la nature spécifique du sable comme un matériau composé de grains séparés (Santamaria, 2001). Son comportement mécanique est le facteur fondamental de la stabilité des terrains sauf perte de résistance. L'état des contraintes auquel se soumettra un élément ou un massif de sable est à l'origine d'une telle réponse émanant de celui-ci en qualité de comportement mécanique (Benahmed, 2001 ; Bonilla, 2004)

Les sables, entre eux, ont des comportements mécaniques variés, en raison desquels, ils n'ont pas la même capacité à résister contre un chargement donné. A condition d'un chargement tel, un sable se rompt alors qu'un autre maintient sa stabilité, sauf changement des conditions qui la favorisent son état endurant (Chapeau et al, 2005). La reconnaissance d'un sable du point de vue du comportement mécanique est pratiquement estimable, mais la susceptibilité de ce sable à changer de structure par effet divers, est fort possible dans la réalité (Della, 2010 ; Arab et al, 2013.). Alors, il devient autre qu'il était et peut soit s'améliorer en se faisant avoir un comportement bénéfique, soit se dégrader en se faisant avoir un comportement néfaste. Mais le plus fort que l'ingénieur est que, dans certains cas, le changement de la structure d'un sable à tel état induit la perturbation de son comportement habituel adéquat, d'autant plus que les sols en général sont largement utilisés comme support, comme supportés par un ouvrage et comme eux-mêmes des ouvrages.

Le comportement mécanique des sables sous leurs aspects résistance et déformabilité dépend, d'une part, de leurs structures dont les inclusions et le degré de saturation font partie, et d'autre part, des conditions externes environnant le matériau comme l'état des contraintes (Hussein, 2008). La mise en facteurs de ce comportement d'une manière parfaite est une tâche complexe. Les facteurs qui le définissent ont été entrepris différemment par de nombreux chercheurs, depuis la littérature. Beaucoup de résultats relèvent des travaux réalisés, ils ont été trouvés soit théoriquement, soit expérimentalement, en vu de prédire le comportement des sables ou réparer les massifs sableux. Néanmoins, on se trouve parfois affrontés apparemment par des résultats controversés ; des chercheurs le témoignent (Benahmed, 2001 ;Arab, 2008,...etc).

1.2. Etat des contraintes et des déformations

Mettons un milieu dont on voudrait saisir la réponse sous chargement drainé dans le domaine des contraintes développées à de petites déformations ayant comme propriétés élastiques les modules d'Young (E), de Colomb (G), et le coefficient de poisson (ν) reliées entre elles par la relation :

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (1.1)$$

Dans un repère (xz), on considère le tenseur des déformations comme le montre l'expression (1.2), à l'état plan en un point comme pure en fonction de la distorsion ($\gamma_{xz} = \gamma_{zx}$) et des déformations linéaires (ε_x et ε_z).

$$\varepsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \frac{\gamma_{xz}}{2} \\ \frac{\gamma_{xz}}{2} & \varepsilon_z \end{pmatrix} \quad (1.2)$$

Ainsi dans le même repère, le tenseur des contraintes s'établit en fonction des deux contraintes normales (σ_x et σ_z) et la contrainte de cisaillement ($\tau_{xz} = \tau_{zx}$) comme suit :

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{pmatrix} \quad (1.3)$$

La loi de comportement d'un matériau isotrope vérifie les relations contraintes-déformations qui suivent :

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu\varepsilon_z) \\ \sigma_z = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu\varepsilon_x + \varepsilon_z) \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} = G\gamma_{xz} \end{cases} \quad (1.4)$$

Sachant que la loi de comportement n'est pas influencée par la rotation du repère, si l'on considère deux axes propres 1 et 3, le système des équations (1.4) se transformera à celui (1.5)

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_3) \\ \sigma_3 = \frac{E}{1-\mu^2} (\nu\varepsilon_1 + \varepsilon_3) \\ \tau_{1,3} = \tau_{3,1} = 0 \end{cases} \quad (1.5)$$

On peut écrire également sur n'importe quelle facette de pente (tg θ) passant par le point en question (fig 1.2) les contraintes normales et la contrainte de cisaillement (expression 1.6)

$$\begin{cases} \sigma_\theta = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\varepsilon_\theta + \nu\varepsilon_{\theta+\frac{\pi}{2}} \right) \\ \sigma_{\theta+\frac{\pi}{2}} = \frac{E}{1-\mu^2} \left(\nu\varepsilon_\theta + \varepsilon_{\theta+\frac{\pi}{2}} \right) \\ \tau_\theta = \tau_{\theta+\frac{\pi}{2}} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_\theta \end{cases} \quad (1.6)$$

Par principe de la compatibilité des déformations, telle qu'elle est considérée vérifiée tant que le matériau est en équilibre, le système (1.7) s'établit :

$$\begin{cases} \sigma_\theta = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta+\frac{\pi}{2}} = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \cos 2\theta \\ \tau_\theta = \tau_{\theta+\frac{\pi}{2}} = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \sin 2\theta \end{cases} \quad (1.7)$$

Les équations du système (1.7) s'arrangent en l'équation (1.8) du cercle de Mohr des contraintes en déformation plane (fig 1.3)

$$\left(\sigma_\theta - \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} \right)^2 + (\tau_\theta)^2 = \left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \right)^2 \quad (1.8)$$

Les expressions des déformations linéaires et des distorsions (système 1.9) sont données en fonction des déformations linéaires propres par combinaison des deux systèmes (1.6 et 1.7)

$$\begin{cases} \varepsilon_\theta = \frac{\varepsilon_1+\varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1-\varepsilon_3}{2} \cos 2\theta \\ \varepsilon_{\theta+\frac{\pi}{2}} = \frac{\varepsilon_1+\varepsilon_3}{2} - \frac{\varepsilon_1-\varepsilon_3}{2} \cos 2\theta \\ \gamma_\theta = \gamma_{\theta+\frac{\pi}{2}} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin 2\theta \end{cases} \quad (1.9)$$

Les équations du système (1.9) peuvent se réduire à l'équation (1.10) qui est l'équation du cercle de Mohr des déformations à l'état plan dans le plan (ε, γ)

$$\left(\varepsilon_\theta - \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_\theta}{2}\right)^2 = \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2}\right)^2 \quad (1.10)$$

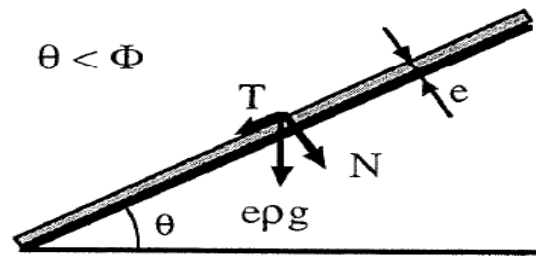


Fig 1.2 : Cercle de Mohr en déformation Plane (Evesque, 2000).

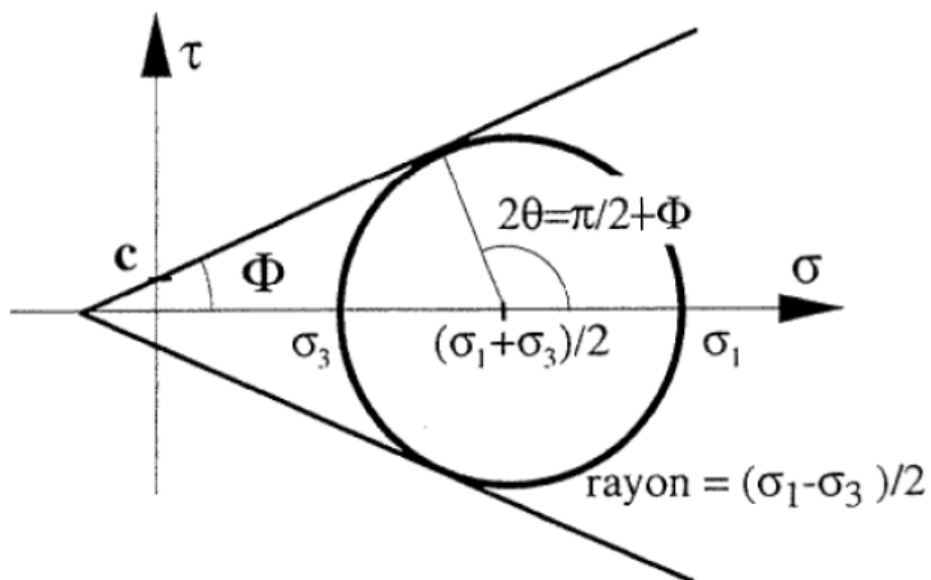


Fig 1.3: Etat d'équilibre d'une couche de terrain (Evesque, 2000).

1.3. Critère de résistance de Mohr-Coulomb

Coulomb (1773) a utilisé un coefficient de frottement dans le domaine de la mécanique de milieux granulaires (Evesque 2000). Il a trouvé qu'une couche de terrain d'épaisseur (e), de masse volumique ρ et d'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale θ (figure 1.1), n'est en équilibre sauf satisfaction de l'équation (1.11) exprimée en fonction de T et N qui sont respectivement les composantes tangentielle et normale du poids, et de $\tan\phi$ qui est le coefficient de frottement à l'interface où ϕ est l'angle du frottement interne du sol.

$$T = N \tan\phi \quad (1.11)$$

La courbe intrinsèque du cisaillement qu'on donne dans le plan (σ, τ) , visualise la variation de la contrainte de cisaillement à la rupture en fonction de la contrainte normale provoquant la rupture. Les expérimentations qui ont été faites par de nombreux auteurs à l'instar de Coulomb ont montré qu'on peut approximer cette courbe en une droite définie par l'équation (1.12) où C est la cohésion du matériau.

$$\tau_{rup} = C + \sigma_{rup} \tan\phi \quad (1.12)$$

Puisque n'importe quel élément sous cisaillement est considéré divisé en deux parties dont l'une agit sur l'autre de façon égale et réciproque, une seconde droite symétrique à la première se dessine par rapport à l'axe σ . Pour le calcul des caractéristiques mécaniques, on se suffit habituellement de l'action de la partie supérieure sur la partie inférieure représentée par la droite de dessus (fig 1.3).

Le cercle de Mohr exprimé par l'équation (1.8), lorsqu'il est situé à l'intérieur du secteur limité par l'enveloppe de Coulomb (fig 1.3), L'équilibre mécanique est assuré. Si le cercle est tangent à l'enveloppe, il y aura un plan de cisaillement où l'on donne la contrainte de cisaillement à la rupture (τ_{rup}) par l'expression (1.14). On note bien que cette contrainte à la rupture n'est pas la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) que donne l'expression (1.15), mais elle lui est inférieure pour tout sol n'étant pas tout à fait cohérent.

$$\tau_{rup} = \tau_{max} \sin 2\theta_{rup} \quad (1.14)$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1.15)$$

Le plan de cisaillement dont la contrainte de cisaillement est maximale et la contrainte normale est une contrainte moyenne fait un angle ($\theta = \pi/4$) avec l'horizontale. Cependant celui dont les contraintes de cisaillement et normale indiquant un état de rupture fait un angle $\theta = \theta_{rup} = (\pi/4 - \phi/2)$. A la rupture, les contraintes propres σ_1 et σ_3 s'expriment l'une en fonction de l'autre, compte tenu de la cohésion et l'angle de frottement, comme le montre les deux expressions (1.16 et 1.17).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan 2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.16)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan 2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.17)$$

1.4. Comportement mécaniques des sols isotropes sous tel chargement

Un comportement mécanique, via une étude expérimentale, est une préoccupation doublée selon qu'il réunit le type de chargement et la condition de drainage. Encore, pour parvenir à une analyse dépourvue de toute analogie, on seconde habituellement, selon le but recherché, le chargement à chacune des conditions de drainage, surtout au cas où le matériau aurait un caractère intermédiaire entre cohésif et non cohésif, comme le cas des sables contenant des fines argileuses plutôt que de fines limoneuses. Un comportement mécanique des sols sableux est considéré soit en condition drainée, soit en condition non drainée (fig 1.4). Les conditions de drainage ont pour but de décrire les comportements de différents matériaux sous tel chargement.

Le matériau a un comportement drainé lorsque l'eau occluse dans les interstices, au cours du chargement a tendance de s'écouler librement entre les grains. Un comportement proprement drainé exige, d'une part, que la vitesse d'application du chargement soit suffisamment lente pour qu'aucune surpression interstitielle ne soit générée; et d'autre part, il faut que l'application du chargement dure suffisamment longtemps pour que la surpression interstitielle si elle existe soit dissipée.

Pour cette exigence, la pression interstitielle ne se développe pas, et les contraintes totales sont des contraintes effectives, les efforts appliqués se transmettent intégralement au squelette du sol, le volume entre les grains change au cours du chargement et le matériau change de volume. En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont

appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

On considère le comportement mécanique du matériau granulaire comme non drainé dans le cas où l'eau interstitielle est retenue dans le matériau lors de l'application du chargement. Le matériau se déforme sous une variation de volume nulle. Lorsque la vitesse de la sollicitation est élevée, une surpression interstitielle se développe, et il en résulte la diminution des contraintes effectives. Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques non drainées. Elles représentent le comportement de la phase entière, compte tenu de la présence d'eau.

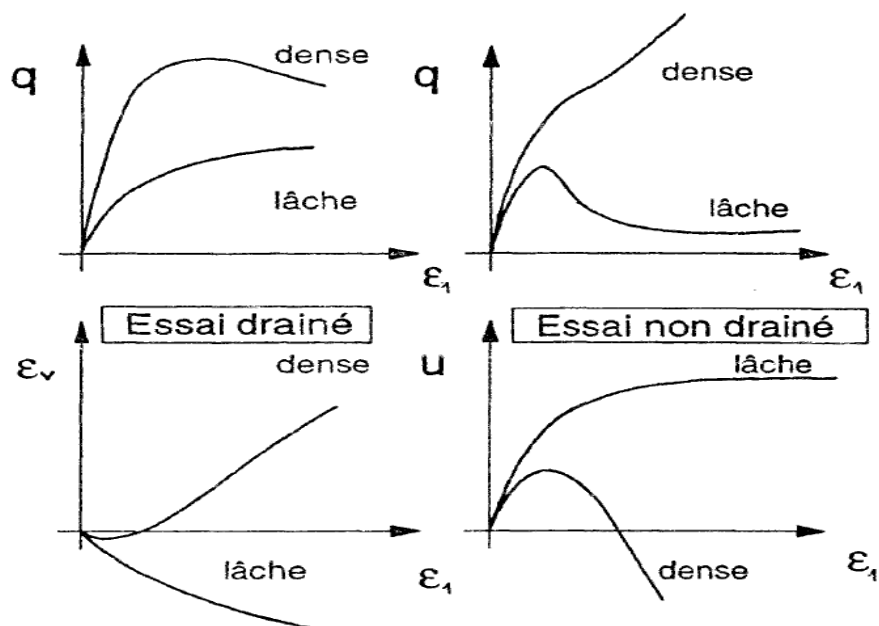


Fig 1.4: résultats typiques, essai drainé et essai non drainé.
(D'après Bahda, 1997)

1.5. Concepts rhéologiques des matériaux granulaires

1.5.1. La contractance et la dilatance

La contractance et la dilatance sont directement liées à l'état de densité initial du matériau exprimé principalement en termes d'indice des vides, et à l'état des contraintes. Les deux peuvent être observées sur un même matériau s'il est moyennement lâche ou moyennement dense. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée lors de laquelle les grains du matériau s'enchevêtrent. Le phénomène est

d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. La dilatance correspond au phénomène inverse, observable dans les sables denses.

En comparaison avec le comportement drainé, la contractance et la dilatance, dans un essai de cisaillement non drainé, sont définies par une génération positive et négative de surpression interstitielle respectivement. La phase de contractance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. La phase de dilatance se traduit par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

1.5.2. Etat critique

Casagrande cité dans (Bonilla, 2004 ; Benahmed, 2001) a été le premier qu'a introduit le concept de l'indice de vides critique.

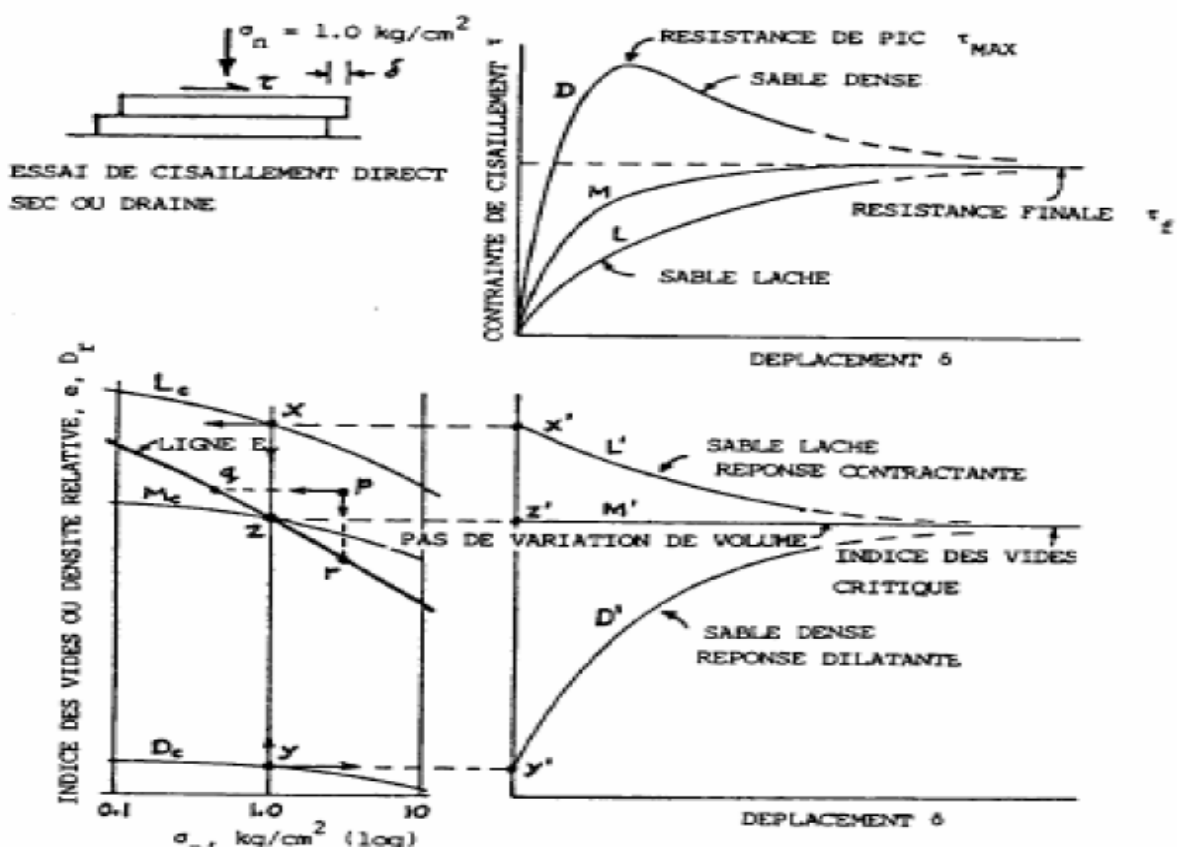


Fig 1.5 : Résultats des essais de cisaillement direct de Casagrande (D'après Mahunthan et Schofield, 2000)

En réalisant des essais sur deux sables lâche et dense du même matériau à l'appareil de cisaillement direct à une contrainte normale, il a constaté que, lors du changement de volumes de ces deux sables en se contractant et en se dilatant respectivement, les deux densités des deux matériaux convergent vers une même densité relative ultime qui s'exprime aussi en termes d'indice de vides, appelée densité critique ou indice de vides critique. Dès que cet indice critique est atteint, le matériau continue à se déformer à volume et à contrainte de cisaillement constants.

En réalisant plusieurs essais sur un même sable, chacun, à une contrainte normale, Casagrande a constaté que la densité critique ou l'indice des vides critique est une fonction de celle-ci. Quand la contrainte normale (P') augmente, l'indice des vides critique diminue. En se basant sur cette constatation, il a représenté les points critiques dans le plan ($e, \log p'$) et a tracé la courbe qui est la ligne d'état critique notée E dans la (figure 1.5). La ligne d'état critique sépare le domaine contractant du domaine dilatant. Un matériau dont l'indice des vides initial est situé au-dessus de cette ligne, son indice des vides diminue, sous condition de cisaillement. Mais s'il est situé au-dessous, son indice des vides augmente.

Selon Schofield et Wroth (1968), l'état critique est celui au niveau duquel le sol a le caractère, de s'écoulant comme un fluide visqueux, s'il subsiste à être cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique et ne tient pas en compte la réorientation ou la dégradation des grains.

1.5.3. Etat caractéristique

Depuis la figure (1.6) présentée dans le plan (q, p'), on observe une droite caractéristique notée L_c et une droite de rupture notée L_r tracées pour un déviateur positif, et deux autres tracées pour un déviateur négatif. Les deux droites L_c servent pour bornes au domaine subcaractéristique de contractance; elles font entre elles un angle appelée angle caractéristique. Cependant le domaine surcaractéristique de dilatance est limité par la droite surcaractéristique L_c et la droite de rupture L_r .

Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981) définissent l'état caractéristique comme étant l'état du matériau lors de son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant sous chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Cet état est présenté par une droite L_c passant par l'origine ayant comme pente $\eta_c = (q/p)_c$.

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (fig 1.7)

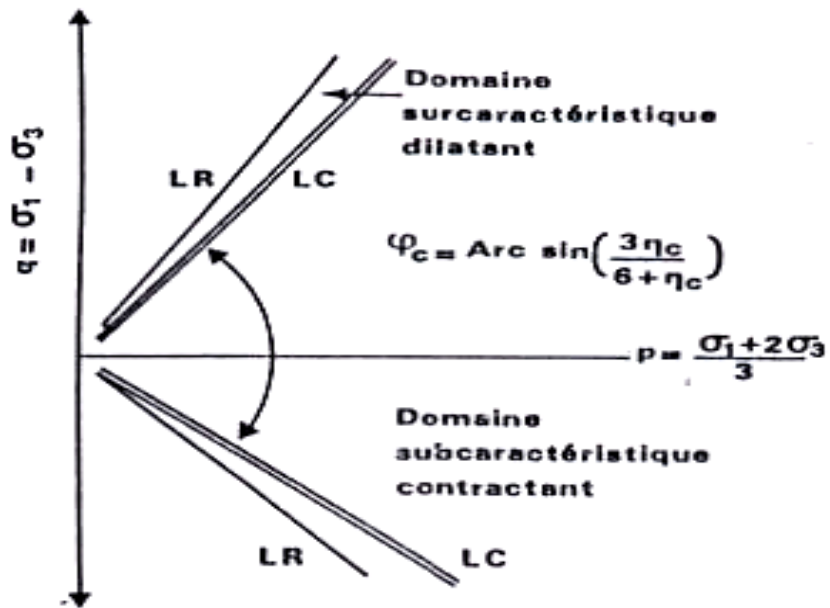


Fig 1.6 : Etat caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (d'après Luong, 1978)

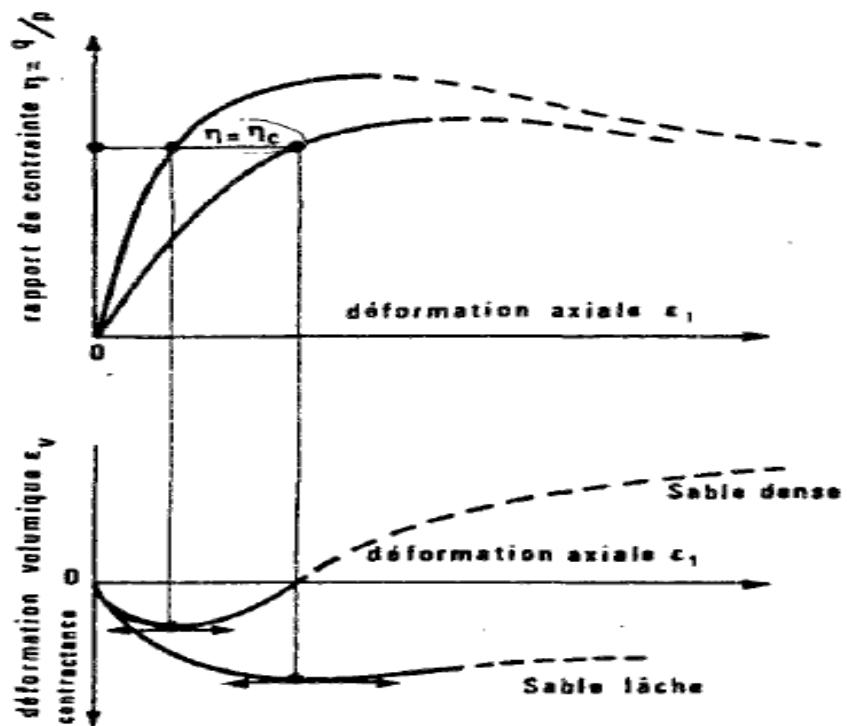


Fig 1.7 : Représentation de l'état caractéristique dans un essai drainé, (D'après Touati, 1982)

1.6. Facteur influençant le comportement des sols

1.6.1. Effet de la taille et la distribution des grains

La distribution des grains en fonction de leurs tailles a un effet important sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Plusieurs études ont été menées là-dessus.

(Hicks et Monismith, 1971) ont montré que la taille et la distribution des grains influent effectivement sur la résistance d'un matériau. Selon eux, la rigidité varie aussi selon que les grains soient totalement ou partiellement concassés ; elle croît avec l'augmentation de la taille maximale des grains pour les matériaux ayant la même quantité de fines et la même distribution des grains.

En 1885, Reynolds a introduit pour la première fois la définition de la dilatance. Un matériau granulaire se dilate avant de se déformer contrairement à ce qu'il ne se déforme pas sans manifester d'abord une dilatance. Le mécanisme de cette déformation est lié au glissement des grains les uns sur les autres en présence de vides entre les grains. La granulométrie cause le même phénomène selon que les grains les plus petits remplissent les vides. Ce nouvel arrangement accorde au matériau une structure plus rigide et par conséquent une résistance plus grande. Cette idée est recourue pour comprendre de façon grandiose le comportement mécanique des matériaux granulaires, mais elle n'est pas tout à fait utile lors d'une étude plus détaillée (Müller, 1996).

Terzaghi a commencé les premiers travaux dans la mécanique des matériaux granulaires à l'échelle du grain. Il a lié la compréhension fondamentale du comportement mécanique du sable à la définition de la nature spécifique du sable comme étant composé de grains étroitement mitoyens (Santamaria, 2001).

Gauthier (1991) a trouvé que la granulométrie a une influence appréciable sur l'angle de frottement interne d'un matériau granulaire en mouvement. Autant cet angle diminue, autant les dimensions des granules augmentent, a-t-il supposé. Etant donné que les mesures n'ont pas été faites avec suffisamment de granules de différentes natures et de différentes granulométries pour chaque type de matériau, il n'a pas pu trancher systématiquement sur l'influence de la nature et de la granulométrie du matériau

1.6.2. Effet de la teneur en eau

Beaucoup de travaux expérimentaux et théoriques ont discuté l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des milieux granulaires (Evesque, 2000 ; Boulet et al.2007 ; Richeleu, 2006). Ces études donnent l'impression qu'on peut traiter les deux parties solide et liquide, chacune à l'écart ; et tant que les contacts entre les grains subsistent à être maintenues, il y a, par conséquent, des forces de contact. Il a été montré que la résistance du matériau, tant que la quantité d'eau reste faible, connaît une croissance avec l'augmentation de la teneur en eau.

L'effet de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques a été étudié aussi par Hambley et al. (1983) cités dans (Hajigeorgio et Lessard, 2004). Ils ont montré que la teneur en eau influe significativement la cohésion et l'angle de frottement interne des matériaux granulaires.

Richeleu (2006) rapporte que plusieurs travaux ont montré que la cohésion croît avec l'augmentation de la teneur en eau, de façon non linéaire et se stabilise à une valeur maximale qui dépend de la nature du matériau. L'augmentation de la résistance au cisaillement est due à l'augmentation de la densité en présence d'eau.

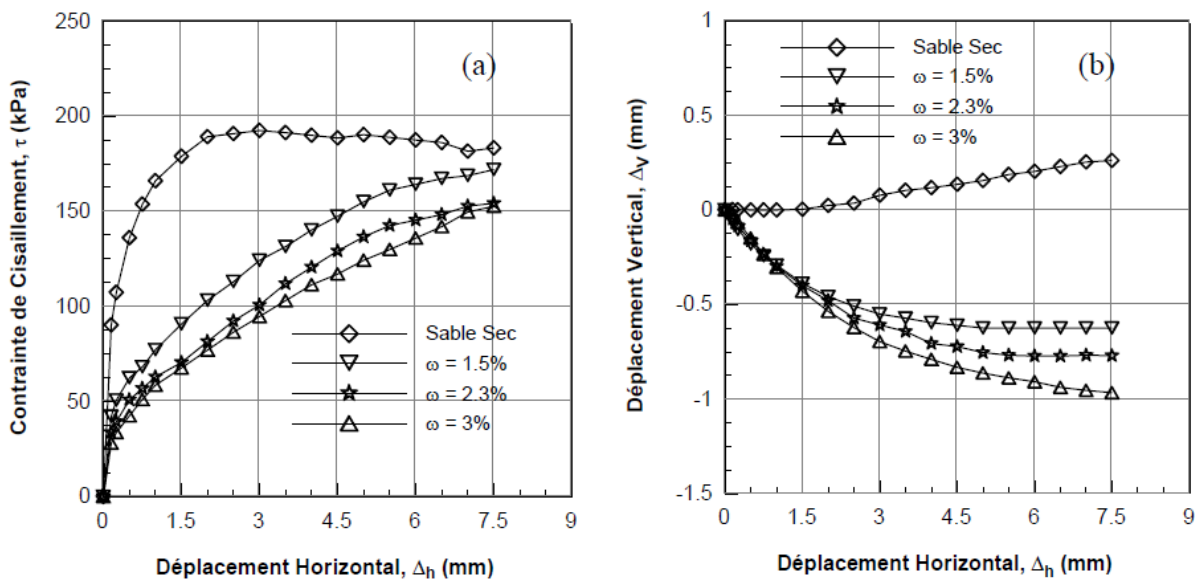


Fig 1.8: Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols pour un confinement 200Kpa, (Selon Benesslah, 2017)

Benessalah (2017), lors de son travail qu'il a mené sur le sable de chlef à densité relative ($Dr=48\%$) en se basant sur des essais de cisaillement direct réalisés sous une contrainte normale de 200Kpa, a trouvé que le sable sec développe une résistance au cisaillement, remarquablement indiquée par un pic, élevée par rapport aux sables humides. Globalement, cette résistance diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (fig 1.8a). D'autant plus que la contractance est beaucoup plus développée en augmentant la teneur en eau ; il a trouvé que le sable sec a développé un comportement peu dilatant (fig 1.8b)

Bouri et al (2019), depuis les résultats qu'ils ont obtenus à partir de la réalisation des essais de cisaillement direct à la boîte sur le sable propre de chlef à 200Kpa de contrainte normal et à $dr=65\%$, ont trouvé que la contrainte de cisaillement maximale diminue avec l'augmentation de la teneur en eau de 0 à 3%. Les échantillons ayant 0 et 1 % de teneur en eau ont des résistances au cisaillement maximales coïncidant, chacune, avec une déformation horizontale comprise entre 2.5mm et 3 mm. Les sables contenant 2 et 3% de teneur eau se comportent comme un sable lâche (fig 1.9a). A partir de la figure (1.9b), ils ont trouvé que l'augmentation de la teneur en eau influe clairement sur le changement volumique. A 0 et 1% de teneur en eau, le matériau développe une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance, tandis qu'à 2 et 3% teneur en eau, son comportement est absolument contractant.

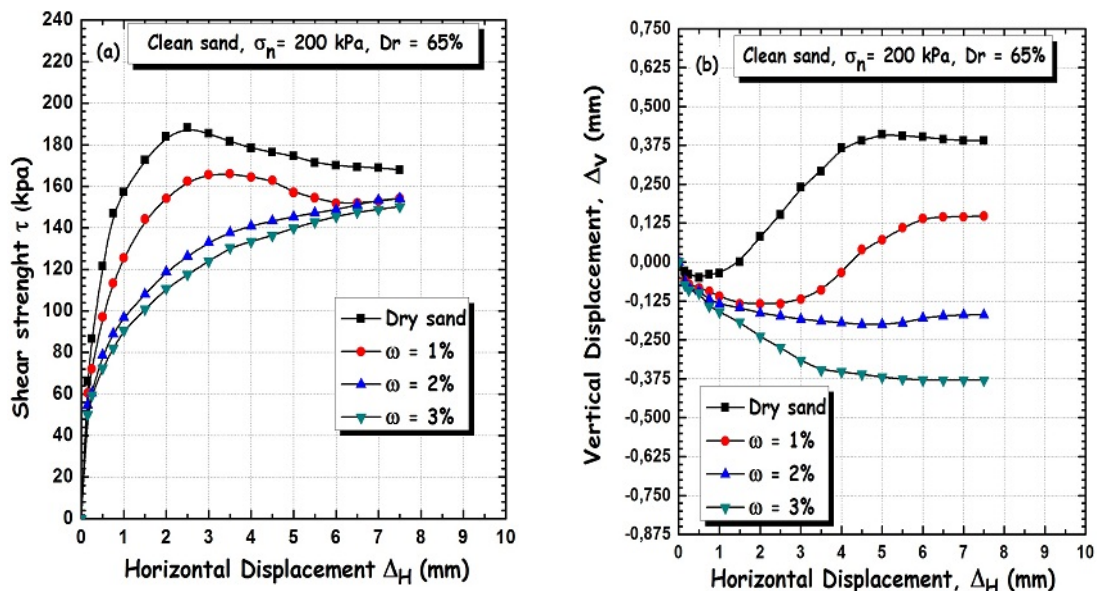


Fig 1.9: effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de chlef, $Dr=65\%$, Bouri et al (2019)

1.6.3. Effet de la teneur en fines

Les fines occupent les vides entre les particules de sable et créent des ponts entre celles-ci permettant de communiquer une action externe par réponse interne. Quand elles sont incluses dans le sable de chlef à quantité considérable, elles contribuent en plus au passage des grains du sable, les uns par rapport aux autres, et augmentent considérablement le potentiel d'instabilité de la matrice du matériau. Ce qui ne s'accorde pas avec l'évolution du comportement classique du sol en fonction de la densité, (Arab, 2008)

lade et al (1998), dans leurs études qu'ils ont menées sur le sable de Cambria mélangé avec des fines de Nevada (fig1.10), ont constaté que l'indice des vides e_{max} et e_{min} diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à un minimum dont l'antécédent est compris entre 20% et 40%. puis ils augmentent avec l'augmentation de celles-ci, (Rapporté par Cubrinovski, 2002).

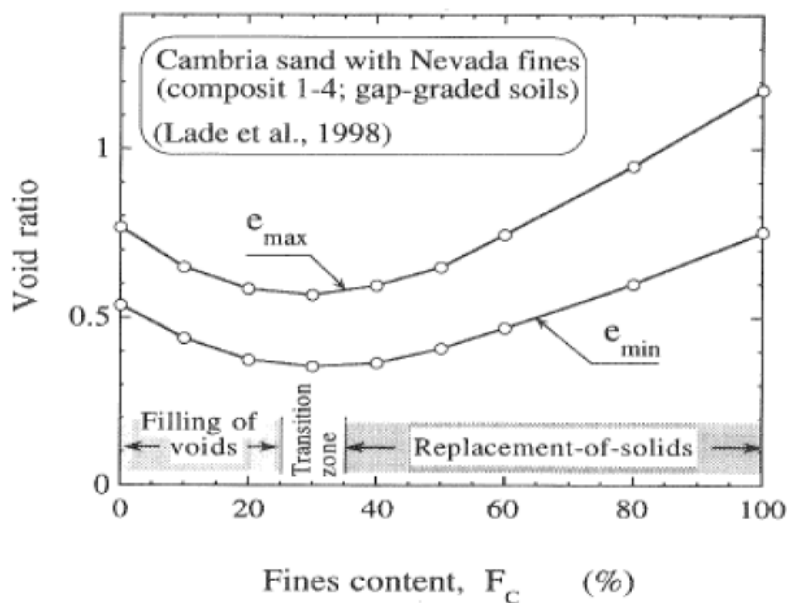


Fig 1.10 : variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada (Rapporté par Cubrinovski, 2002).

Arab (2009), de ses travaux qu'il a menés sur le sable de Chlef, a noté que les deux indices de vides, minimal et maximal, diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 35% ensuite, ils augmentent avec l'augmentation de celle-ci (fig1.11).

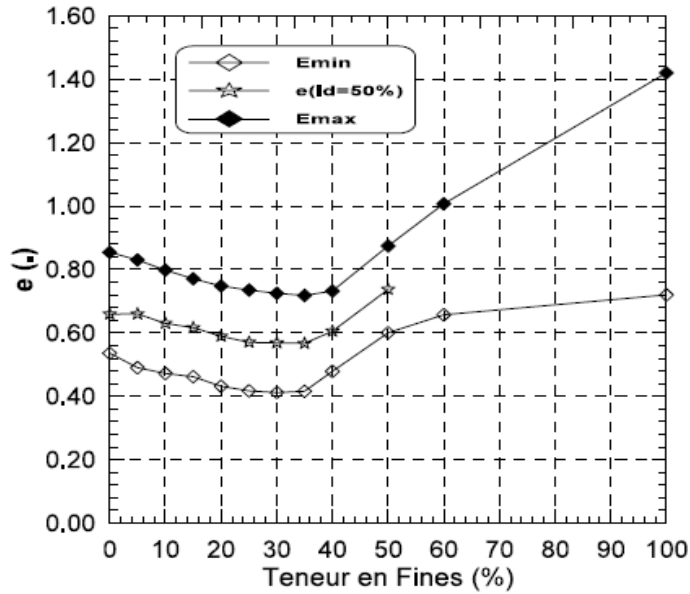


Fig 1.11. Variation des indices de vide maximal et minimal avec la fraction des fines (Arab, 2009)

Selon Mitchell (1993), le comportement d'un mélange sable-limon est fonction de l'indice des vides intergranulaire (Expression 1.18)

$$e_s = (v_v + v_f) / v_s \quad (1.18)$$

Avec : e_s : Indice des vides intergranulaire.

v_v : Volume des vides.

v_f : Volume des fines.

v_s : Volume des grains solides.

Dans le cas où les masses spécifiques du limon et du sable sont voisines, l'indice des vides intergranulaire peut s'exprimer (Expression 1.19) en fonction de l'indice des vides global et de la teneur en fines Fc (Rapporté par Ahmed A, 2008 de thevanayagam, 1998).

$$e_s = (e + Fc\%)/(1 - Fc\%) \quad (1.19)$$

Pitman et al (1994) ont remarqué, à partir de leurs essais qu'ils ont réalisés, en gardant l'indice des vides initial constant, sur le sable d'Ottawa contenant d'une part des fines plastiques et d'autre part des fines non-plastiques, que celles plastiques s'écrasent facilement entre les grains de sable, alors que les autres ne font pas cas. Selon eux, cette constatation

justifie la compressibilité des fines plastiques et la non-compressibilité des fines non plastiques. Pour cette caractéristique de compressibilité, il y a lieu à la variation de l'indice des vides en fonction de la nature et de la teneur en fines.

[Kouloughli et al \(2007\)](#), ont étudié le comportement mécanique d'un mélange de sable avec de l'argile qui est la bentonite ; Ils ont constaté, en fonction de la variation de la teneur en fines jusqu' à 22%, que l'angle de frottement interne diminue sensiblement aux deux états de densité lâche et dense. Ainsi, une teneur en argile de plus de 10% développe un recul de la résistance au cisaillement.

[Tanaka et al \(2001\)](#), en étudiant l'influence d'une argile sur le comportement mécanique d'un sable, ont remarqué, lorsque la teneur en fines est comprise entre 20% et 50%, le comportement du mélange comme intermédiaire entre un comportement sableux correspondant à des teneurs de moins de 20% et un comportement argileux correspondant à des teneurs de plus de 50%. Par contre, [Azam \(2007\)](#) a trouvé une teneur en fines qui varie de 10 à 40% manifestant le passage du comportement du mélange du sableux à argileux.

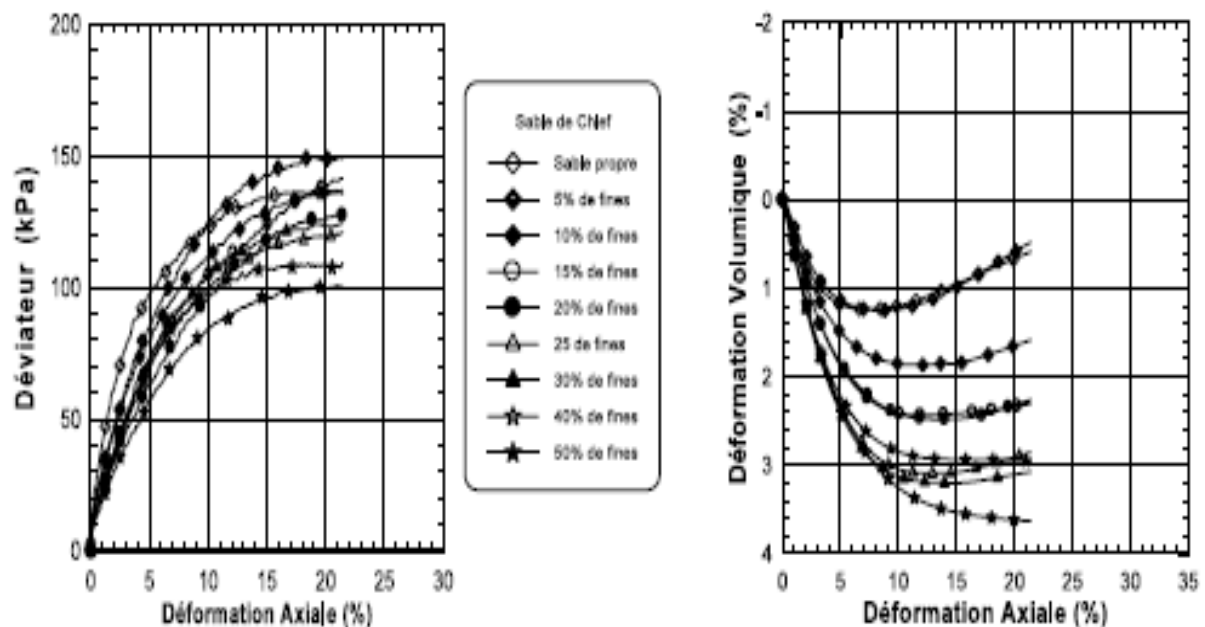


Figure 1.12 : Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon ([Arab 2008](#))

Arab (2008) a constaté depuis les résultats qu'il a obtenus après avoir réalisé des essais de compression drainés à l'état moyennement dense, en variant la fraction des fines jusqu'à 50% (fig1.12), que l'augmentation de la fraction des fines induit une diminution de la raideur initiale et de la résistance du sol. Les fractions des fines inférieures à 20% aboutissent à une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. Les teneurs en fines inférieures à 5% génèrent une dilatance avancée par rapport aux teneurs de 10% à 30%. En fin, seule la phase de contractance est observée, quand la fraction des fines varie entre 40% et 50%.

Arab (2009) a réalisé des essais en condition drainée sur le sable de Rass mélangé avec de Kaolin pour trois fractions des fines (fig1.13). L'augmentation de la fraction des fines plastiques parmi le sable de chlef réduit la résistance au cisaillement et favorise la contractance plutôt que la dilatance. Ses résultats sont en accord avec ceux de (Arab 2008),

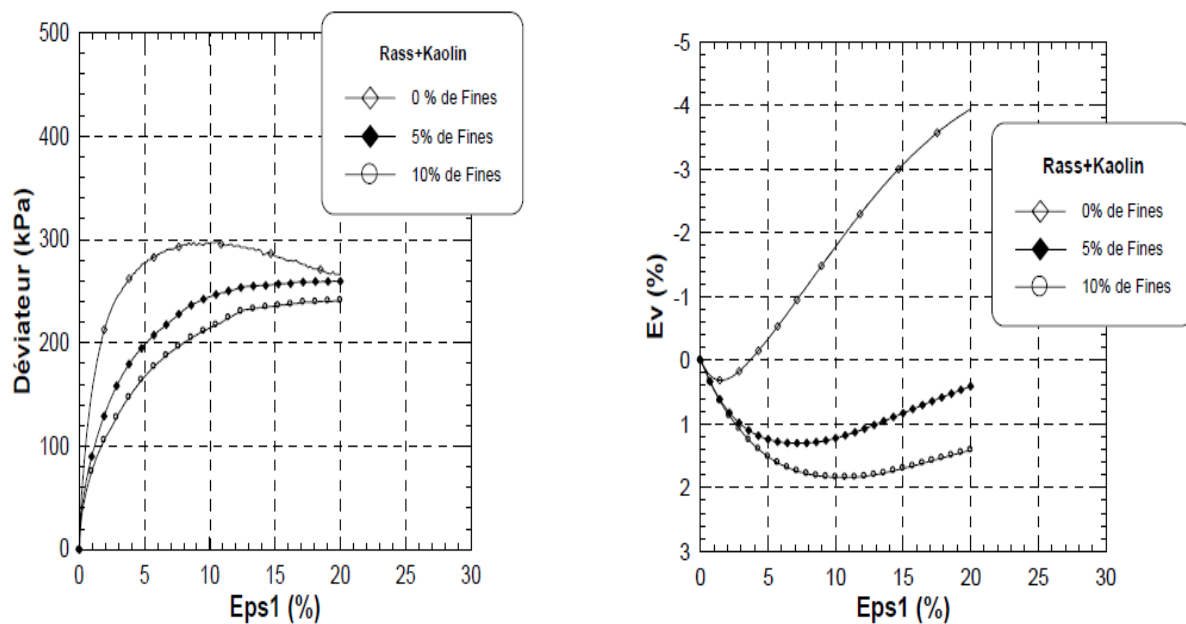


Fig1.13: Essais de compression drainée sur un mélange sable de Rass – Kaolin

Selon Lade et Yamamuro (1997), A une faible teneur en fines, il y a création d'une grande instabilité et compressibilité de la structure. Selon qu'au départ, les particules limoneuses s'installent aux interfaces de contact des grains de sable, cependant au cours de chargement, elles sont chassées dans les pores, en raison de quoi, l'effondrement de la structure du sol aurait lieu.

Bouri et al (2019), depuis les résultats qu'ils ont trouvés en réalisant des essais à sec sur le sable de Chlef, ont mis en évidence l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement à 0.65 de densité relative initiale. Ils ont observé que la résistance au cisaillement maximale exprimée au pic diminue avec l'augmentation de la teneur en fine. Aux teneurs de 0, 10, 20% en fines (fig1.14a), le matériau fournit une résistance au cisaillement à petite déformation, ensuite la résistance tend à diminuer et se stabilise à partir de 5mm de déformation horizontale. Alors qu'aux teneurs de 30 et 40% en fines, le matériau présente un pic de résistance moins évident à déformations peu retardée, en comparaison avec celles précédentes.

Selon eux, l'augmentation de la teneur en fine augmente la phase de contractance et réduit la phase de dilatance. Les différentes teneurs en fines favorisent le matériau à avoir un comportement contractant puis dilatant à petites déformations puis à grande déformation, respectivement (fig1.14b).

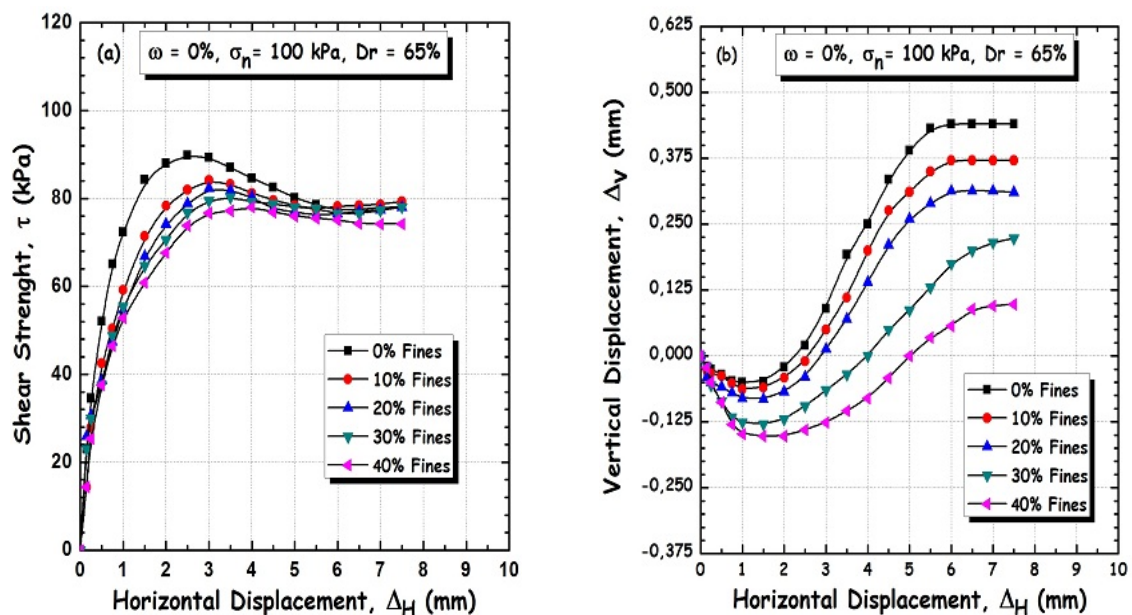


Fig1.14: Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique, $Dr=65\%$, $\sigma_n=100$ kPa
a) Variation de la contraintes de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,
b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
Bouri et al (2019),

1.6.4. Effet de la densité relative

La densité relative a un rôle fondamental dans l'étude des comportements des sols. Elle influe conséquemment sur l'initiation de l'instabilité. Pour pouvoir comprendre cette influence, il est à évoquer initialement le concept rhéologique de base de l'indice des vides critique postulé par Casagrande.

Casagrande (1936) depuis les résultats des essais qu'il a réalisés, a justifié que la densité initiale du matériau pour des échantillons testés sous même état des contraintes n'a pas d'influence sur l'indice des vides ultime. Les deux sables lâche et dense qui ont été testés présentent respectivement de différents comportements à la déformation, l'un se contracte et l'autre se dilate après avoir été légèrement contractés pour qu'ils s'approchent également à un état de volume stable coïncidant avec la stabilisation de la résistance au cisaillement pour une même contrainte normale appliquée. Une fois la densité ultime est atteinte, la déformation du matériau subsiste à se développer à volume et à contrainte de cisaillement constants. Mais il est à noter qu'un sable de densité élevée peut se contracter sous l'effet d'un chargement élevé, cependant un sable lâche peut au moins garder sa raideur sous l'effet d'un chargement réduit (Bousaid, 2004).

[Bjerrum et al. \(1961\)](#) ont mené une étude sur un sable par laquelle ils ont montré qu'une structure de sable dense est plus fortement dilatante, ce qui induit l'augmentation de la déformation volumique lors du cisaillement et par conséquent, la rupture au pic a lieu à des déformations relativement faibles. Le sable lâche comporte une diminution de déformation volumique et la rupture a lieu à des déformation plus développées.

Le cisaillement d'un sable est secondé par le changement de son volume qui est relative à son volume initial, le volume d'un sable dense tend à augmenter avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement. C'est de cela que ce comportement est jugé dilatant. Par contre, un sable dont la densité relative à l'état initial est diminuée dans le cas d'un lâche, diminue de volume au cours du cisaillement, il a donc un comportement contractant qui est du au réarrangement des grains accompagné de la diminution de la porosité et de l'augmentation de la masse volumique apparente ([Pedro, 2004](#)).

[Benahmed \(2001\)](#) a présenté de détails sur l'effet de la densité initiale sur le changement volumique en termes d'indice de vides. Après avoir mené une étude sur le sable d'Hostun ;il

a constaté que, à même contrainte de confinement, la variation de l'indice de vides est d'autant plus importante que l'indice de densité initial est faible (fig1.15).

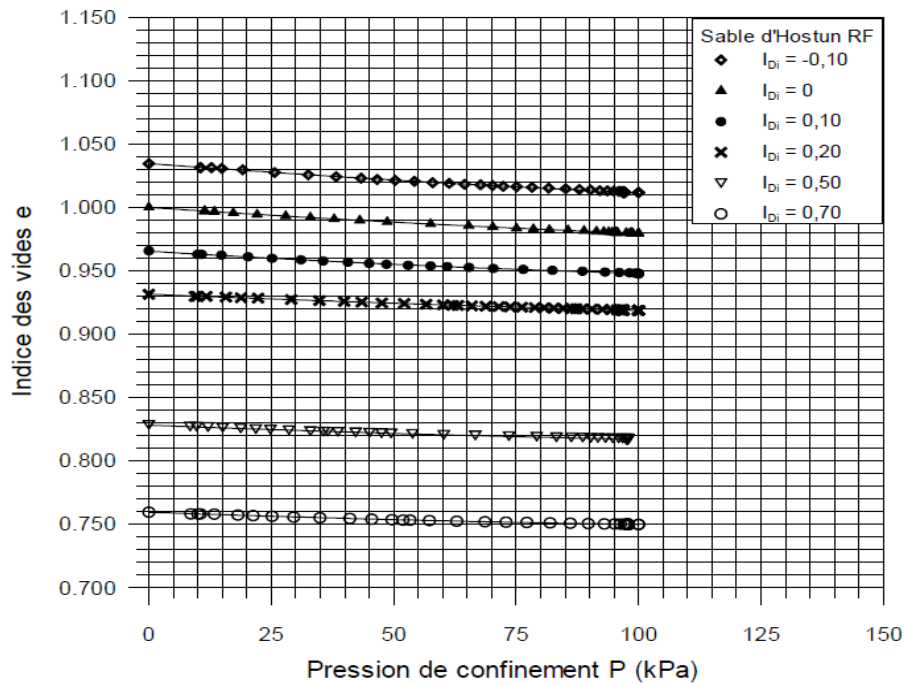


Fig1.15 : Evolution de l'indice des vides en fonction de la pression de confinement de 0 à 100 kPa pour le sable d'Hostun RF, (Benahmed, 2001)

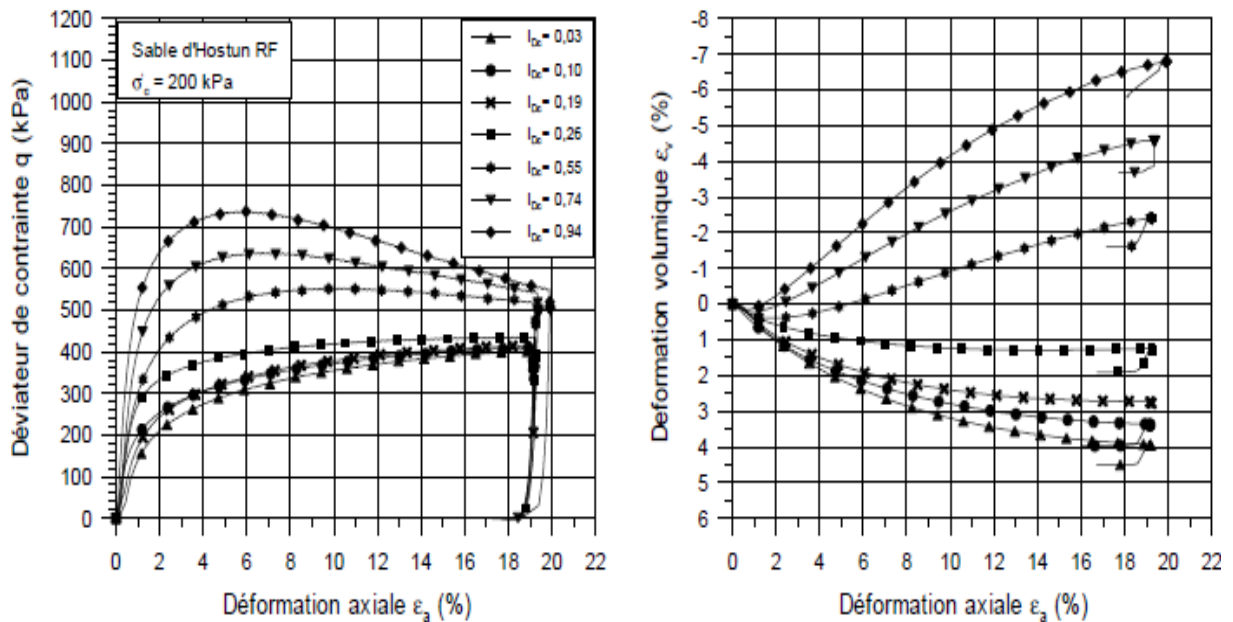


Fig1.16 : Influence de l'indice de densité sur le comportement du sable d'Hostun RF. (Benahmed, 2001)

Il a été trouvé que la rigidité initiale et la résistance au cisaillement caractérisant le comportement mécanique de ce sable, du point du départ de 200 Kpa comme contrainte de consolidation (Fig1.16), augmentent avec l'augmentation de l'indice de densité. En spécifiant les indices de densité faibles, autant l'indice de densité est faible, autant la contractance est élevée. Les densités augmentées présentent un comportement de contractance réduite. Cependant, les moyennes présentent un comportement intermédiaire.

Benessalah (2017) a également entamé l'effet de la densité relative sur la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) du sable de chlef en fonction de la variation de la teneur en eau (ω). L'expression de cet angle est régressivement à pente constante en fonction de l'augmentation de la teneur en eau (fig1.17) ; l'adoption de deux densités différentes double cette expression. Les deux expressions produites pourraient exprimer le même angle de frottement quelque part des que la teneur en eau dépasse les 3% qui pourrait être la teneur en eau transitoire, à partir de laquelle, la densité augmentée a pour effet de diminuer l'angle de frottement au contraire de la densité diminuée, en comportement inverse à celui d'avant cette teneur.

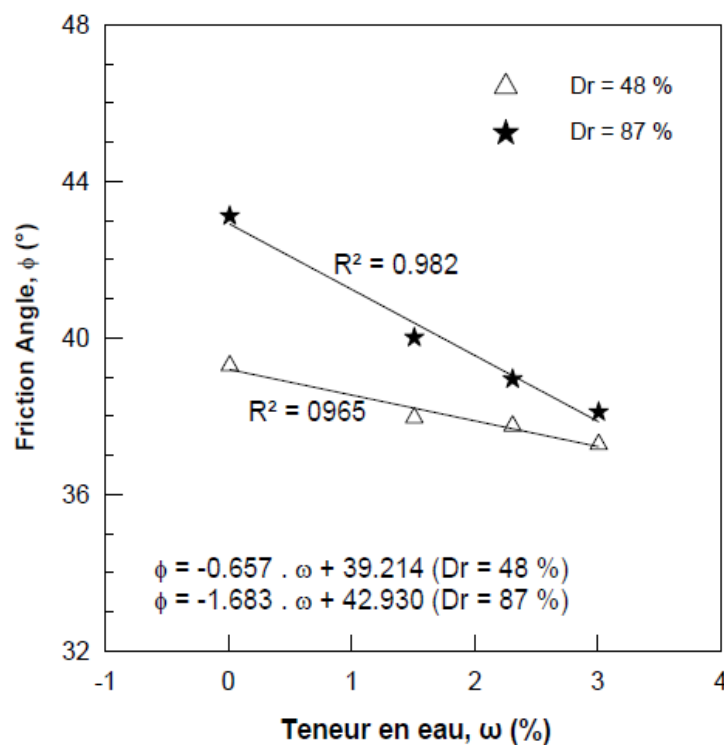


Fig1.17: Effet de la densité relative sur la variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau (Benessalah, 2017)

1.6.5. Effet de la contrainte normale ou de confinement

Lee (1965) a mené un travail sur le sable de la rivière Sacramento, en se basant sur des résultats des essais drainés, à l'état lâche et dense ; Il a constaté pour une même densité relative, à l'état lâche, que la tendance du matériau à se contracter augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement, et il en résulte l'augmentation de la densité relative induite. A l'état dense le matériau est vu d'autant plus dilatant que la contrainte de confinement est élevée et est accompagné de la diminution de la densité relative. La tendance du matériau aux états lâche et dense à se dilater et se contracter, respectivement, ou garder sa rigidité initiale est légèrement exprimée à contrainte de confinement diminuée. (Holtz et Kovacs, 1991).

Des essais réalisés par Benessalah (2017) sur le sable de chlef, ont abouti à ce que la résistance au cisaillement du sable de chlef de densité relative moyenne, augmente considérablement avec l'augmentation de la contrainte de confinement (fig1.18a). La déformation axiale, au niveau de laquelle la transition contractance-dilatance s'est produite, est bien retardée par l'augmentation de la contrainte de confinement. Elle vaut respectivement 2.5 et 4% pour les deux contraintes 50 et 100 Kpa. A 200Kpa de contrainte de confinement, on note bien qu'une augmentation de la contractance est produite en comparaison avec les deux cas précédents (fig1.18b).

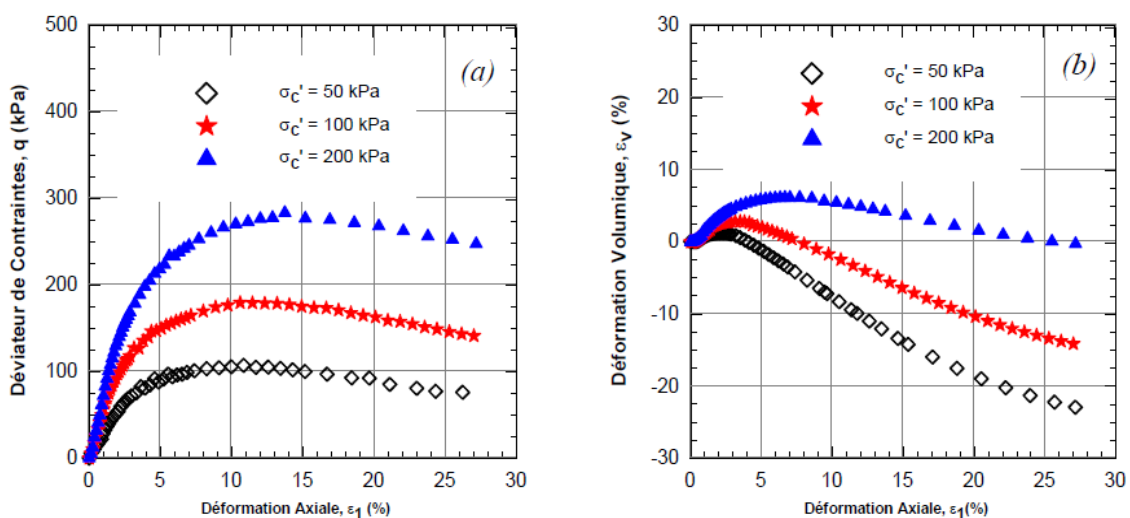


Fig1.18 : Résultats d'essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef.
(Selon Benessalah, 2017)

Aouali et al (2018) ont réalisé des essais de cisaillement direct à la boîte sur le sable propre de Chlef à densité relative moyenne pour en faire un témoin, par rapport à quoi, ils ont continué leur travail en vue d'une étude de renforcement, compte tenu de deux teneurs en eau, en variant la contrainte normale de 50 à 100,200 et 300KPa.

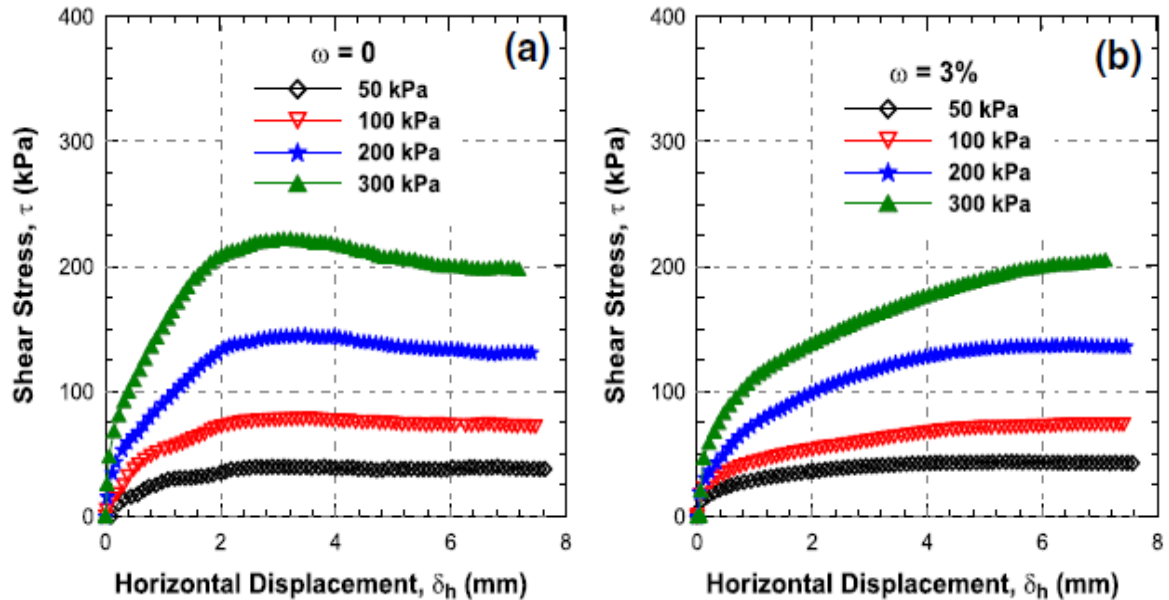


Fig1.19: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontale.
Aouali et al (2018)

Leurs résultats sont rapportés sur la figure (1.19) d'où l'on constate que la contrainte de cisaillement maximale au pic ou au palier est directement proportionnelle à la contrainte normale appliquée, et que le taux de variation de cette résistance augmente par l'augmentation de l'écart entre les contraintes normales, au même ordre. En rappelant la teneur en eau, les courbes n'évoluent pas également, ce qui fait remarquer que l'effet de la contrainte normale sur le comportement mécanique du matériau est aussi contrôlé par la teneur en eau, qui a rapport à la forme de la courbe qui signale au gain ou à la perte de rigidité initial du matériau. A contrainte normale diminuée, depuis les échantillons cisailés à 50 Kpa de contrainte verticale, la teneur en eau n'a pas un effet claire sur la valeur de la résistance au cisaillement en comparaison avec lorsque la contrainte est élevée. On constate que la rigidité du matériau est légèrement améliorée par l'augmentation de la teneur en eau ; ce comportement à la rigidité ne se développe pas non plus à contrainte verticale élevée.

1.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a évoqué en se basant, de la consultation de la littérature, sur quelques travaux qui ont été faits par tant de chercheurs ; ceux-ci ont focalisé leurs études sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Chacun d'eux a trouvé ses résultats selon son objectif bien déterminé. Parmi eux, leurs résultats ont été ci présentés pour en faire le développement de notre problématique et s'y recourir en vu d'établir des indications analogiques.

- Etant donné la diversité des paramètres influençant le comportement mécanique des sables, que nous avons entamé la lecture des résultats issus des études menées sur l'influence de la granulométrie, la teneur en fines plastiques et non plastiques, la teneur en eau, la densité relatives initiale et la contrainte normale ou de confinement. Au cours de cette démarche, on a découvert des résultats qui s'accordent alors que d'autres témoignent de comportements à controverse.

- Ces chercheurs, en leurs études qu'ils ont menées sur de différents sables, tous partent de la réalisation des essais à la boîte de cisaillement ou à l'appareil triaxial suite à la caractérisation de leurs matériaux en matière des indices des vides qu'ils ont trouvés obéissant aux mêmes principes de variation.

- La représentation des résultats de leurs essais mécaniques, en contrainte-déformation, a été principalement la base de l'interprétation des phénomènes développés. Certains ont trouvé que les fines augmentent la résistance au cisaillement et induisent un comportement contractant, autres non plus, chacun a communiqué son argument. Tout dépend, selon eux de la nature et le pourcentage de celles-ci. De pareilles constatations ont été retirées pour la teneur en eau.

- Concernant la densité initiale et la contrainte normale ou de confinement, les études ci-présentées ont prouvé que la réponse du matériau granulaire est initialement fonction de ces deux paramètres, et qu'elle s'exprime en comportements contractant ou dilatant et avec ou sans apparition d'un pic de résistance au cisaillement dans le plan contrainte-déformation.

Chapitre 2

Caractérisations des sols et dispositif expérimental

2.1. Introduction

Les sols étudiés dans ce chapitre sont des mélanges composés du sable propre de chlef mélangé avec du limon ou avec de l'argile ou avec du limon argileux (paragraphe 2.2) aux teneurs exprimées en pourcentages massiques de 0, 10, 20, 30 et 40% par rapport à la masse totale du sable. Les sols obtenus sont des sables limoneux, des sables argileux et des sables limono-argileux.

En termes de caractérisation, l'étude consiste en la détermination des masses volumiques des grains solides pour les sols de composition puis pour les sols en mélanges, des chercheurs ont mis en évidence l'effet du rapprochement et de l'éloignement des masses volumiques d'un sable et des fines que celui-là contient sur le comportement de leurs matériaux (Thevanayagam, 1998 ; Ahmed A, 2008).

Ensuite, elle consiste en la description des fines telles que le limon et l'argile en matière de plasticité via la détermination des indices de plasticité. On devait entamer ce genre de caractérisation pour en tirer profit lors de l'interprétation des résultats des essais mécaniques se réaliseront sur les matériaux à vouloir tester. (Pitman et al, 1994 ; Kouloughli et al, 2007, Arab, 2009) ont motivé leurs résultats en contrainte-déformation par l'ordre de plasticité des matériaux testés.

L'analyse granulométrique qui fait elle-même partie de la caractérisation a été effectuée, respectivement aux normes en vigueur, pour les sols en mélange par tamisage à sec complété par analyse granulométrique par sédimentométrie réalisée sur le tamisat de 0.08mm récupéré lors du tamisage à sec. Elle sert en la détermination des propriétés granulométriques qui sont impliqués dans les comportements rhéologiques et mécaniques.

Etant donné les travaux qui ont été réalisés sur l'effet des inclusions sur le comportement des matériaux granulaire (Iade et al, 1998 ; Cubrinovski, 2002 ; Arab, 2008 ; Della, 2010, Benessalah, 2017 ;) qu'on s'est intéressé à la détermination de la plage de variation de l'indice de vides du sable de chlef compte tenu de différentes teneurs en fines qu'il contienne.

Sur la base de ce programme de caractérisations, une mise en réalisation des essais mécaniques sur les sols considérés, a été déroulée en utilisant un seul et même appareil de cisaillement direct avec acquisition (fig2.4)

2.2. Présentation des sols

Les sols de base utilisés sont un sable, un limon, une argile et un limon argileux. On a opté pour le sable de Chlef qui a été emporté de la sablière de Sobha à l'état brut tel qu'il a été apporté d'Oued Chlef par l'entreprise. Au laboratoire, il a été tamisé au tamis de 0.08mm pour en extraire le limon (fig2.1b), ensuite il a été lavé au même tamis pour le rendre propre, autant que possible (fig2.1a). L'argile utilisée a été emportée de la région de M'zilla qui se rapporte au domaine de Mostaganem. Au laboratoire également, elle a été séchée à l'air libre à temps chaud puis concassée, ensuite étuvée à 105°C puis raffinée de telle façon de faire apparaître des particules de moins de 0.002mm en quantité autant élevée que possible (fig2.1c). Le limon argileux est reconstruit au laboratoire, en mélangeant du limon et de l'argile qui ont été préparés au préalable, en pourcentage massique à 50% pour chacun (fig2.1d).



Fig2.1 : Sols de base destinés à la reconstruction des mélanges:(a) Sable propre, (b) Limon, (c) Argile, (d) Limon argileux

2.3. Caractérisation des sols

2.3.1. Détermination de la masse volumique des grains solide

D'abord, on a trouvé la caractérisation des sols de base indispensable au premier lieu, étant donné que presque toute caractérisation ultérieure ainsi que la reconstruction des mélanges pour les essais mécaniques débutent de cette étape qui, à travers laquelle, les masses volumiques des grains solides ont été déterminées. Elles sont récapitulées dans le tableau (2.1) où les masses volumiques du limon, de l'argile et du limon argileux sont indiquées par le pourcentage 100%.

La norme (NF P 94-054) a été adoptée pour la détermination des masses volumiques des matériaux. Compte tenu de la non réactivité de ces sols à l'eau qui a été contrôlée par possibilité d'émission de chaleur, en utilisant un thermomètre, suite d'après avoir noyé chacun des sols considérés dans de l'eau distillée. On a noté qu'aucune chaleur n'a été émise pendant un bon moment, ce qui justifie que les fines argileuses plutôt que les fines limoneuses ne s'hydratent pas à l'eau aux teneurs considérées parmi le sable. D'ici, on fait savoir que les résultats des essais mécaniques rapportés dans le quatrième chapitre sont exemptés de réactivité à l'eau. Cette notification ne comprend pas l'existence d'une interaction eau-solide qui réside dans la formation des films d'eau adsorbée.

Puis ont été reconstruits les mélanges qui sont les sables limoneux, les sables argileux et les sables limono-argileux tels qu'ils sont définis dans le paragraphe (1.1) à bases des sols présentés dans le paragraphe (2.2); leurs masses volumiques des grains solides ont été aussitôt déterminées (tableau2.1).

Tableau2.1 : Masses volumiques de différents mélanges [g/cm³].

Grandeur physique	Masse volumique des grains solides (G_s [g/cm ³])					
	0%	10%	20%	30%	40%	100%
La teneur en fines (Fc%)						
Sables limoneux	2,670	2,673	2.676	2.679	2.682	2.700
Sables argileux	2.670	2.658	2.646	2.634	2.622	2.550
Sables limono-argileux	2.670	2.665	2.661	2.656	2.652	2.627

2.3.2. Caractérisation de l'argilosité des fines utilisées

La plasticité des sols en général est liée, en présence d'une quantité d'eau adéquate, à la teneur en particules dont la dimension maximale ne dépasse pas les 0.002mm qui représente la fraction des particules argileuses. Elle est un paramètre qui est, dans certains usages, recherché pour améliorer la cohésion. L'augmentation de la plasticité est aussi fonction de l'augmentation de la surface spécifique ; ces deux augmentations sont impliquées dans tels frottement et cohésion pouvant être manifestés par un matériau.

Pour cette description et dans le but de caractériser l'argilosité des fines que nous avons, on a procédé à la détermination des indices de plasticité (I_p) des sols de composition des mélanges reconstruits en passant par les limites d'Atterbeg (norme NF P 94-051) telles que la limite de liquidité (W_L) et la limite de plasticité (W_P) dont les valeurs sont rapportées dans le tableau (2.2). Ces deux limites sont d'une importance fondamentale puisqu'elles indiquent la susceptibilité d'un sol à accepter la modification de sa teneur en eau en condition drainée ou à l'état naturel.

En fin, Le limon, l'argile et le limon argileux sont définis par des indices de plasticité de l'ordre de 5, 122 et 25 respectivement. Ils ont été classés selon le diagramme de plasticité de Casagrande, le limon comme limon peu plastique(Lp), l'argile comme argile très plastique(At) et le limon argileux comme limon très plastique(Lt).

Tableau2.2 : Limites d'Atterberg de différentes fines
($I_p = W_L - W_P$).

Nature	W_L (%)	W_P (%)	I_p (%)
Limon	21	16	5
Argile	184	62	122
Limon argileux	60	35	25

On rappelle que la diversité des mélanges étudiés selon qu'ils contiennent, chacun, une telle teneur de telles fines n'est pas dissociables de leurs diversité gérée par la différence de plasticité. On rappelle que la plasticité exprimée en présence d'une certaine teneur en eau inférieure à la limite de liquidité a trait à la réponse d'un sol à même teneur en eau sous cisaillement en comportement à la rupture après le développement d'un pic de résistance au cisaillement dans le plan contrainte-déformation.

2.3.3. Analyse granulométrique de différents mélanges

Les figures 2.2a, 2.2b et 2.2c rapportent les courbes d'analyses granulométriques des sables limoneux, argileux et limono-argileux respectivement. Le tableau 2.3 présente les différents paramètres de la distribution des grains des mélanges, y compris le sable propre. L'analyse granulométrique par tamisage complétée par sédimentométrie a été effectuée conformément à la norme [ASTM D422-63](#).

La communication des résultats des essais de tamisage et de sédimentométrie est couramment exprimée par une représentation graphique consistant en le tracé d'une courbe granulométrique qui représente les poids des tamisats cumulés, reportés à échelle arithmétique, en fonction du diamètre ou du diamètre équivalent des particules solides, reporté à l'échelle logarithmique. Cette représentation permet de connaître le pourcentage en poids des particules dont la taille est inférieure ou égale à un diamètre déterminé.

Pour chaque granulométrie, on a déterminé les coefficients d'uniformité (C_U) de Hazen et le coefficient de courbure (C_C) en fonction du diamètre efficace D_{10} et des diamètres D_{30} et D_{60} qui sont respectivement les diamètres des tamis laissant passer au travers 10, 30 et 60% du poids des grains, (expressions 2.1 et 2.2). Le diamètre moyen D_{50} a été aussitôt déterminé.

Là où le coefficient d'uniformité est supérieur à 2, la granulométrie est jugée étalée. Au contraire, elle est dite uniforme ou serrée. Plus la granulométrie est serrée, plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée. Dans la satisfaction de certaines conditions sur les deux coefficients d'uniformité et de courbure, la granulométrie est jugée bien étalée et le sol est bien gradué, sans dominance d'une fraction particulière. Au contraire, il est dit mal gradué et a une granulométrie discontinue.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (2.2)$$

Les forces responsables de l'équilibre de la structure d'un sable sont les forces de la pesanteur. Elles créent des réactions de contact grain à grain pour lesquelles la stabilité du matériau est assurée. Quand la granulométrie est bien étalée ou le sable est bien gradué, le nombre de contact entre les grains sera élevé ce qui fait augmenter la stabilité d'un sable sec.

Si le sable est humide, il y a aussi des forces capillaires créées par l'eau qui s'agglutine sous formes de ménisques aux points de contact des grains, mais elles sont négligeables devant les forces de la pesanteur lorsque la granulométrie est serrée ou le sol est mal gradué. Si la granulométrie est bien étalée, ces forces seront d'autant plus prononcées qu'elles peuvent seconder considérablement les forces de la pesanteur.

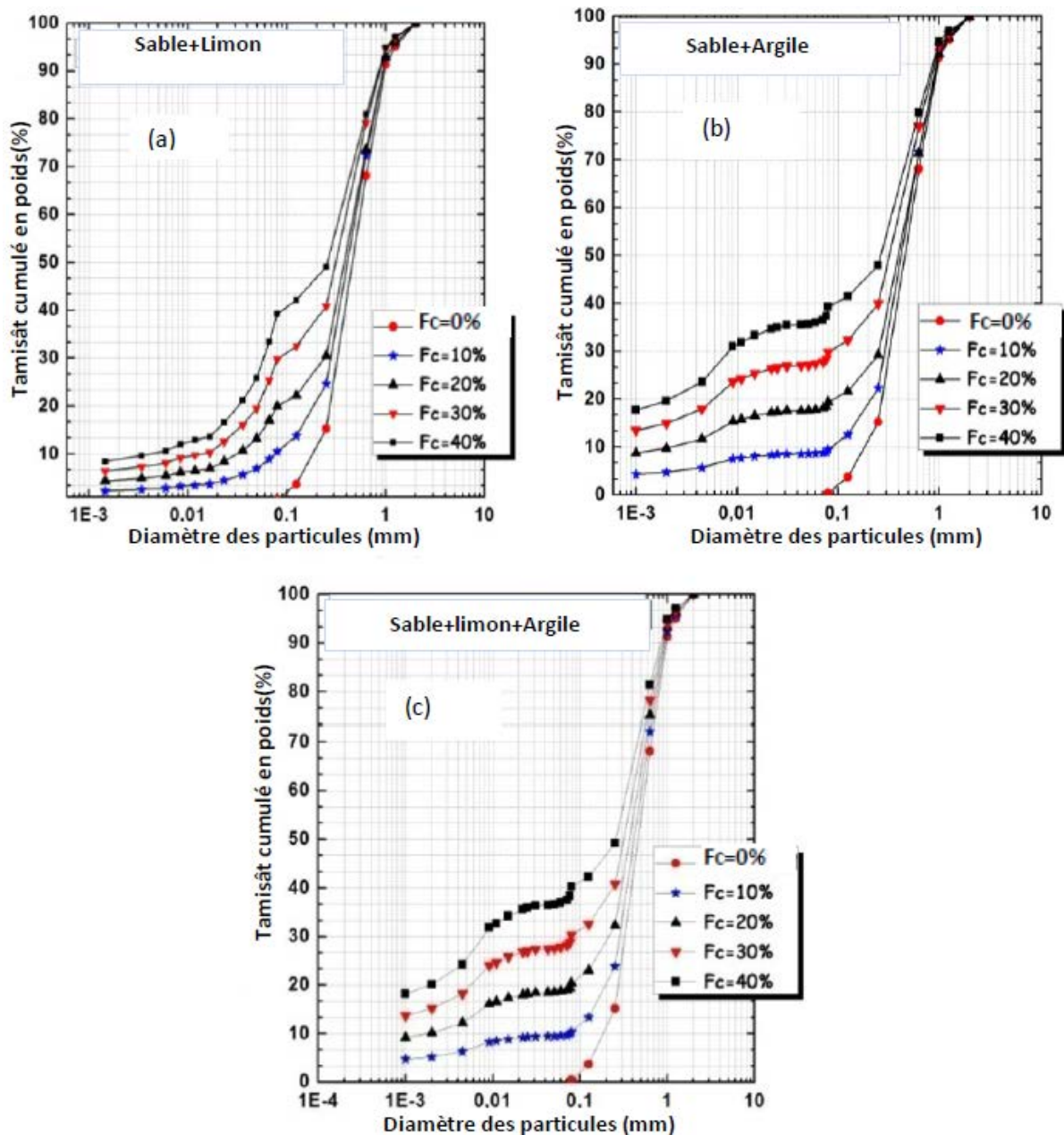


Fig2.2 : Courbes granulométriques de différents sols:(a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux

Tableau2.3 : caractéristiques granulométriques de différents mélanges

Sols	$F_C(\%)$	D_{10}	D_{50}	C_U	C_C
Sables limoneux	0%	0,194	0,5	2,955	1,146
	10%	0,0756	0,451	7,025	2,133
	20%	0,032	0,422	15,959	3,612
	30%	0,0142	0,34	31,02	1,129
	40%	0,0044	0,261	86,79	2,07
Sables argileux	10%	0,088	0,464	6,161	2,019
	20%	0,002	0,437	221	52,61
	30%	-	0,353	-	-
	40%	-	0,275	-	-
Sables limono-argileux	10%	0,0775	0,456	6,9032	2,148
	20%	0,011	0,406	45,041	8,798
	30%	-	0,343	-	-
	40%	-	0,258	-	-

2.3.4. Calcul des indices de vides, le maximal (e_{\max}) et le minimal (e_{\min})

Le tableau (2.4) illustre les valeurs des indices des vides minimal (e_{\min}), maximal (e_{\max}) et celui d'état de densité imposée (e_{Dr}) pour chaque sol, y compris le sable propre. Les mêmes valeurs sont représentées en courbes en fonction des teneurs en fines considérées (fig2.3). Les normes ASTM D 4253 et ASTM D 4254 ont été adoptées pour la détermination des indices des vides e_{\min} et e_{\max} , respectivement, par des essais au laboratoire débutant du séchage préalable de chaque sol pour le mettre, après, dans un moule de volume connu.

L'opération expérimentale s'effectue par principes de déverser le matériau dans le moule au moyen d'un entonnoir à hauteur de chute nulle pour la détermination du poids volumique minimal, et de remplir le même moule du matériau avec mécanisme de compactage pour la détermination du poids volumique maximal. Finalement, on arrive consécutivement aux déterminations des indices des vides maximal et minimal. Ces indices, une fois trouvés, on calcule l'indice de densité, en d'autre terme, la densité relative (D_r) par l'expression (2.3) où (e) est un indice de vides intermédiaire et qui, lorsqu'il tend vers l'indice des vides maximale

ou minimal, la densité relative tend vers zéro ou vers un, respectivement, en indiquant tout à fait un matériau lâche ou dense parfaits.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.3)$$

Dans le cas où la densité relative est imposée et compte tenu des indices des vides maximal et minimal déterminés au préalable, on calcule l'indice des vides en fonction de la densité (D_r) par l'expression (2.4).

$$e = -(e_{max} - e_{min})D_r + e_{max} \quad (2.4)$$

A partir des figures 2.3a, 2.3b et 2.3c, en spécifiant les indices des vides extrêmes, on note d'une manière généralisée un seuil des indices des vides (voir tableau 2.4), sans distinction de la nature des fines, qui apparaît à une teneur en fines de 20%. De part et d'autre de ce seuil, tout sable, peu importe la nature des fines qu'il contient, a deux comportements distincts concernant la variation de tout indice de vides. Néanmoins, il y a des cas qui font l'exclusion de cette constatation, à savoir les sables argileux d'où l'indice des vides minimal (0.780) a été atteint à zéro teneur en fines argileuses et les sables limono-argileux d'où l'indice des vides minimal (0.757) a été atteint à 10% de teneur en fines limono-argileuses. Sauf le cas du sable propre, l'indice des vides minimal obéit à une règle de variation généralisée identifiée par une diminution puis par une augmentation exprimées en fonction de l'augmentation de la teneur en fines en passant par un seuil minimal défini à 20% de teneur en fines de n'importe quelle nature que ce soit.

Le fait que les deux indices des vides minimal et maximal n'ont pas le même statut de variation à l'exclusion des sables limoneux où tous les seuils sont apparus à 20% de teneur en limon, la variation des autres indices des vides intermédiaires suit le pas même, selon que le matériau spécifié a la tendance du lâche ou du dense. D'une teneur en fines à une autre, l'écart entre les deux indices minimal et maximal change en augmentant avec l'augmentation de la teneur en fines du plus minimale développée à 0% teneur en fines au maximal à 40%. On déduit que l'écart entre les indices des vides extrêmes est d'autant plus augmenté que le matériau est moins gradué. Les valeurs des coefficients d'uniformité et de courbure (tableau 2.3) le confirment. Mais, il y aurait possibilité d'affaissement à sec qui augmente avec l'augmentation de la teneur en fines et notamment lorsque le chargement est plus contraignant. D'autant plus, le taux de variation de l'indice des vides en diminution ou en

augmentation avec l'augmentation de la teneur en fines est observé non uniforme, quelles que soit la nature des fines. Peut être se pourrait-il que ce soit aux origines des comportements mécaniques variés aussi bien en termes de petites qu'aux grandes déformations. A partir de ce descriptif, on prévoit de matériau plus cohésif que frottant tant que ses indices de vides minimal et maximal sont suffisamment écartés. Au contraire, le frottement serait prépondérant par rapport à la cohésion.

S'il existe un écart suffisamment petit entre les deux indices des vides maximal et minimal, il s'agit alors d'un sable gradué à granulométrie étalée, il serait toute à fait frottant et n'aurait de cohésion que relativement à son frottement ; ce sable pourrait se trouver à l'état lâche imposé dans ce petit écart ; il pourrait avoir un comportement peu contractant.

Tableau2.4 : indices des vides extrêmes et autres de différents mélanges

Sols	$F_C(\%)$	e_{min}	e_{max}	$e (Dr = 55\%)$	$e (Dr = 85\%)$
Sables limoneux	0%	0,480	0,780	0,615	0,525
	10%	0,376	0,713	0,528	0,427
	20%	0,310	0,657	0,466	0,362
	30%	0,319	0,706	0,493	0,377
	40%	0,362	0,775	0,548	0,424
Sables argileux	10%	0,363	0,801	0,560	0,429
	20%	0,340	0,907	0,595	0,425
	30%	0,397	1,040	0,686	0,493
	40%	0,476	1,233	0,816	0,589
Sables limono-argileux	10%	0,370	0,757	0,544	0,428
	20%	0,325	0,783	0,531	0,394
	30%	0,359	0,875	0,591	0,436
	40%	0,420	1,006	0,684	0,508

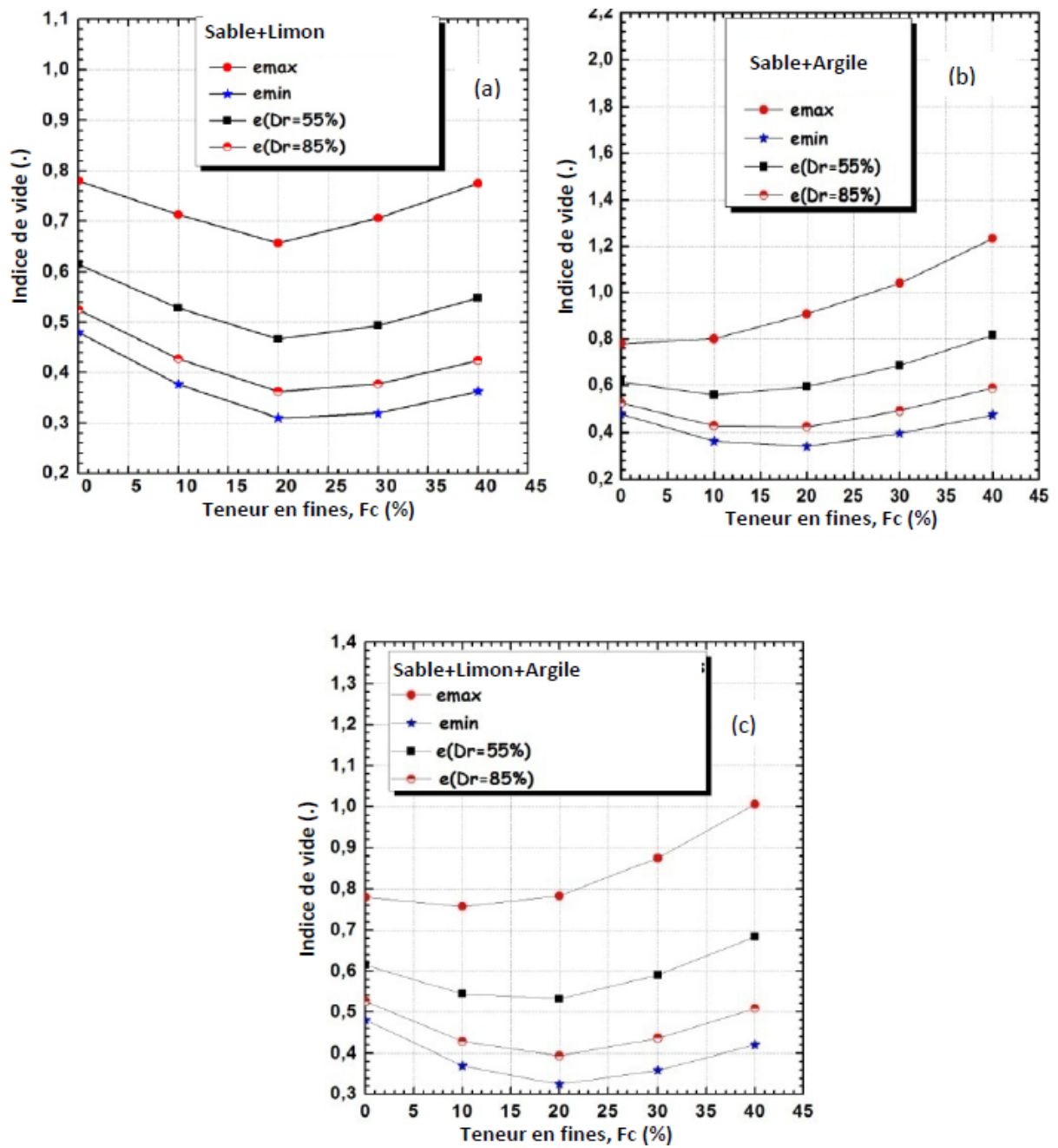


Fig2.3 : variation des indices des vides en fonction de la teneur en différentes fines:(a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux

2.4. Dispositif expérimental pour essai de cisaillement

Le choix du dispositif expérimental dans ce travail expérimental a été établi dans la mesure de pouvoir arriver à l'objectif de l'étude après décortiquer les comportements mécaniques de différents sols considérés. Les experts ont toléré la réalisation des essais sur les sols pulvérulents et la réalisation des essais drainés sur les sols cohésifs à la boîte de cisaillement direct.

Les conditions de drainage ne sont pas gouvernées par le mécanisme de cet appareil. Mais, elles dépendent de la perméabilité du matériau soumis au cisaillement, des contraintes agissantes sur le plan de cisaillement, de la vitesse de consolidation et de la vitesse de cisaillement. Tous les essais mécaniques de cisaillement ont été réalisés, le long de ce travail, au laboratoire de mécanique des sols de l'université de Chlef en utilisant un appareil de cisaillement de la figure (2.4).



Fig2.4 : appareil de cisaillement

C'est un appareil qui permet en fin d'essai à l'intermédiaire d'un système d'acquisition dont il est disposé la connaissance, sous forme de paillasse Excel et de courbes, les variations de la contrainte de cisaillement et du déplacement vertical, les deux, en fonction de du déplacement horizontal, pour essais de cisaillement direct ou résiduel ; aussi prend-il en considération la phase de consolidation et la vitesse de cisaillement lorsqu'elles sont imposées initialement. L'appareil est également disposé de l'option de se faire manipuler en mode manuel à la rigueur plutôt qu'en mode d'acquisition.

2.4.1. Manière dont se réalise un essai à l'appareil de cisaillement

Les essais, à l'appareil de cisaillement, ont été réalisés conformément à la norme ASTM D 3080. On se sert d'une boîte de cisaillement carrée de 6 cm de côté et 3 cm de hauteur (fig2.5). En saisissant les valeurs imposées initialement de la densité relative (D_r), de la teneur en eau ($\omega\%$) ainsi que la masse volumique des grains solides (G_s en g/cm^3) du sol et ses extrema d'indice de vides, on calcule la masse (m en gramme) dont le volume est 90 cm^3 à mettre dans la boîte, par l'expression (2.5) où $\Delta e = e_{\max} - e_{\min}$.

$$m = \frac{90(1+\omega)}{-\Delta e \cdot D_r + e_{\max} + 1} G_s \quad (2.5)$$



Fig2.5 : Boîte servant à l'appareil de cisaillement

On assemble solidement les deux parties de la boîte de cisaillement au moyen de deux vis de blocage (fig2.5). On installe ensuite la plaque de soutien au fond de la boîte, puis on place une pierre poreuse et une plaque rainurée perforée par-dessus. On dépose le sol dans la boîte suivant une méthode qui permet de reproduire autant que possible les paramètres qu'on veut mesurer. Ensuite, on place également l'autre pierre poreuse et l'autre plaque rainurée au dessus du sol et finalement le piston servant à appliquer l'effort vertical. On croit avoir la boîte, une fois placée dans le châssis étanche fixé sur le bâti, en position horizontale communément avec l'appareil à une incertitude de 1° d'une manière coaxiale avec la direction du déplacement horizontal. Avant l'initiation de l'essai, on doit remettre les capteurs de mesure des déplacements vertical et horizontal et de la contrainte de cisaillement à zéro. On met d'abord en action l'effort normal en notifiant le temps pour un essai consolidé, puis dès que la phase de consolidation est terminée, on procède à la phase de cisaillement qui se déclenche après la réinitialisation des capteurs, au cours de laquelle, les deux parties de la boîte (fig2.6) se glissent l'une par rapport à l'autre suivant le plan de cisaillement imposé et il en résulte le cisaillement de l'échantillon suivant le même plan.

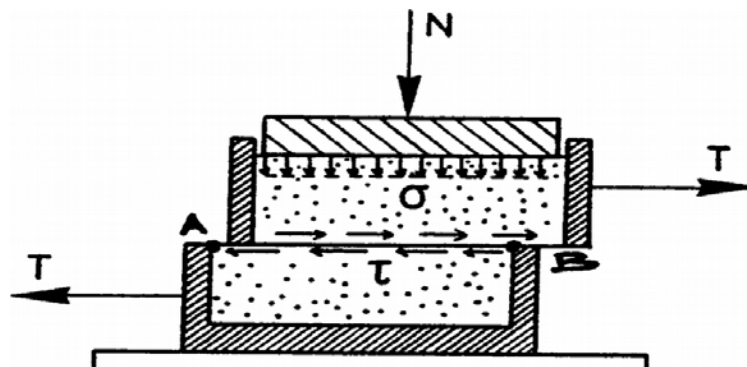


Fig2.6 : Principe de fonctionnement de la boîte.

En principe, on exerce sur le plan de cisaillement à l'interface des deux demi-boîtes un vecteur contrainte dont les composantes normale (σ_n) et tangentielle (τ) sont données par les relations (2.5 et 2.6) où (N) est l'effort normal vertical, (T) est l'effort de traction horizontale externe transmis à un effort de cisaillement interne par principe d'équilibre axial, et (S_C) est la section corrigée de l'éprouvette.

$$\sigma_n = \frac{N}{S_C} \quad (2.5)$$

$$\tau = \frac{T}{S_C} \quad (2.6)$$

L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai, donc il s'agit de l'augmentation de la contrainte de cisaillement en gardant la contrainte normale fixe.

2.4.2. Expression des résultats d'essais

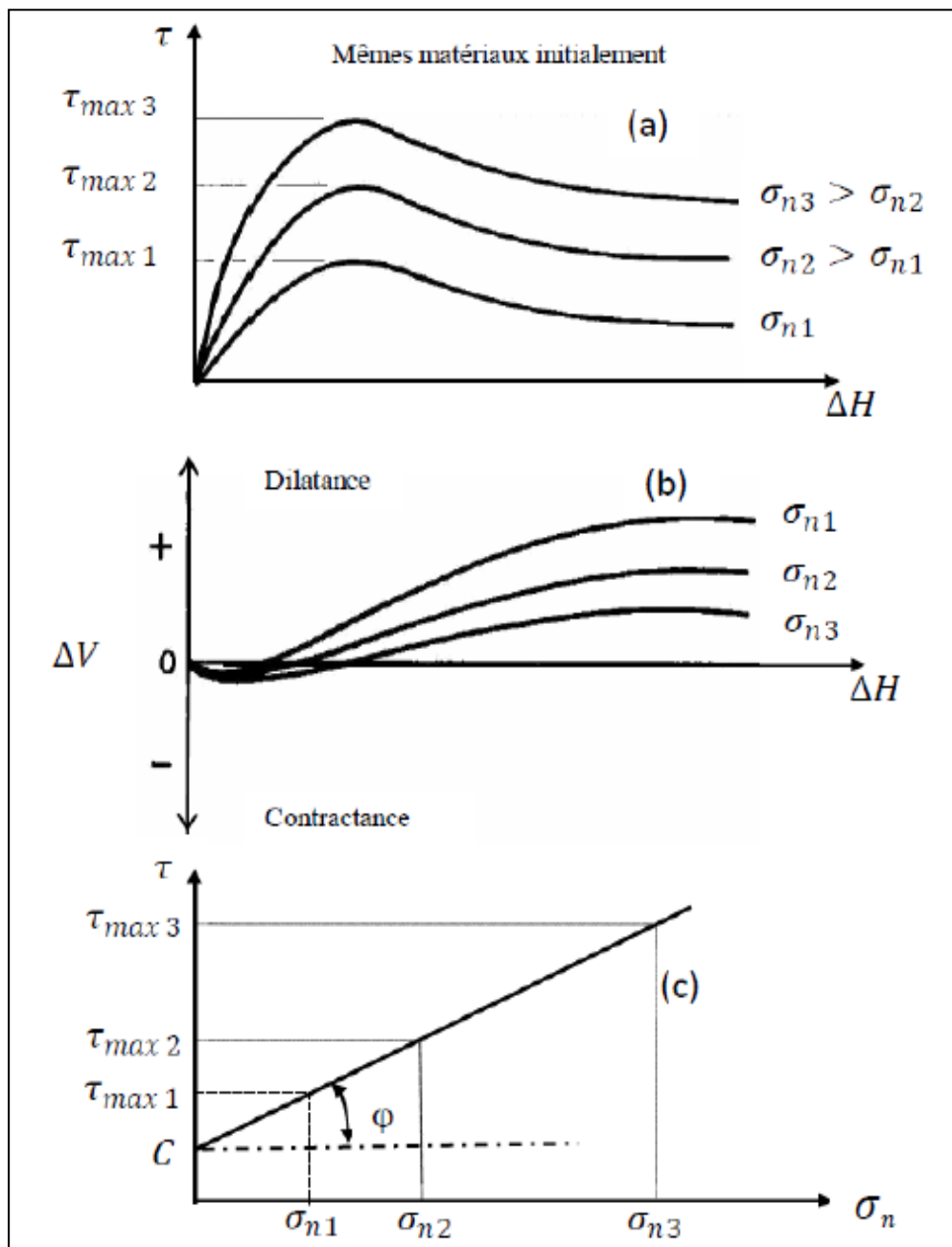


Fig2.7 : Expression de résultats d'essai se réalisant à l'appareil de cisaillement

Les résultats se représentent en des courbes exprimant la variation de la contrainte au cisaillement en fonction du déplacement horizontal (fig2.7a). Cette représentation met en observation la contrainte de cisaillement au pic, la résistance stabilisée dite d'état critique et la résistance résiduelle ainsi que les déplacements horizontaux qui leur sont associés. Encore, elle rend le matériau descriptible en matière de rigidité. Conjointement, se représente la variation de la hauteur de l'échantillon lors du cisaillement en fonction du déplacement horizontal également (fig2.7b). C'est une représentation qui donne une description complète du matériau de point de vue contactance et dilatance.

Pour un même sol, on se sert au moins de la réalisation de trois essais à l'appareil de cisaillement d'où chacun offre une résistance au cisaillement maximale dont la valeur dépend, entre eux, de la contrainte normale constamment appliquée. Ces deux contraintes servent au développement de la droite de Coulomb (fig2.7c) dans le plan (σ, τ) . Celle-là à pour but de donner les caractéristiques mécaniques du matériau qui sont la cohésion (C) et l'angle de frottement(φ).

D'autant plus, la droite de Coulomb délimite le domaine des états de contraintes possibles à développer dans le sol de la zone impossible. Ce domaine est défini par la vérification de expressions (2.7) ou (τ) est une contrainte de cisaillement à un état induit et (σ_{rup}) est une contrainte normale associée à une contrainte de cisaillement à la rupture considérée au pic comme le signale la figure (2.7a)

$$\tau - C - \sigma_{rup} \tan\varphi \leq 0 \quad (2.7)$$

D'une part, on rappelle que les conditions de drainage exigent tellement de dispositif précis qu'elles ne sont pas maîtrisables lors d'un essai de cisaillement direct. Un sable dont la perméabilité se prononce manifestement, quelles que soient les conditions d'application de l'effort, a la tendance d'un comportement drainé auquel sont associées les caractéristiques drainées et les calculs se font à long terme en contraintes effectives. Mais un sable de faible perméabilité comme quelques sables argileux voire limoneux, peut assumer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Pour celui-ci, le cisaillement est soit rapide où les contraintes appliquées sont considérées totales et le comportement est à court terme auquel sont associées les caractéristiques non drainées, soit lent à l'ordre de quelques $(\mu\text{m}/\text{min})$ où les contraintes appliquées sont considérées effectives et le comportement est à long terme auquel sont associées les caractéristiques drainées.

Rapide ou lent, sont deux termes qui caractérisent l'application de l'effort, on les estime par rapport à la vitesse de consolidation.

A partir des essais réalisés à la boîte de cisaillement, on ne signale que les caractéristiques drainées. Si non, un comportement non drainé à la boîte de cisaillement ne peut être abordé qu'à d'une vitesse de cisaillement rapide par rapport à la vitesse de dissipation de la pression interstitielle, c'est une astuce qu'on aurait débrouillé pour que la contrainte soit considérée effective. Sauf que les experts voient un comportement non drainé à la boîte de cisaillement ne se développant pas d'une manière précise, pour cette raison, il n'est pas préconisé. Il se peut, d'après eux, que les caractéristiques considérés non drainées sont, au fait, des caractéristiques drainées. Dans ce cas les caractéristiques ne permettent pas de trancher sur des calculs à court terme ou à long terme qui sont fondamentalement différents, et surtout, c'est sur la base desquels que se font les études des interactions sols-ouvrages et de stabilité des terrains en pente.

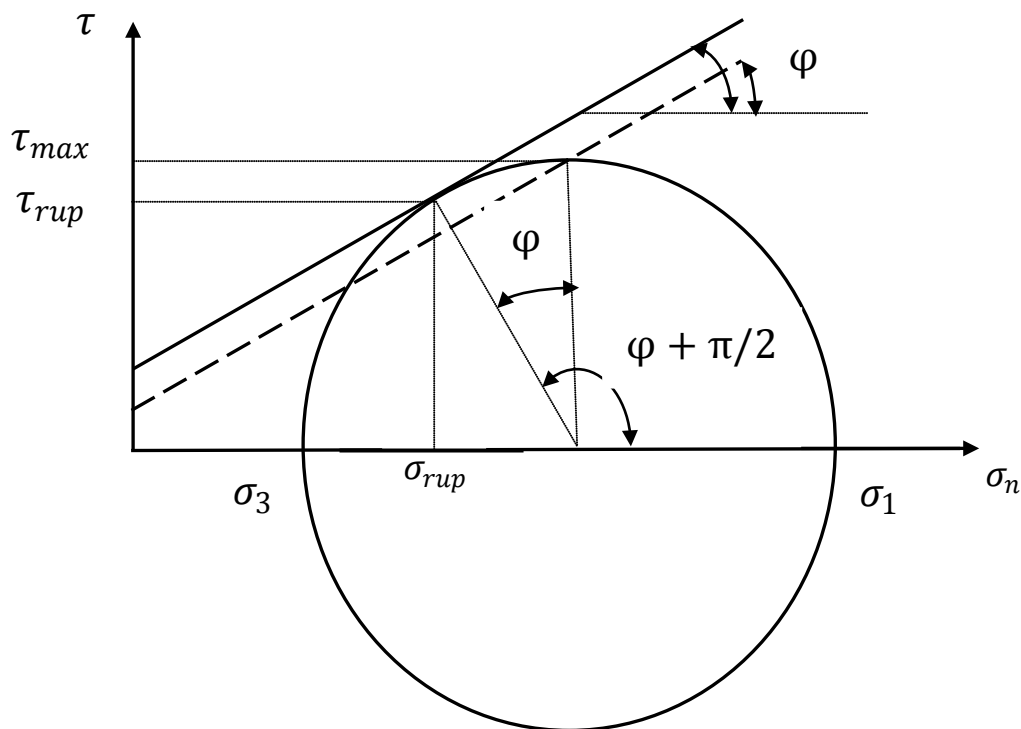


Fig2.8 : Méthode graphique pour le calcul des contraintes propres à la rupture à partir des contraintes de cisaillement au pic et normale maintenue constante (σ_{rup})

D'autre part, il y aurait concentration des contraintes aux extrémités de la boîte lors d'un essai de cisaillement direct, ce qui peut se faire une source d'incertitude sur les résultats trouvés en plus à l'incertitude qui pourrait être provoquée de la rotation des plans propres associés aux contraintes appliquées initialement propre. Lorsque la courbe intrinsèque de cisaillement est considérée en fonction de la contrainte de cisaillement maximale, les contraintes propres (σ_1 et σ_3) se calculent par les expressions (2.9 et 2.10) trouvée après un certain arrangement de l'expression (2.8) développée sur la base de la représentation graphique de la figure (2.8).

$$\sigma_{rup} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \tau_{max} \sin\varphi \quad (2.8)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{rup} + (1 + \sin\varphi) \tau_{max} \quad (2.9)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{rup} - (1 - \sin\varphi) \tau_{max} \quad (2.10)$$

2.5. Répétabilité des essais

L'étude des comportements mécaniques des sables abordée dans les troisième et quatrième chapitres relève de l'utilisation de l'appareil de cisaillement. Pour assumer des résultats représentatifs des matériaux en question, on a testé la fiabilité de l'appareil utilisé à travers la réalisation de deux mêmes essais séparément en cadre de la norme en vigueur (fig2.9), on en a trouvé des résultats similaires, c'était pour décrocher la condition de répétabilité des essais. Laquelle condition est prescrite pour parvenir d'ailleurs à cerner les ressources d'incertitude mentionnées dans le paragraphe (2.3.4). Pour la raison que la répétabilité est satisfaite, on juge le fonctionnement de l'appareil qui a été utilisé exclu de toute sorte d'incertitude qui pourrait perturber les valeurs des résultats. En raison de plus, l'effet de la température peut intervenir lors d'un essai de cisaillement direct car, le frottement entre les deux demi-boîtes métalliques en dépend, d'autant plus qu'il existe certains sols qui sont au moins légèrement sensibles au changement de la température, qui pourrait être un agent de rétrécissement ou d'extension et notamment quand il s'agit des sols humides ou saturés. Pour n'en avoir pas cas, on a opté pour la réalisation de la totalité de nos essais à temps tempéré tel que la norme NF P-071-1 préconise ne pas admettre plus des 5°C en incertitude.

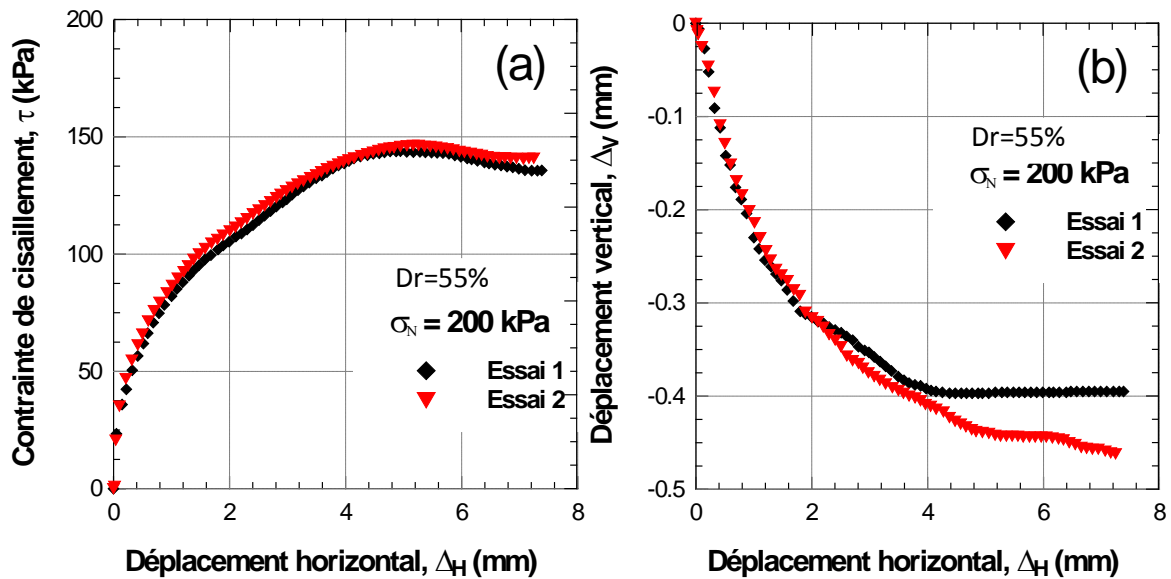


Fig2.9 : Répétabilité des essais sur le sable propre de Chlef ($Dr=55\%$)
a) variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal
b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

2.6. Conclusion

Les résultats des essais qui se réalisent à l'appareil de cisaillement ont dû reporter l'identité des matériaux utilisés en termes de caractérisation. Pour cette exigence, les matériaux utilisés ont été caractérisés vis-à-vis de la masse volumique des grains solides, de l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie, des limites d'Atterberg par lesquelles les indices de plasticité ont été aussitôt calculés et finalement des extrema des indices des vides. Cela est déroulé en tout ou en partie pour tous les sols, à en savoir, le sable de chlef et le limon qu'on en est récupéré par tamisage à $80 \mu\text{m}$ ainsi que l'argile, le limon argileux et les sols en mélange. On peut en conclure :

La valeur de la masse volumique des grains solides des mélanges tend généralement vers celle de la masse volumique des grains solides du matériau dont la proportion est prépondérante. La masse volumique du sable moyenne les autres du limon et de l'argile. La valeur de la masse volumique du grain est inhérente généralement à sa minéralogie qui s'y rapporte proprement, à la nature des corps intrus qu'il abrite lors d'un processus de formation et à sa porosité fermée.

Les distributions granulométriques des mélanges, y compris le sable propre, ne se confondent absolument pas, selon que les coefficients d'uniformité et de courbure varient d'un matériau à l'autre en indiquant que le sable propre ne confine pas une proportion en dominance, en

raison de sa granulométrie bien étalée, le sable est jugé bien gradué, donc il est un sol plutôt frottant. En revanche, les sables en mélange, à partir de quelque teneur avoisinant les 20% en fines, sont mal gradués pour leurs granulométries serrées en la dominance des fractions particulières des fines.

Afin de décrire les mélanges en termes d'argilosité, les limites d'Atterberg ont été déterminés pour les différentes fines. Le limon, l'argile et le limon argileux ont été signalés en tant qu'un limon peu plastique, qu'une argile très plastique et qu'un limon très plastique, respectivement. Le limon est le plus susceptible à accepter le changement de sa teneur en eau naturelle que le limon argileux, et les deux que l'argile. Cette analogie permet de trancher sur leur perméabilité qui se prononce autant qu'on allant de l'argile au limon. Mais, lorsque le limon et l'argile sont combinés à moitié dans un ensemble limono-argileux, les limites de liquidité et de plasticité et l'indice de plasticité n'obéissent pas à la même règle de combinaison ; c'est l'argile qui a une influence considérable par rapport au limon en matière d'argilosité.

Les extrema de l'indice de vides ont été trouvés pour chaque sol ; leurs valeurs sont influencées par la teneur en fines. Par rapport à une valeur repère médiane, autant la valeur de l'indice de vides minimal est diminuée, autant la valeur de l'indice de vides maximal est augmenté. Ce descriptif est autant plus précis que la teneur en fines augmente ; ce se déroule d'une manière plus claire pour les fines limono-argileuses.

Chapitre 3

Effet des fines sur le comportement mécanique des mélanges de sable-fines

3.1. Introduction

La résistance au cisaillement a été évoquée pour la caractérisation mécanique des sols considérés dans ce chapitre. Plusieurs chercheurs se sont préoccupés de l'étude du comportement mécanique des sables selon de différentes approches menant à des résultats spécifiant les matériaux testés selon qu'ils développent, chacun relativement à sa physique à l'état sec, des caractéristiques qui leur spécifient. [Thevanayagam et Martin \(2002\)](#) rapportent que la nature physique du sable contenant de fines est différente de celle du celui propre.

[Amini et Qi \(2002\)](#) ont conclu que l'ajout de teneur en fines dans les sols granulaires augmente la résistance au cisaillement des sols, tandis que d'autres travaux ont montré que la résistance des sols granulaires diminue autant que la teneur en fines en ajout au sable est diminuée, ([Monkul et al, 2016](#); [Monkul et al, 2017](#); [Arab, 2009](#); [Belkhatir et al, 2010](#); [Aouali et al,2018](#)). Certaines études ([Benghalia et al, 2015](#) ; [Bouferra et Shahrour, 2004](#)) indiquent que la résistance au cisaillement diminue jusqu'à une certaine valeur de teneur en fines puis tend à augmenter à nouveau.

[Bouri et al \(2019\)](#) ont trouvé l'étude du comportement au cisaillement du sable de chlef indispensable, étant donné sa vulnérabilité qui s'exprime en matière de résistance au cisaillement sous conditions initiales. Ils ont réalisé une série d'essais de cisaillement direct sur le sable de Chlef à partir des mélanges sable-limon. En considérant l'état sec, leurs résultats indiquent que la résistance au cisaillement et l'angle de frottement diminuent avec l'augmentation de la teneur en limons, à l'opposé de la cohésion qui augmente. De nombreuses autres recherches ont porté sur l'étude du comportement mécanique du sable de Chlef ([Arab et al,2014](#) ; [Djafar et al,2013](#); [Merabet et al, 2019](#); [Della et al,2015](#); [Benessalah et al,2020](#) ; [Benessalah et al,2019](#) ; [Krim et al, 2017](#) ; [Brahim et al 2016](#) ; [Azaiez et al, 20020](#); [Benessalah et al,2017](#)) et de l'étude de l'effet de la teneur en fines sur son dit comportement ([Belkhatir et al ,2010](#); [Belkhatir et al, 2011](#); [Aouali et al,2018](#); [Bouri et al,20019](#);)

On a insisté, en cadre de l'objectif sur lequel porte ce chapitre, sur les comportements mécaniques des mélanges reconstruits, en ajoutant au sable propres de fines en les pourcentages 0 ; 10 ; 20 ; 30 et 40%. Cette description débute du fait de se rendre compte de l'accord de telles conditions induisant une résistance au cisaillement donnée. Les essais ont été déroulés en considérant deux densités relatives prises égales à 55% et 85% initialement pour chaque matériau qui a été ensuite consolidé et cisailé à sec sous conditions de contraintes normales de l'ordre de 100, 200 et 400Kpa à vitesse de cisaillement de 1 mm/min.

3.2. Procédure expérimentale

Les masses totales de différents sols ont été obtenues à l'intermédiaire de l'expression (2.5). Les masses de sable et des fines ont été calculées, l'une par rapport à l'autre en fonction de la masse totale, en combinant $(100-F_C)\%$ du sable propre de Chlef avec $F_C\%$ de fines de limon de Chlef ou d'argile de M'zilla ou de limon et d'argile combinés à moitié en rapport massique, au fur et à mesure que la fraction des fines F_C prend 0, 10, 20, 30 et 40 successivement comme valeurs.

Les essais ont été réalisés en utilisant l'appareil de cisaillement direct (fig2.4). Ils consistent d'abord en le remplissage de la boîte de l'appareil (fig2.5) avec du sol d'une manière garantissant la reproduction d'un matériau donné vu la densité relative qui lui est appropriée obligatoirement. Six échantillons du même sol ont été préparés avec la moyenne de trois pour chaque densité relatives. Ensuite ces trois échantillons qui dénotent les mêmes caractéristiques physiques ont été, un par un, consolidé et cisailé à l'intermédiaire d'une contrainte normale de l'ordre de 100, 200 et 400 Kpa consécutivement

La mise en place de l'échantillon dans la boîte a été faite en trois reprises en le disposant en trois couches superposées et choisies à égales masses absolument et à égales hauteurs finalement. Elle devrait être exécutée de telle manière de ne pas évoquer l'anisotropie, autrement dit, il faudrait maintenir les caractéristiques physiques et granulométriques ainsi que la densité relative imposée initialement identiques en tout endroit voire en tout point dans l'échantillon.

Compte tenu de la densité relative, deux types de matériaux sont à être discutés dans ce chapitre à savoir le dense ($Dr=85\%$) et le moyennement dense ($Dr=55\%$). Le premier a été mis en place en damant chacune de ses couches ; pour le deuxième, on a rajusté par un léger serrage chacune de ses couches après avoir été normalement déposée dans la boîte. Cela est déroulé en répondant autant fort que possible aux exigences d'isotropie.

On signale au fait qu'un échantillon soit correctement mis dans la boîte servant à l'appareille de cisaillement avec toute cette subtilité décrite, reste un sujet de laboratoire propre à l'expérience. Au cas où l'on s'en douterait, c'est au moyen de la répétabilité de l'essai tenue aux conditions stationnaires de laboratoire, qu'on admet comme tolérée une telle mise en place d'un échantillon correctement quantifié.

3.3. Résultats et discussion

3.3.1. Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef

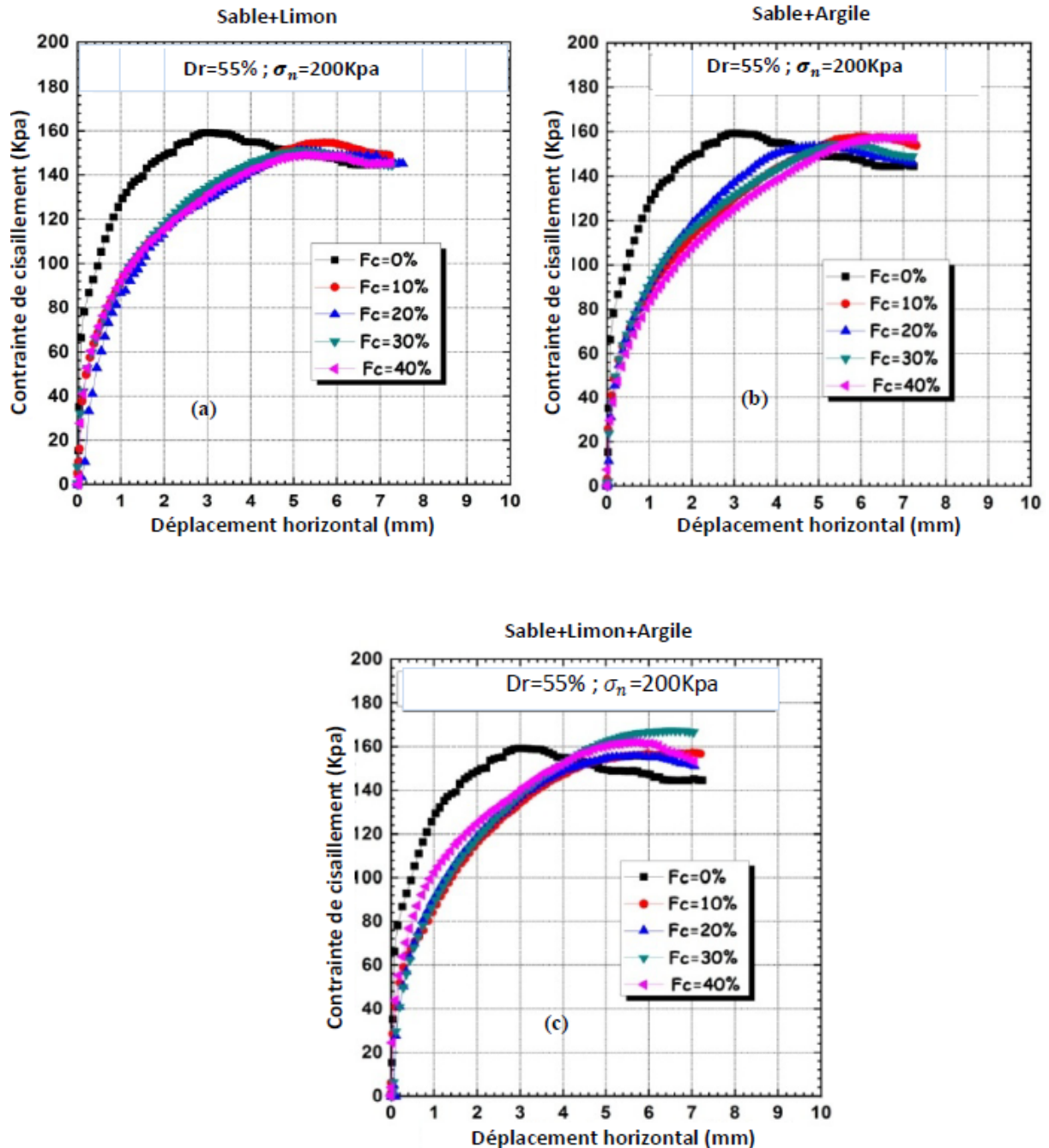


Fig3.1 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal à l'état moyennement dense ($Dr=55\%$) : (a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux.

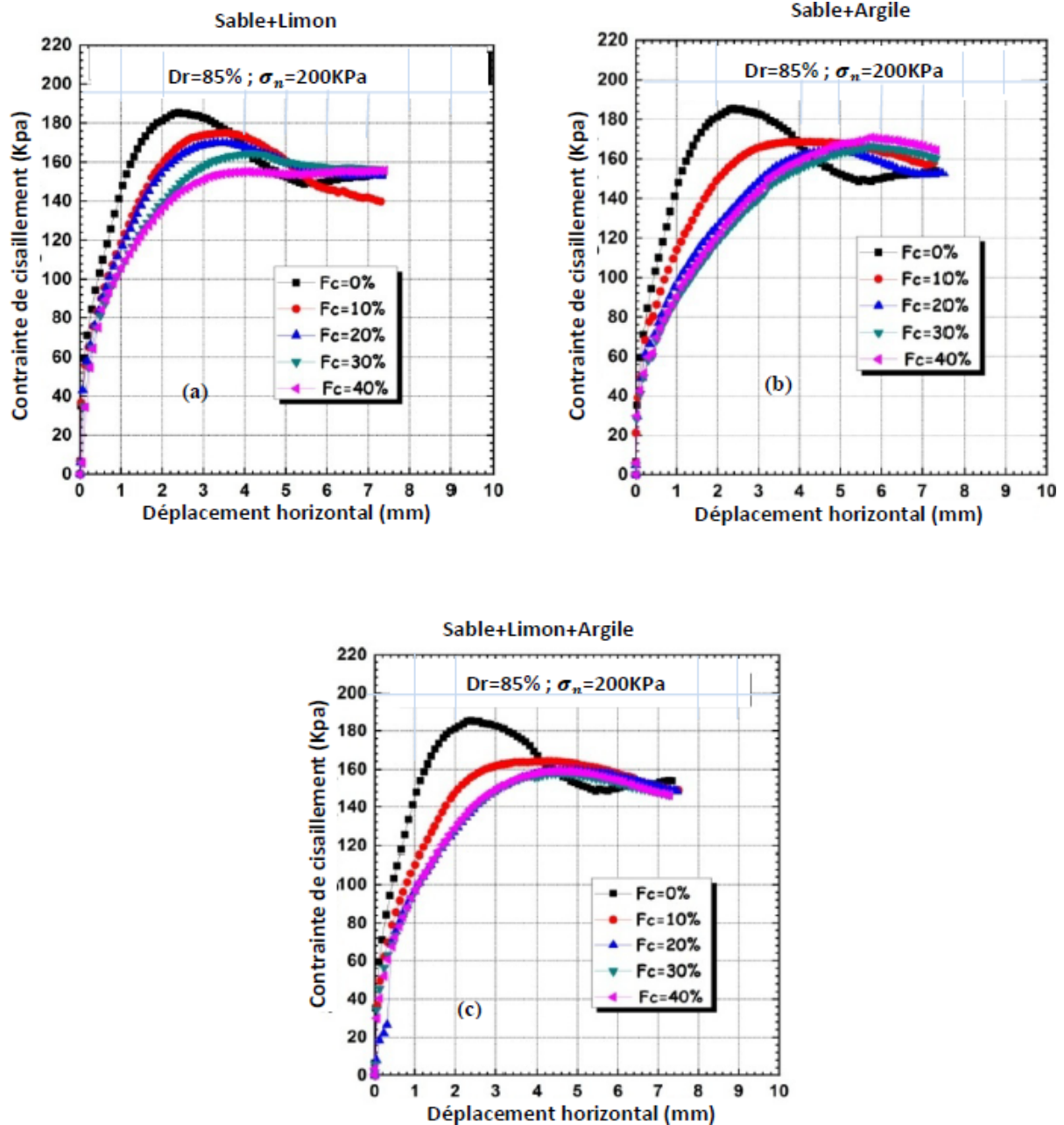


Fig3.2: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal à l'état dense ($D_r=85\%$) : (a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux.

Les figures 3.1a, 3.1b, 3.1c, 3.2a, 3.2b, et 3.2c rapportent des courbes de contraintes-déformations représentant la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal des échantillons de différentes teneurs en fines. On constate que la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à une valeur maximale, son augmentation est plus significative à l'état dense pour tout type de sol. Les courbes de contraintes-déformations du

sable propre présentent des pics (contrainte de cisaillement maximale) à un déplacement horizontal faible de (2 à 3 mm). A partir de ce déplacement, la résistance diminue avec tendance de se stabiliser autour d'une valeur faible qui traduit la résistance résiduelle du sable. Nos résultats sont en commun accord avec ce trouvés par (Belkhatir et al 2010 ; Arab et al 2014 et Aouali et al 2018) .Ce comportement est apparu aussi pour des autres sols avec des pics moins développés que celui du sable propre correspondant à une déformation horizontale qui est (3.5 à 5mm) à l'état dense et est (5 à 6mm) à l'état moyennement dense. Le développement d'un pic de résistance est fonction de la possibilité de cisaillement des grains de sable près de leurs points de contact (cisaillement des aspérités), cette possibilité diminue quand les fines sont introduites car, celles-ci empêchent plus ou moins les grains de sables de se contacter. La résistance au cisaillement des sols dont les courbes de contraintes-déformations n'ont pas de pics, après être devenue maximale, ne comporte pas une variation claire en fonction du déplacement horizontal du moment que les courbes ont tendance à évoluer en palier, cela s'explique par la tendance qu'ont ces sols d'entreprendre un comportement plastique.

3.3.2. Effet des fines sur la déformabilité sous condition de cisaillement

Les figures 3.3a, 3.3b, 3.3c, 3.4a, 3.4b et 3.4c représentent la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. L'insertion des fines parmi le sable propre favorise au matériau obtenu un comportement contractant à cause de l'écrasement des pores d'air. Sitôt que la contractance devient au bout, le matériau entretient une perte de densité et la dilatance s'amorce. L'échantillon n'offrant pas une phase de dilatance évoluée, par rapport aux autres échantillons du même type de sol, est celui le plus contracté qui prononce une résistance au cisaillement maximale la plus diminuée qui est due à la compressibilité du matériau. A l'état moyennement dense et dense successivement, à compter de zéro de déformation horizontale, les échantillons de teneurs en fines intermédiaires (20%) atteignent la fin de la contractance, à 3 mm et à 2 mm pour un sable limoneux, à 6.5 mm et à 5 mm pour celui argileux et finalement à 6 mm et à 5 mm pour l'autre limono-argileux. Dans le même ordre également, les échantillons de teneurs en fines maximale (40%) atteignent la fin de la contractance, à 7 mm et à 3 mm pour les sables limoneux, à 5.5 mm et à 5mm pour les sables argileux, et finalement à 5 mm et à 4 mm pour les sables limono-argileux. ceux de zéro teneurs en fines atteignent la fin de la contractance à des valeurs standard de 1.5 mm à l'état moyennement dense et de 1 mm à l'état dense. Depuis ces indications, Il s'avère que la progression de la phase de contractance et la réduction de la phase de dilatance sont plus

prononcées à l'état moyennement dense qu'à l'état dense, et à teneur en limon élevée qu'à une faible teneur, tant qu'il y a progression de la compressibilité. Mais elles sont, pour les sables argileux et limono-argileux, plus prononcées à une teneur en fines de 20% correspondant à une compressibilité avancée que de part et d'autre de cette teneur.

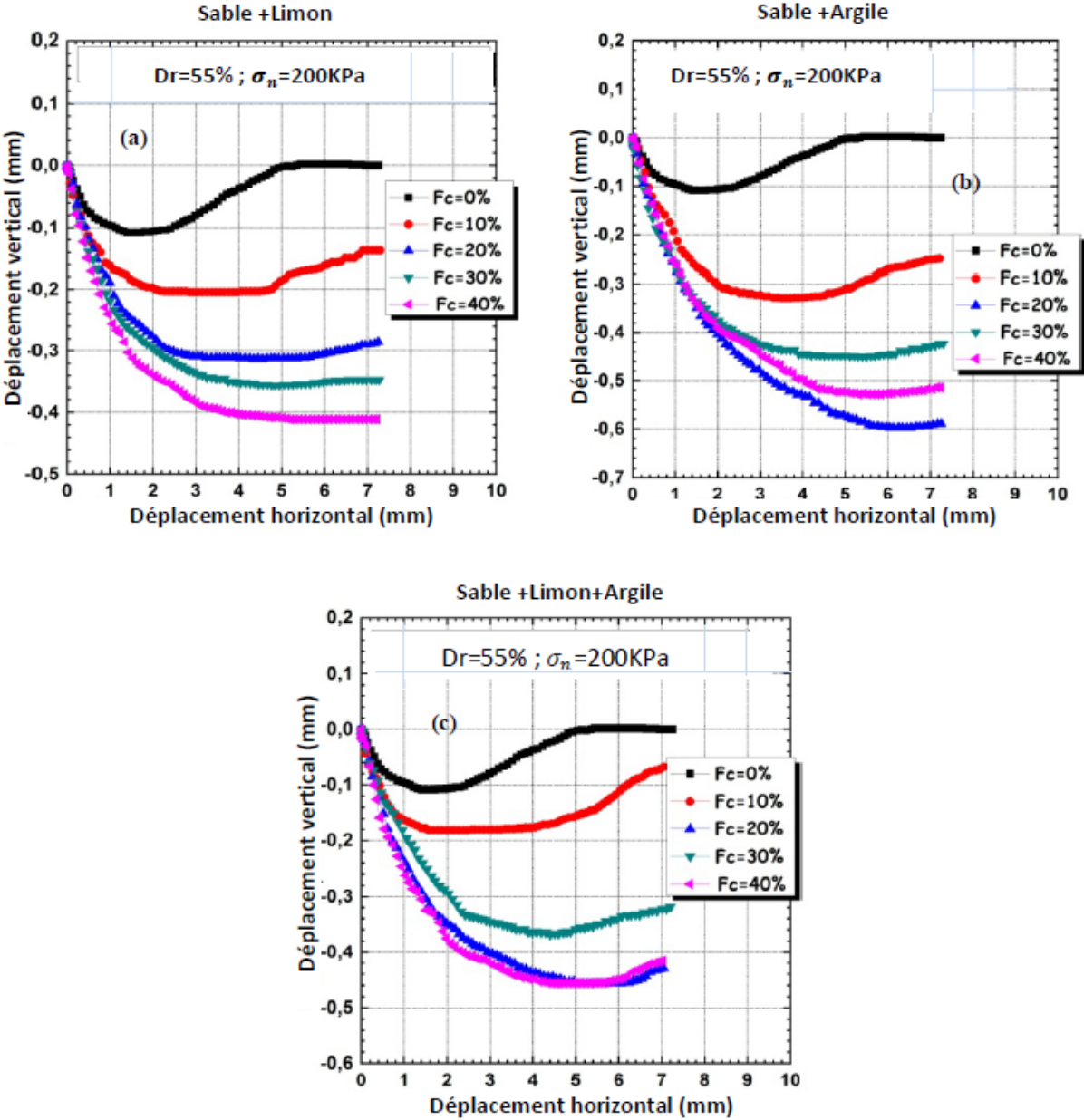


Fig3.3: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal à l'état moyennement dense ($Dr=55\%$) : (a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux.

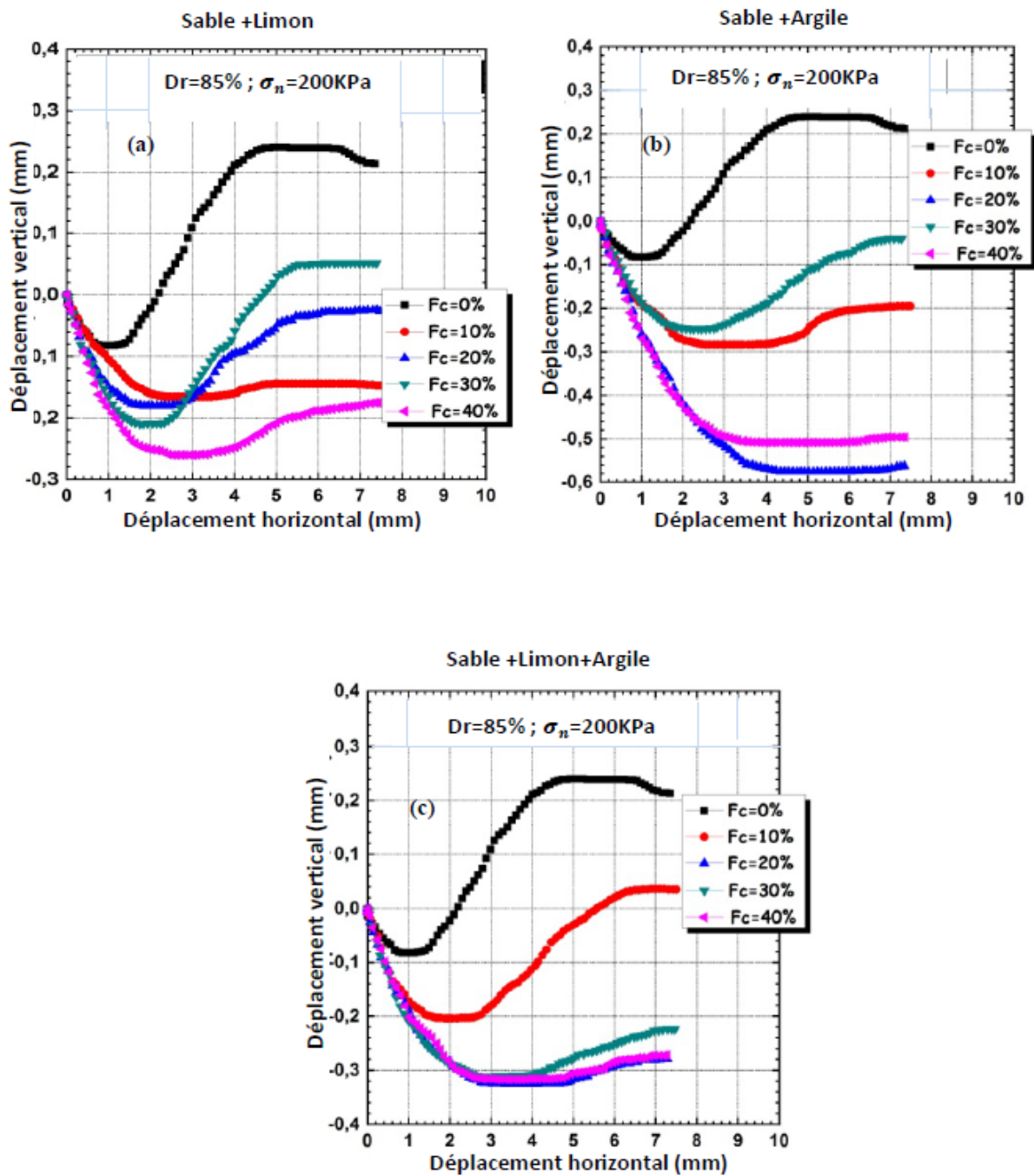


Fig3.4: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal à l'état dense ($Dr=85\%$): (a) Sables limoneux, (b) Sables limono-argileux, (c) Sables argileux.

3.3.3. Influence des fines sur le critère de résistance de Mohr-Colomb

Les figures 3.5a, 3.5b, 3.5c, 3.6a, 3.6b et 3.6c rapportent, pour les différents sols étudiés, les courbes intrinsèques de cisaillement de Mohr-Coulomb de type ($\tau = \sigma_n \cdot \tan\phi + c$). Elles servent en la détermination des caractéristiques mécaniques telles que l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c) du matériau.

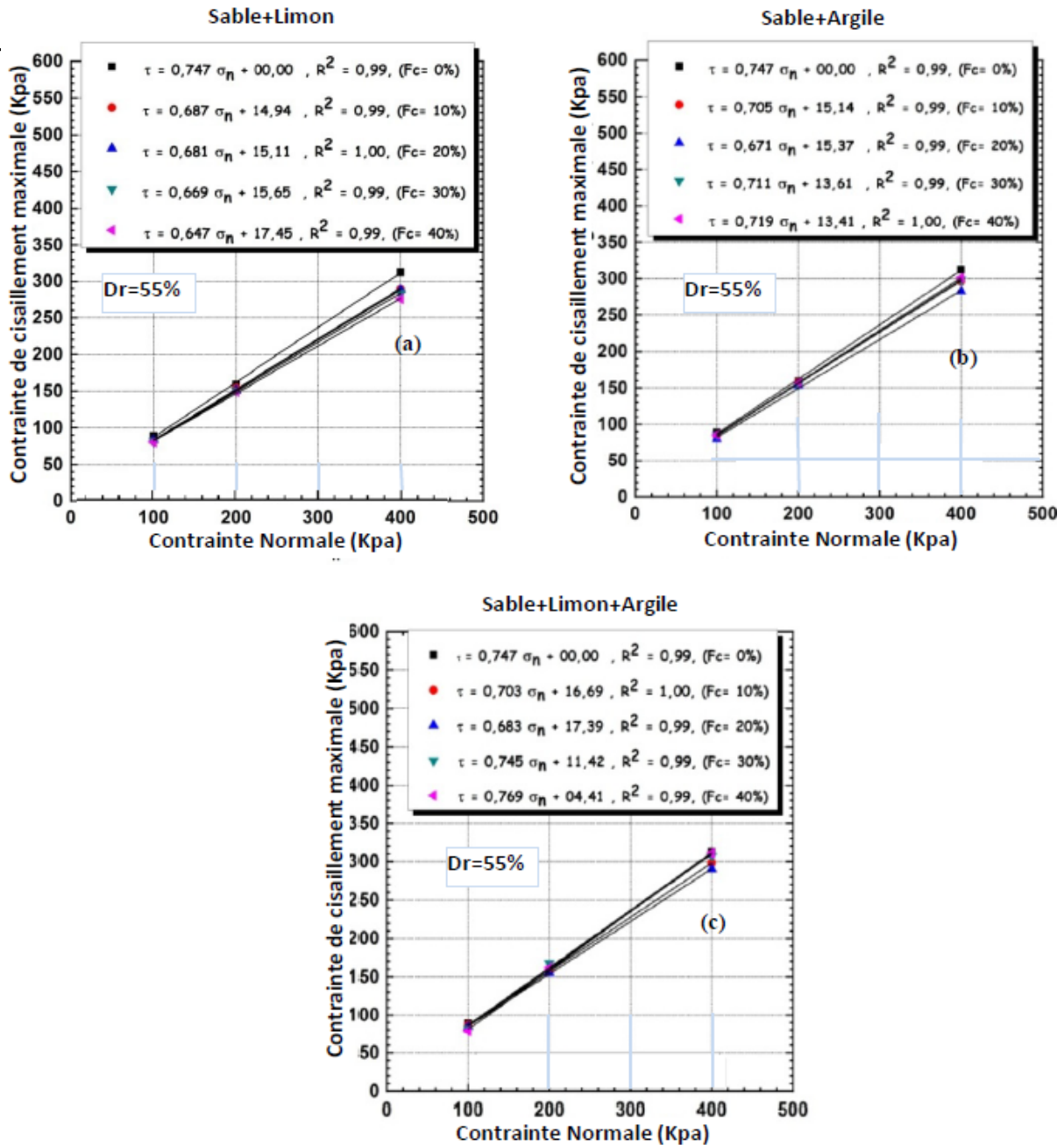


Fig3.5: Courbes intrinsèques à l'état moyennement dense ($Dr=55\%$) : (a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux

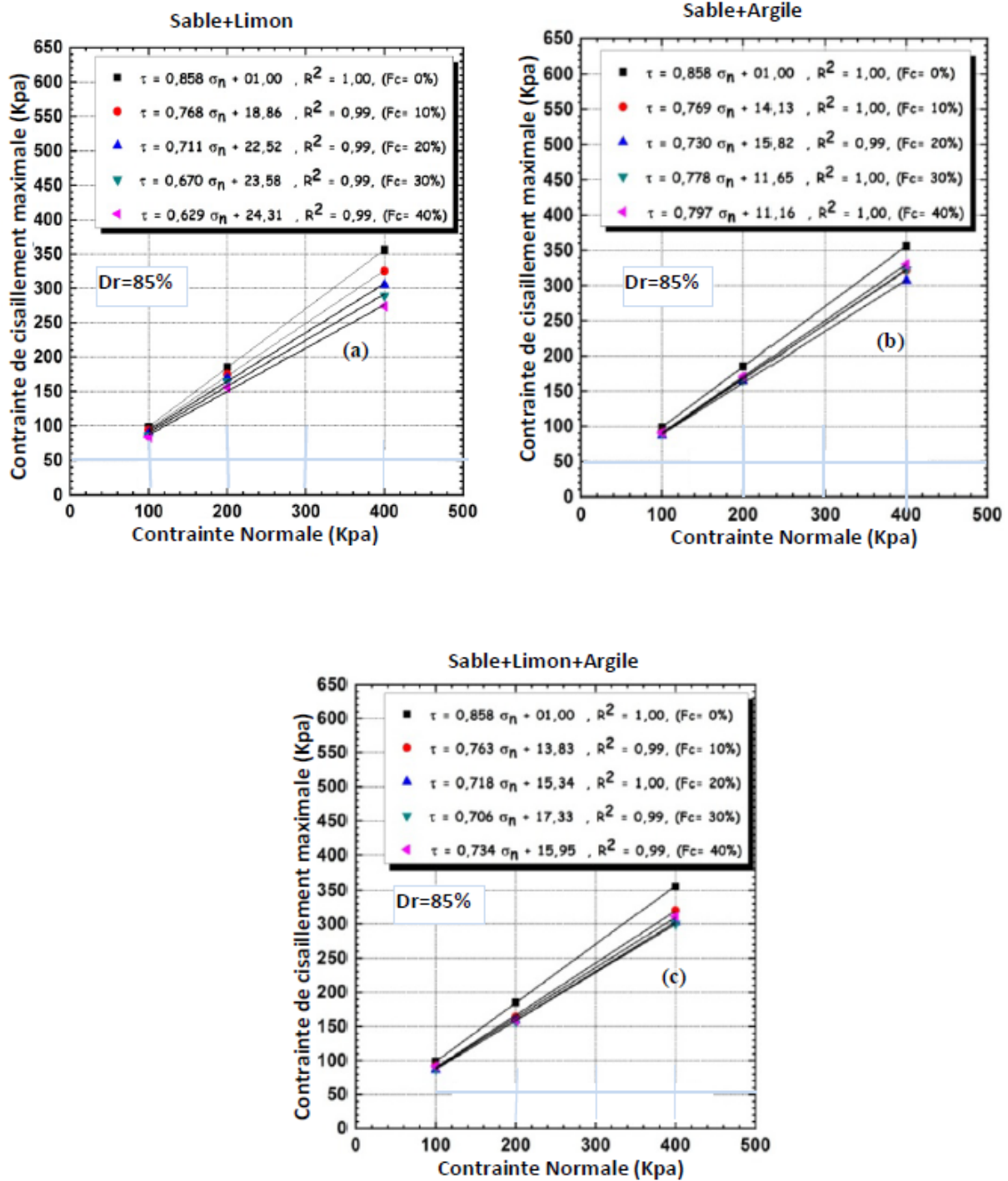


Fig3.6: Courbes intrinsèques à l'état dense ($Dr=85\%$) :(a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux.

L'augmentation de la contrainte normale rend les grains du matériau plus serrés entre eux, et il en résulte la réduction des vides qui finit par l'augmentation du potentiel de l'enchevêtrement, du frottement et de la cohésion qui est fonction de l'augmentation de la résistance au cisaillement du même sol. Quelle que soit la nature des sols et à l'état dense surtout, l'écart entre les résistances au cisaillement est moins prononcé à la contrainte normale

100 KPa, et est plus ou moins évident à 200 KPa, mais il est plus perceptible à 400 KPa et particulièrement pour les sable limoneux. Cela s'explique par l'influence de l'augmentation de la teneur en limon, par rapport au sable propre, sur la diminution de la résistance au cisaillement qui s'exprime conséquemment à de grandes contraintes normales et significativement à l'état dense

3.3.4. Influence des fines sur la résistance au cisaillement maximale

Les figures 3.7a, 3.7b et 3.7c, 3.8a, 3.8b, et 3.8c représentent, en fonction de la teneur en fines la variation de la résistance au cisaillement maximale des échantillons moyennement denses et denses, pour les trois contraintes normales, 100, 200 et 400 Kpa. On constate que cette résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale et la densité pour chaque teneur en fines.

La contrainte de cisaillement maximale des échantillons des sables limoneux (figures 3.7a et 3.8a) diminuent avec l'augmentation de la teneur en limon. Cependant, la résistance au cisaillement maximale des échantillons des sables argileux (figures 3.7b et 3.8b), en fonction de l'augmentation de la teneur en argile, diminue jusqu'à un minimum coïncidant avec la teneur de 20% puis elle augmente. En fin, les sables limono-argileux (figures 3.7c et 3.8c), en fonction de l'augmentation de la teneur en fines, développent une résistance au cisaillement maximale qui diminue jusqu'à un minimum coïncidant avec 20% de teneur en fines à l'état moyennement dense, et avec 30% de teneur en fines à l'état dense.

Du fait que la résistance au cisaillement maximale diminue avec l'augmentation de la compressibilité indiquée par la contractance, alors les sols denses, pour ce qu'ils sont moins compressibles que les sols moyennement denses, ont des résistances au cisaillement maximales élevés. La teneur en fines ayant rendu le matériau plus compressible est la cause de la résistance au cisaillement la plus minimale par rapport aux autres teneurs. pour les sables limoneux de jusqu'à 40% de teneur en fines, les sables argileux de jusqu'à 20% et les sables limono-argileux moyennement denses et denses jusqu'aux 20% et 30% respectivement, les fines remplissent en excès les vides entre les grains de sable qui demeurent légèrement ou entièrement écartés selon la quantité des fines qui les sépare, c'est pour cela qu'il y a eu une compressibilité qui progresse avec l'augmentation de la teneur en fines. Au delà de ces teneurs, pour les sables argileux et limono-argileux, la contractance est perturbée par le glissement des grains de sables. En raison de quoi, la résistance au cisaillement maximale est peu diminuée que celle du sable propre.

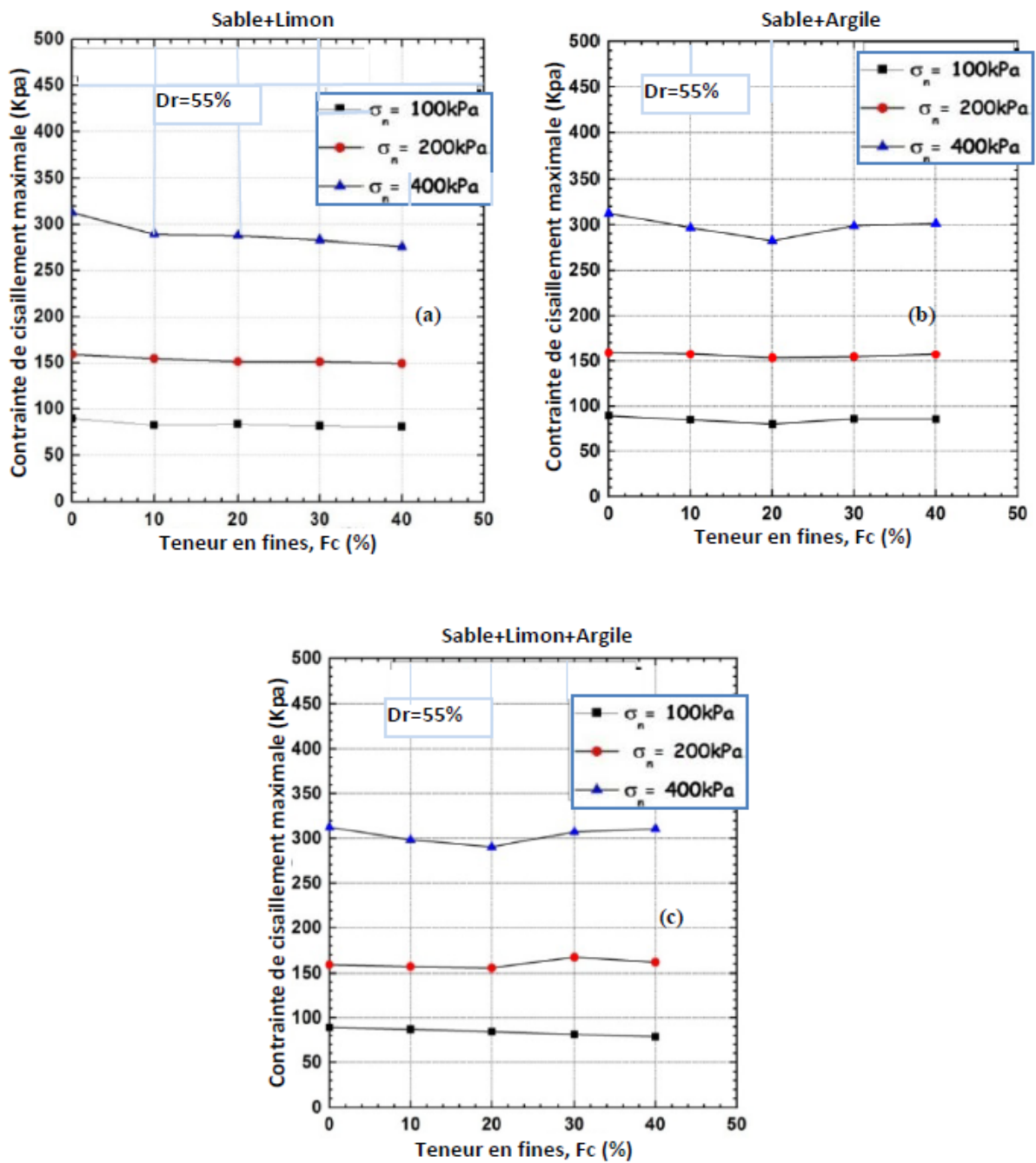


Fig3.7: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines à l'état moyennement dense ($Dr=55\%$) :
a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux

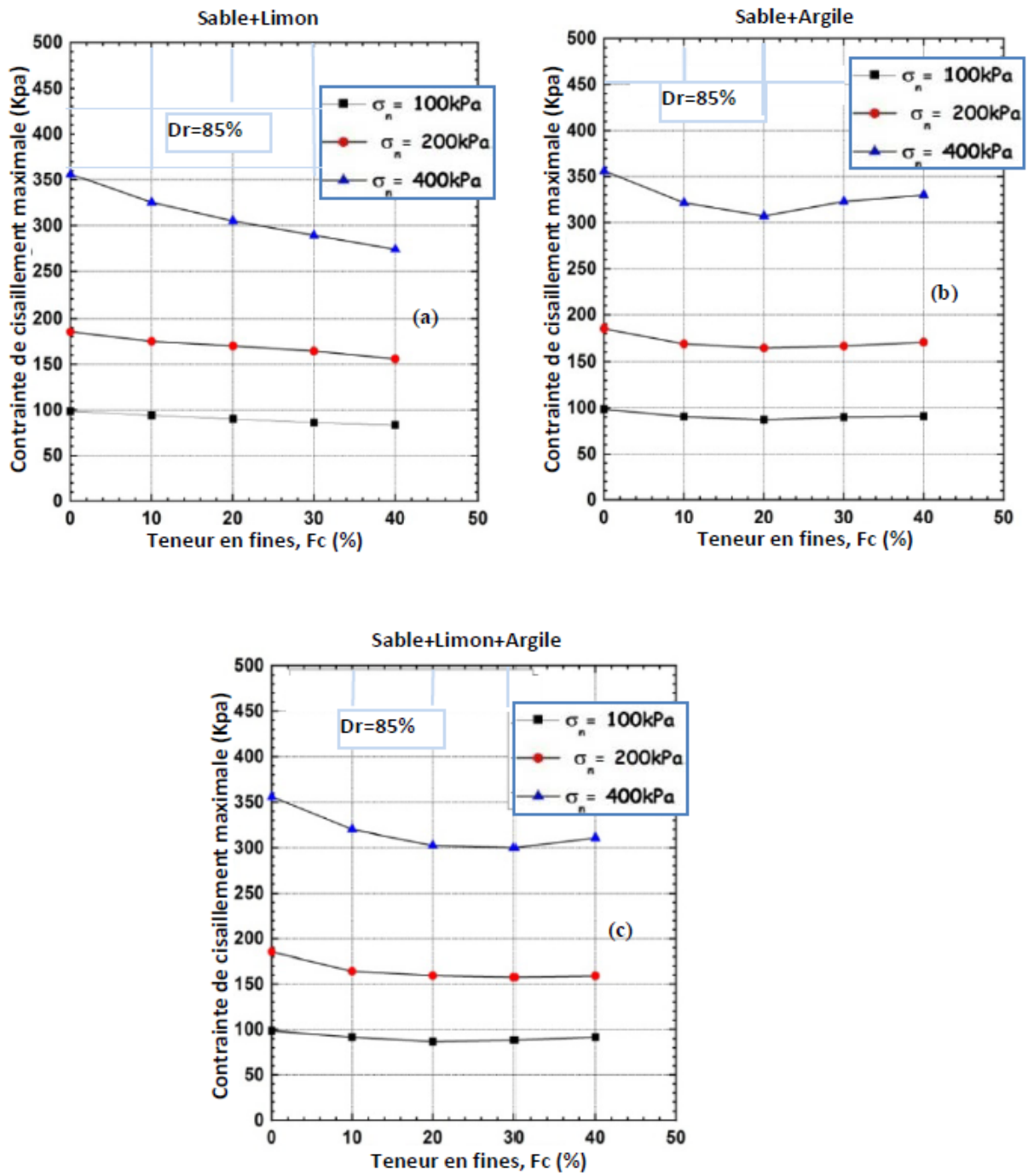


Fig3.8: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fines à l'état dense ($Dr=85\%$) : (a) Sables limoneux, (b) Sables argileux, (c) Sables limono-argileux

3.3.5. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques

3.3.5.1. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques à l'état moyennement dense

Les figures 3.9a et 3.9b présentent respectivement, en fonction de l'augmentation de la teneur en fines de 0 à 40%, les développements de la cohésion et de l'angle de frottement de différents sols moyennement denses ($D_r = 55\%$). Depuis lesquelles, on constate, pour les sables limoneux, que la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue. Tandis que, pour les sables argileux, la cohésion augmente jusqu'à un maximum de 15.37 KPa puis diminue ; et l'angle de frottement diminue jusqu'à un minimum de 33.86° puis augmente. Quand aux sables limono-argileux, la cohésion augmente puis diminue en passant par le maximum de 17.39 KPa au fur et à mesure que l'angle de frottement diminue puis augmente en passant par le minimum de 34.33° . Au niveau de la teneur en fines de 20%, pour les sables limoneux et limono-argileux, chaque caractéristique mécanique change la direction de son évolution

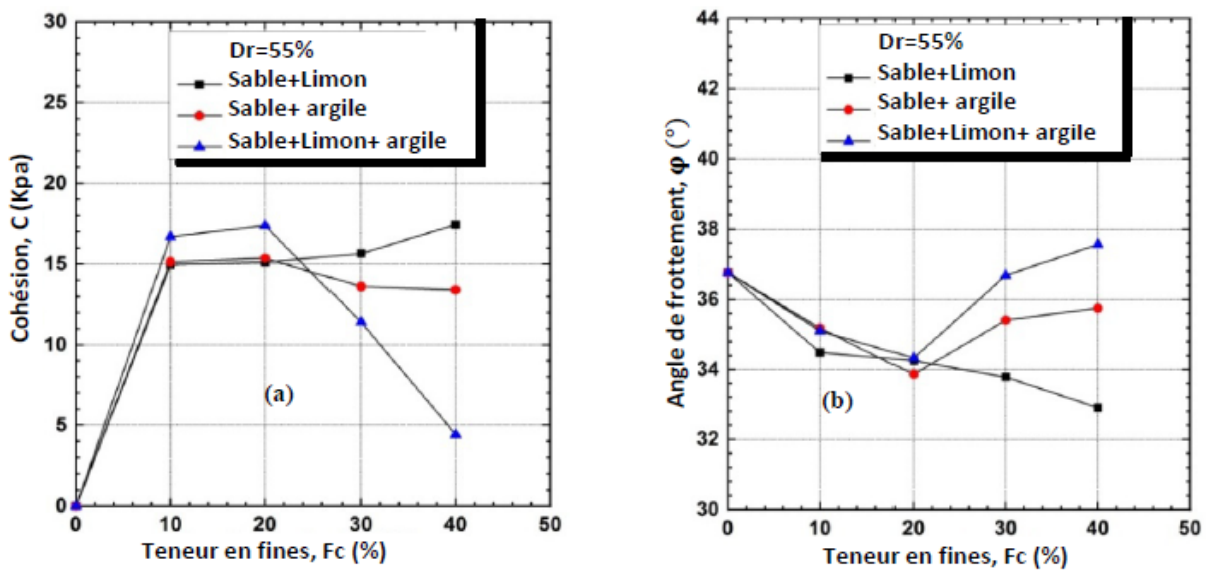


Fig3.9: Variation des caractéristiques mécaniques de différents sables en fonction de la teneur en fines à l'état moyennement dense ($D_r=55\%$) :

(a) Cohésion, (b) Angle de frottement

De 0 à 20% de teneur en fine, Le limon argileux, du fait que sa structure est modérée par la présence de l'argile, favorise une consistance par compressibilité au sable limono- argileux ; à cet effet, il contribue à l'augmentation de la cohésion par rapport aux autres fines. Dans ce même intervalle de teneur en fines, les cohésions des sables limoneux et argileux sont rapprochées pour d'égales consistances imposées dans la matrice du sable par les fines. Cependant, au-delà de 20% de teneur en fines, c'est le limon qui contribue à l'augmentation de la cohésion car il donne au sable limoneux une consistance favorisée par la compressibilité ; Alors que l'argile et le limon argileux, par leurs finesses avancées, favorisent le glissement des grains qui déstabilise la consistance qui est facteur de la cohésion. De 0 à 10% de teneur en fine, l'effet de l'ajout de l'argile et du limon argileux, sur la variation de l'angle de frottement, sont équivalents. A 20% de teneur en fines, l'angle de frottement du sable argileux est moindre que ceux des sables limoneux et limono-argileux tant que sa résistance au cisaillement est moindre. Excepté le voisinage de 20% de teneur en fines, l'angle de frottement des sables limoneux, pour leurs résistances au cisaillement les plus diminuées, est plus inférieur progressivement par rapport à ceux des autres sables.

3.3.5.2. Effet des fines sur les caractéristiques mécaniques à l'état dense

Les figures 3.10a et 3.10b présentent respectivement, en fonction de l'augmentation de la teneur en fines de 0 à 40%, les développements de la cohésion et de l'angle de frottement de différents sols denses ($D_r = 85\%$). A partir de ces courbes, il est clair que pour les sables limoneux, la cohésion augmente lors que l'angle de frottement diminue. Tandis que pour les sables argileux, la cohésion augmente et l'angle de frottement diminue, les deux jusqu'aux optimale de 15.82 KPa et 36.13° , respectivement, coïncidant avec une teneur en fines de 20%. Au- delà de cette teneur, les deux caractéristiques continuent à se développer inversement. La cohésion et l'angle de frottement des sables limono-argileux comportent une variation semblable à celle des sables argileux, sauf qu'ils atteignent respectivement leurs maximum et minimum à 17.33 KPa et à 35.22° à 30% de teneur en fines.

A toute teneur en fines, les sables limoneux ont des cohésions plus augmentées en comparaison avec celles des sables argileux et limoneux argileux parce que le limon en tant que moins plastique est partout un facteur de compressibilité indépendante du glissement des grains des sables. Cette compressibilité est à l'origine de l'augmentation de la cohésion. A 30% et à 40% de teneur en fines, la cohésion du sable argileux est la plus inférieure pour la finesse de l'argile qui autorise la mobilité des grains du sable.

De 0 à 20% de teneur en fines, les angles de frottement des trois sables sont rapprochés et légèrement variés à 20%. En suite, de 20 à 40% de teneur en fines, les angles de frottement des sables argileux qui ont les résistances au cisaillement les plus élevées sont plus élevés par rapport à ceux des sables limoneux que par rapport à ceux des sables limono-argileux.

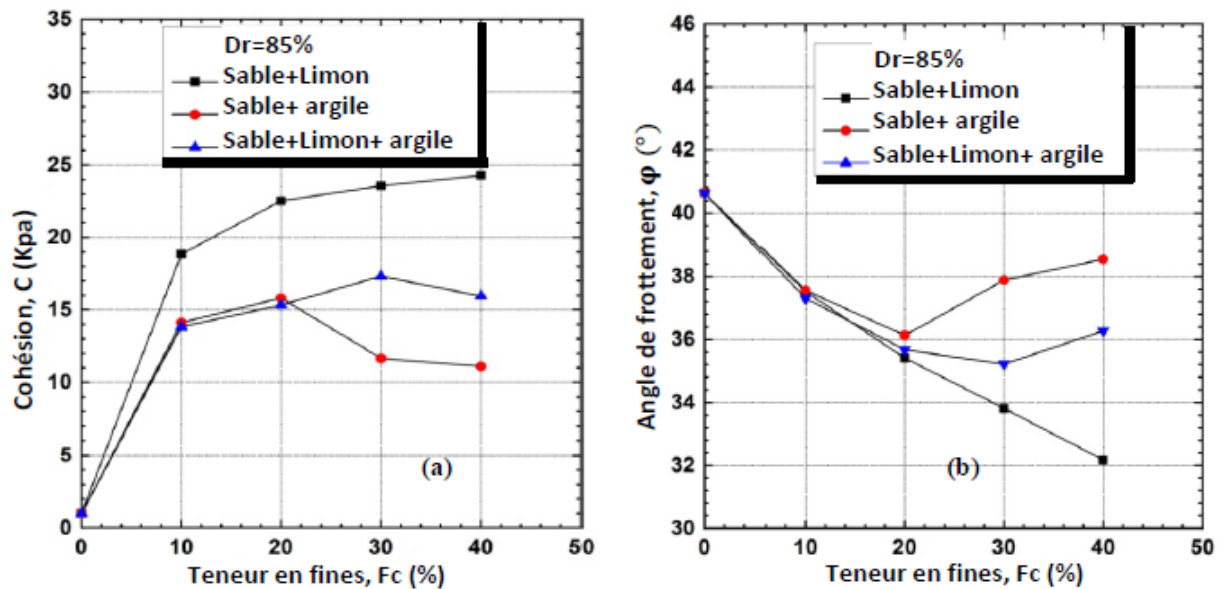


Fig3.10: Variation des caractéristiques mécaniques de différents sables en fonction de la teneur en fines à l'état dense ($Dr=85\%$) : (a) Cohésion, (b) Angle de frottement

3.3.6. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques

3.3.6.1. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables limoneux

Les figures 3.11a et 3.11b présentent, chacune à l'état dense ($Dr = 85\%$) et à l'état moyennement dense ($Dr = 55\%$), la variation de la cohésion et l'angle de frottement des sables limoneux respectivement. En passant de l'état dense à l'état moyennement dense et pour toute teneur en fines, la cohésion augmente (Figure 3.11a) lorsque la densité augmente, d'un écart progressif. Cela est motivé par une compressibilité qui avance avec l'augmentation de la teneur en fines et qui garantit moins de vides, beaucoup plus à l'état dense que à l'état moyennement dense.

A compter de zéro teneur en fine, l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la densité d'un écart qui diminue jusqu'à s'annuler à 30% de teneur en fines en raison de la diminution de la résistance au cisaillement de l'état dense à l'état moyennement dense. A 40% de teneur en fines, l'angle de frottement à l'état dense est petit par rapport celui de l'état moyennement dense (Figure 3.11b) ; le frottement dans ce cas est gouverné par un léger contact entre les grains de sable par rapport à l'état moyennement dense.

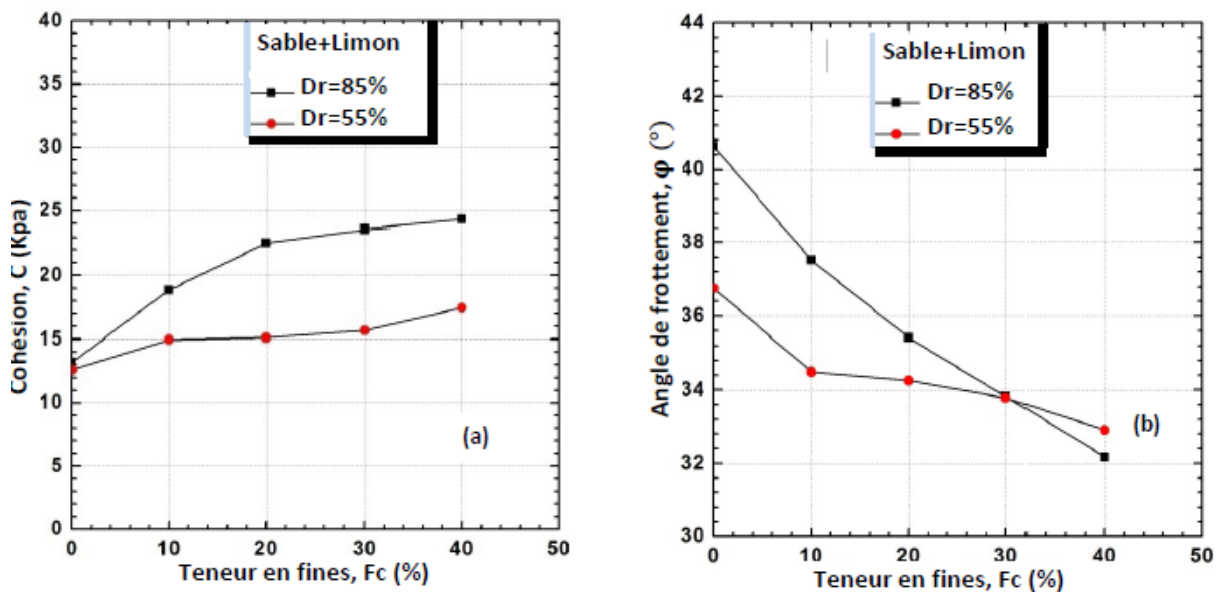


Fig3.11: Variation des caractéristiques mécanique des sables limoneux en fonction de la teneur en limon : (a) Cohésion, (b) Angle de frottement

3.3.6.2. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables argileux

Les figures 3.12a et 3.12b présentent, chacune à l'état dense ($Dr = 85\%$) et à l'état moyennement dense ($Dr = 55\%$), la variation de la cohésion et l'angle de frottement des sables argileux respectivement. De 0 à 20% de teneur en fines, excepté un petit écart situé au voisinage de 10% de teneur en fines, la cohésion à l'état moyennement dense est légèrement autre qu'elle est à l'état dense. A partir de 20 % de teneur en fines, les cohésions se divergent, selon qu'à 30 et 40% de teneur en fines, les cohésions des sables argileux moyennement denses sont supérieures par rapport à celle d'état dense, peut être pourrait-ce être du à

l'arrangement des grains de sable, qui s'exprime beaucoup plus à l'état moyennement dense que à l'état dense (Figure3.12a).

Cependant, en passant de l'état moyennement dense à l'état dense, l'angle de frottement augmente pour toute teneur en fines variant de 0 à 40% d'un écart assez uniforme pour l'augmentation de la résistance au cisaillement. (Figure3.12b). pour la capacité de ceux-ci à s'arranger.

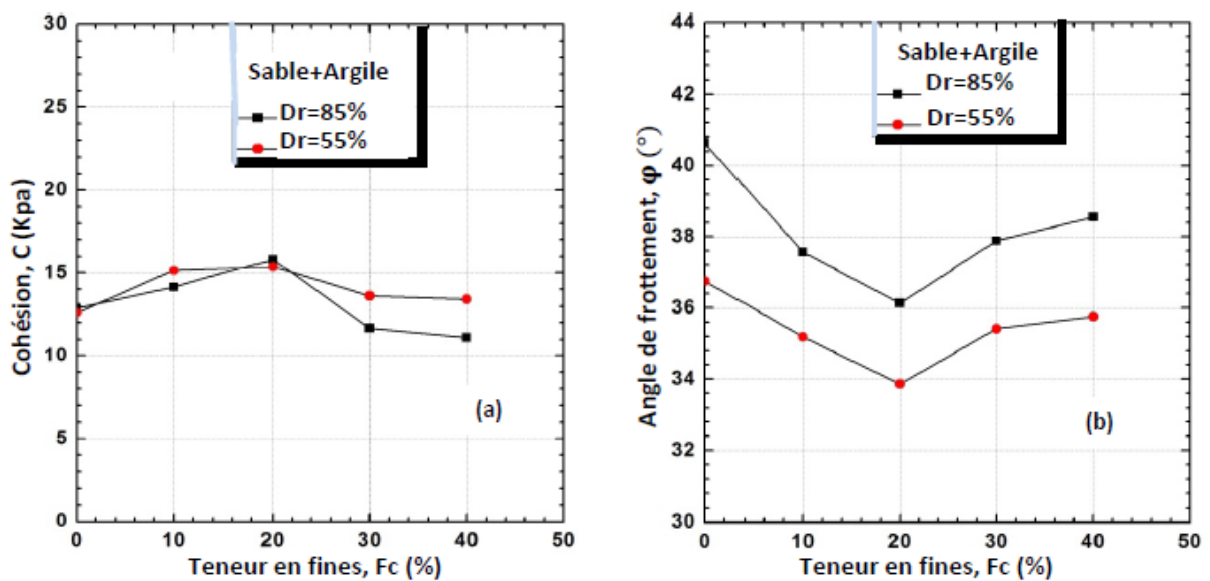


Fig3.12: Variation des caractéristiques mécanique des sables argileux en fonction de la teneur en argile :(a) Cohésion, (b) Angle de frottement

3.3.6.3. Effet de la densité sur les caractéristiques mécaniques aux cas des sables limono-argileux

Les figures 3.13a et 3.13b présentent, chacune à l'état dense ($Dr = 85\%$) et à l'état moyennement dense ($Dr = 55\%$), la variation de la cohésion et l'angle de frottement des sables limono-argileux respectivement. Initialement, la cohésion d'état moyennement dense est peu plus petite que celle d'état dense. Une teneur en fines de 0 à 20% confère au sable limono-argileux moyennement dense une structure modérée qui lui favorise par compressibilité une cohésion augmentée et un angle de frottement diminué. A 30 et 40% de

teneur en fines, la cohésion d'état dense est progressivement plus élevée que celle d'état moyennement dense car la possibilité de glissement des grains, les uns sur les autres, a beaucoup lieu dans le moyennement dense que dans le dense d'où une cohésion diminuée

L'angle de frottement d'état dense est plus supérieur que l'angle de frottement d'état moyennement dense d'un écart diminuant avec l'augmentation de la teneur en fines. Cette variation de l'angle de frottement est gérée par le tact intergranulaire. Pour 30 et 40% de teneur en fines, le sable moyennement dense, pour l'indice des vides moindre qu'il développe à la rupture, son angle de frottement devient plus élevé que celui d'état dense.

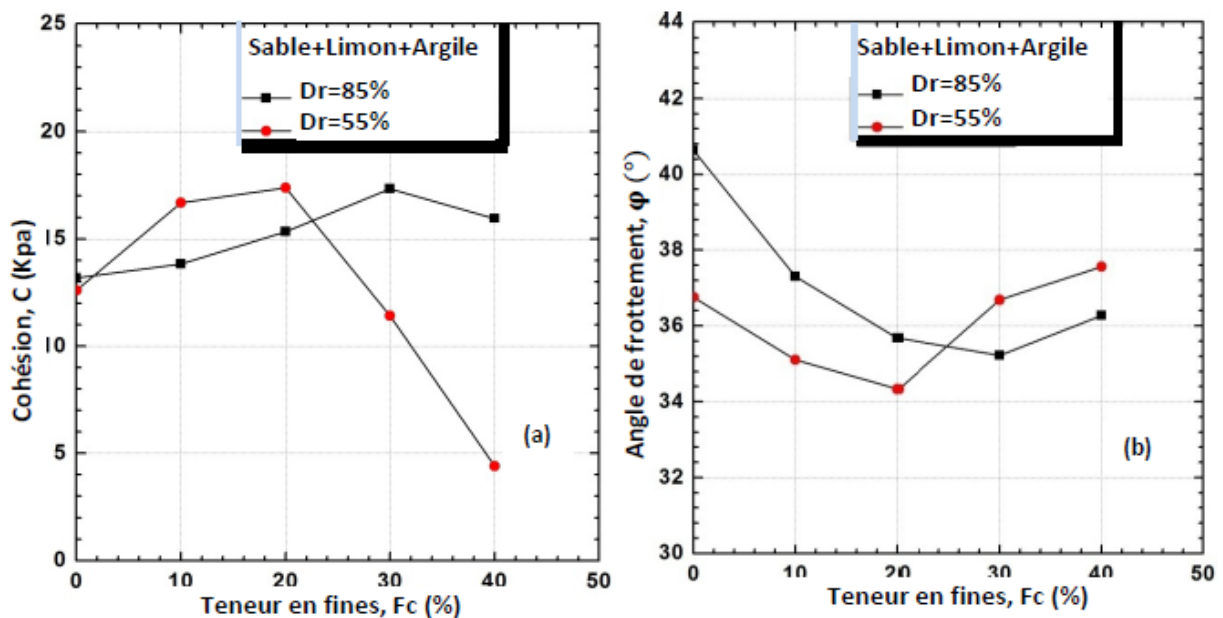


Fig3.13: Variation des caractéristiques mécanique des sables limono- argileux en fonction de la teneur en limon argileux :(a) Cohésion, (b) Angle de frottement

3.4. Conclusion

Ce chapitre rapporte l'effet de différentes fines telles que le limon, l'argile et le limon argileux, quand ils sont utilisés en addition au sable de Chlef aux deux densités d'état dense et d'état moyennement dense sur la résistance au cisaillement, la déformation et les paramètres mécaniques. On présente les conclusions qui suivent:

- A teneur en fines de 0 à 40% et quoi que soient les sols testés des sables limoneux ou argileux ou limono-argileux, la résistance au cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de la contrainte normale quelle que soit la densité et augmente avec l'augmentation de la densité quelle que soit la contrainte normale. Aux mêmes contrainte normale et densité et en variant la teneur en fines de 0 à 40%, la résistance au cisaillement maximale des sables contenant du limon diminue mais celle des sables contenant de l'argile ou du limon argileux diminue puis augmente.
- Par rapport au sable propre dont la cohésion est 12.59 KPa à l'état moyennement dense et 13.18 KPa à l'état dense, La cohésion augmente avec l'augmentation de la teneur en limon pour toute densité. Alors que l'argile et le limon argileux ont pour effet, à l'état moyennement dense, d'augmenter la cohésion jusqu'aux valeurs maximales de 15,37 KPa et 17,39 KPa respectivement coïncidant avec 20% de teneur en fines ; au-delà de cette teneur, elle diminue. A l'état dense, la cohésion augmente jusqu'aux valeurs maximales 15.82 KPa à 20% de teneur en fines et 17,33KPa à 30% lorsqu'il s'agit de ces deux fines respectivement ; ensuite, elle diminue. A une même teneur en fines et à l'état moyennement dense, l'augmentation de la cohésion est dominée par le limon argileux jusqu'à 20% de teneur en fines, mais elle est dominée par le limon au-delà de cette teneur. A l'état dense, cette augmentation est partout dominée par le limon.
- Par rapport au sable propre dont l'angle de frottement est 36.75° à l'état moyennement dense et 40.63° à l'état dense, L'angle de frottement diminue avec l'augmentation de la teneur en limon pour toute densité. Alors que l'argile et le limon argileux ont pour effet de le diminuer jusqu'aux valeurs minimales de 33.96° et 34.33° respectivement coïncidant avec 20% de teneur en fines. Au delà de cette teneur, il augmente. Ces deux fines, à l'état dense, diminuent l'angle de frottement jusqu'aux valeurs minimales de 36.13° à 20% de teneur en fines et 35.22° à 30% de teneur en fines respectivement ; en suite, il augmente. A une même teneur en fine de 0 à 40% l'augmentation de l'angle de frottement est dominée par le limon argileux et l'argile aux états moyennement dense et dense respectivement.

- La cohésion des sables limoneux, à une même teneur en limon, augmente lorsque la densité augmente. Mais la cohésion des sables argileux est généralement élevée à l'état moyennement dense et notamment au delà de 20% de teneur en fines. A une même teneur en fines comprise entre près de zéro et peu après 20%, la cohésion des sables limono- argileux est augmentée à l'état moyennement dense, par rapport à l'autre état, à l'inverse de ce qu'elle est après 20% de teneur en fines.

- A zéro teneur en fines, l'angle de frottement du sable est plus supérieure à l'état dense que à l'état moyennement dense, ensuite ces deux angles varient en s'approchant jusqu' à ce qu'ils deviennent égaux à 30% de teneur en limon ou à 25% de teneur en limon argileux, Au- delà de ces teneurs, les deux fines inversent l'effet de la densité sur l'angle de frottement. Mais pour les sables argileux, à n'importe quelle teneur en fines, l'angle de frottement est plus supérieur à l'état dense.

Chapitre 4

Contribution de la teneur en eau aux comportements mécaniques des sables limoneux et argileux

4.1. Introduction

Cette partie de travail relève de la consultation de quelques travaux précédemment réalisés par Arab et al (2009), Henni et al (2011), Bensselah et al (2015), Della et al (2015), Krim et al (2017), Brahim et al (2018) Bouri et al (2019). Ils ont discuté le comportement mécanique du sable de chlef. En particulier, ils ont introduit le fait que la région de Chlef est une zone exposée à une activité sismique. Au cours des derniers siècles, elle a été touchée par des séismes qui ont été estimés destructeurs (Rothé, 1955; Thevenin, 1955 ; McKenzie, 1970 ; Papastamatiou ; 1980). Le comportement mécanique en a été jugé responsable.

La résistance au cisaillement, qui est l'un des paramètres du comportement mécanique, a été entamée dans ce chapitre, pour pouvoir distinguer la réponse au cisaillement en condition sèche de la réponse en condition humide de différents sols utilisés initialement à un état de densité moyenne ($D_r=55\%$) ; les teneurs en eau considérées sont 0 ; 5 ; 10%. Du limon et de l'argile ont été utilisés en mélange avec du sable de Chlef ; les sols reconstruits ont été testé à l'appareil de cisaillement direct. Etant donné la variété de la plasticité de ces sols que la variété de la teneur en eau impose son effet sur le comportement de tel sol sous conditions de cisaillement

Des chercheurs ont préalablement entamé cette problématique et ont pu trancher sur l'effet de la teneur en eau, à échelle réduite, sur le comportement du sable de chlef considéré moyennement dense et contenant des fines en pourcentages massiques. (Benessalah, 2017 ; Bouri et al, 2019 ; Aouali et al, 2018) ont constaté que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau d'autant plus que la contractance, en contre partie, s'exprime à une cadence semblable. Le sable sec a été trouvé de moins contractant à dilatant relativement à la contrainte normale appliquée.

4.2. Procédure expérimentale

Deux types de sols sont à discuter dans ce chapitre, à savoir, des sables limoneux et des sables argileux. Ces sols ont été reconstruits, compte tenu d'une densité moyenne de $D_r=55\%$, en additionnant au sable de chlef du limon dudit lieu ou de l'argile de M'zilla, aux teneurs de 0 ; 10 ; 20 ; 30 et 40% exprimées par rapport à la masse entière de tout échantillon. Le sable a été manipulé comme propre (paragraphe 2.2).

Chaque échantillon a été quantifié en se référant à l'expression (2.5) sachant que la teneur en eau prend les valeurs 0 ; 5 ; et 10%. D'abord, on mélange le sable avec des fines en admettant

qu'une homogénéisation normalement perceptible soit satisfaite ; ensuite on estime la quantité d'eau selon la teneur en eau requise, puis on l'épand partout sur le sol déjà préparé et qui devrait être bien étalé sur un support pour que chaque endroit soit humecté, finalement on procède au remuement du sol sans mettre beaucoup de temps pour éviter le dessèchement

Après la quantification et l'humectation, l'échantillon a été mis dans la boîte, compte tenu de l'état moyennement dense, en trois couches qui se ressemblent, elles ont été disposées superposées à égales masses et hauteurs. Cette superposition a été exécutée dans la mesure de ne pas créer l'inégalité de la répartition des particules liquides parmi les particules solides. En réponse à cette exigence, chaque échantillon a été ajusté au niveau de chaque couche suivant un léger serrage exécuté à la dame servant à la boîte. Lequel serrage doit être contrôlé pour conférer à l'échantillon une surface plane et horizontale servant à l'application de la contrainte normale.

A la suite, chaque échantillon a été testé à l'appareil de cisaillement direct (fig2.4) sous contrainte normale de l'ordre de 50, 100 et 200 Kpa, selon un rapport de consolidation de l'ordre de 1 et une vitesse de cisaillement de l'ordre de 1 mm/min. Au total, chaque échantillon a été reconstruit trois fois pour chaque teneur en eau considérée à chaque contrainte normale.

L'étude porte sur la réponse des échantillons de sables en question en termes de résistance au cisaillement et déformabilité pour mettre en évidence la déperdition de la rigidité initiale du matériau à petite déformation ainsi que son comportement à grande déformation tant que l'eau renfermée dans le squelette, à la rigueur, est un facteur de cohésion des fines argileuses ou a un rôle lubrifiant qui favorise un certain glissement des particules de sable, les unes par rapport aux autres. Pour une exigence de la structure moléculaire de l'eau et de la répétabilité des essais, la température a été contrôlée telle que préconisée (paragraphe 2.4).

4.3. Résultats et discussion

4.3.1. Effet de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement.

Des teneurs en eau, $\omega = 5\%$ et $\omega = 10\%$, ont été conditionnées pour l'obtention des résultats illustrés, respectivement, sur les figures 4.1 et 4.3 représentant, chacune, l'effet de la contrainte normale sur la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal du sable tenu propre ou en mélange à 80%, en rapport massique, avec 20% de fines limoneuses

ou argileuses. La variation du déplacement vertical a été développée, sous conditions de mêmes teneurs en eau ou en fines, en fonction du déplacement horizontal (fig4.2 et 4.4).

Compte tenu de l'état de densité moyenne de $D_r = 55\%$; on trouve que, pour toute contrainte verticale et toute condition d'humidité ou teneur en telles fines, la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du déplacement horizontal jusqu'à ce qu'elle se varie peu autour d'une valeur moyennant une petite fluctuation de la contrainte de cisaillement, à déformation évoluée. Sachant que la teneur en eau de 5% semble dominant le comportement, le matériau a fait consommer toute sa capacité de réagir et entame un comportement plastique prononcé pour autant que la teneur en telles fines et telle teneur en eau le favorise.

A même déformation horizontale, la contrainte de cisaillement induite par la contrainte normale de 200KPa est la plus élevée, partout, en comparaison avec celle résultant lors du cisaillement à la contrainte normale de 100 Kpa. La contrainte normale de 50KPa marque la contrainte de cisaillement la plus diminuée, celle-là est environ 37 Kpa coïncidant à grande déformation avec environ 7 mm de déplacement horizontale (Fig4.1a et 4.3a), quoi que soit la teneur en eau. Mais les 200 Kpa de contrainte normale donnent, lorsque la teneur en eau est de l'ordre de 5 %, la contrainte de cisaillement la plus augmentée (Fig4.1b) ; celle-là vaut 144 Kpa à 8 mm de grand déplacement horizontal.

Au fur et mesure que le déplacement horizontal passe très peu le zéro, il n y a pas une distinction apparente de la contrainte de cisaillement exprimée par l'action de la contrainte normale. Ce peut être considéré un début pendant lequel l'échantillon est en phase de s'arranger pour la réception de la charge qui le soumet.

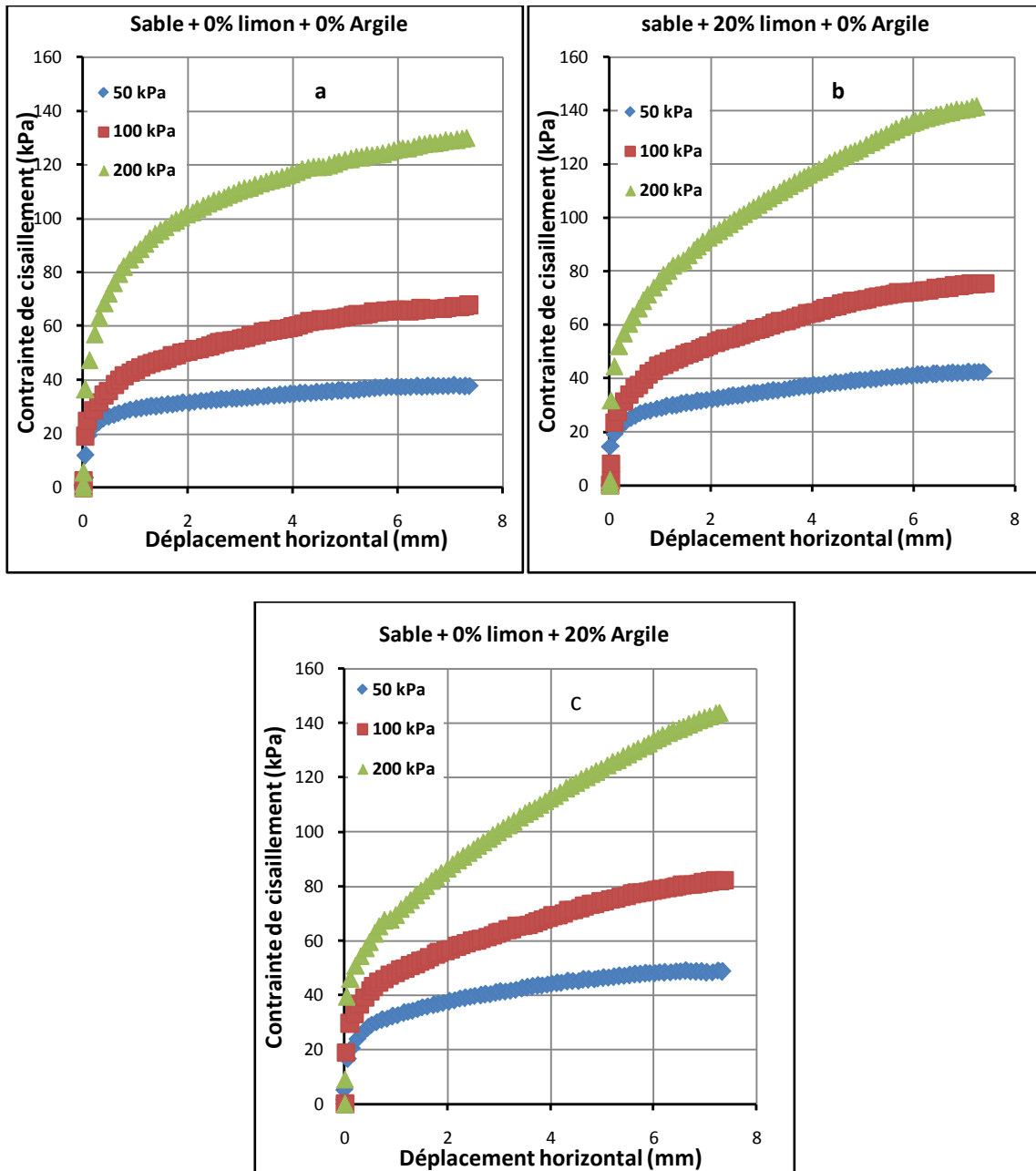


Fig4.1 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 5\%$) a) Sable propre, b) sable de 20% de teneur en limon, c) sable de 20% de teneur en argile

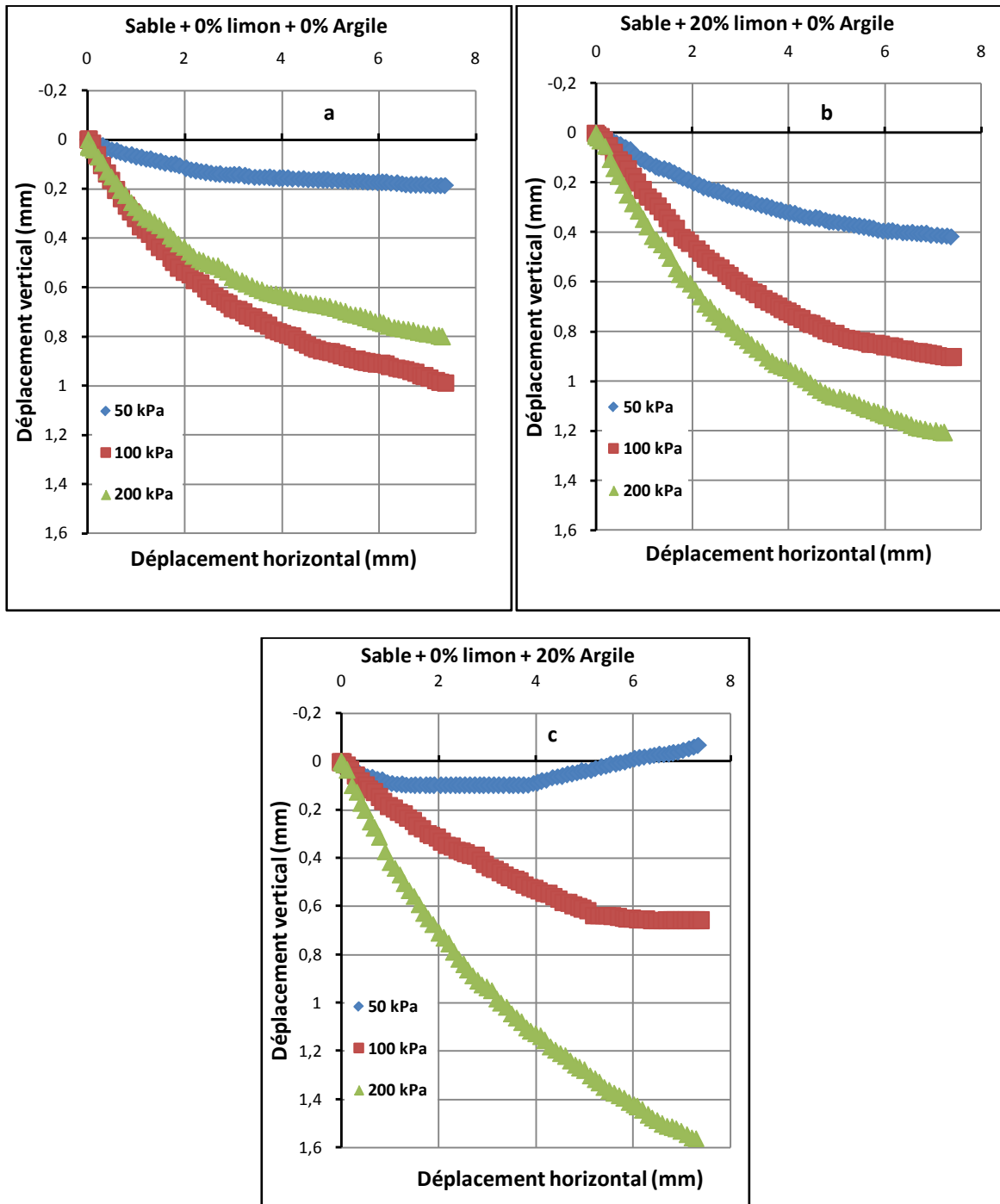


Fig4.2 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega=5\%$) a) Sable propre, b) sable de 20% de teneur en limon, c) sable de 20% de teneur en argile

A petite déformation de jusqu'aux 2 mm de déplacement horizontal caractérisant les échantillons qui ont une résistance considérable à la déformabilité (Fig4.1c et 4.3c), la contrainte normale exerce son influence sur la valeur de la contrainte de cisaillement, selon qu'il est bien évident que l'échantillon cisailé à contrainte normale élevée est moins déformable par rapport à celui subissant l'action d'une contrainte normale diminuée ; les pentes des courbes en comportement primaire le prouve. C'est un phénomène qui est dû au rôle qu'a l'augmentation de la contrainte normale, en tant qu'agent mécanique, à provoquer conséquemment une densification du matériau et lui confère une rigidité à la déformabilité.

A grande des formations, La valeur de la contrainte de cisaillement est, d'une part, fonction de sa valeur ultime qu'elle a atteint à petite déformation; et d'autre part, à la susceptibilité du matériau à perdre sa rigidité entre temps. Ainsi, on signale à ce que le matériau cisailé à contrainte normale élevée est apparu le plus qui a été épuisé pendant le comportement à petite déformation ; les pentes des courbes le justifient en comportement plastique. C'est tout-à-fait conforme à la raison que, tant que soit un matériau résistant au départ, tant qu'il a la propriété d'atteindre la fatigue ultérieurement.

En comparaison avec le témoin en matière de teneur en fines, le fait que la contrainte de cisaillement enregistrée à un déplacement horizontal donné est progressivement prononcée en passant de 50 à à100Kpa, est favorisé davantage par l'addition des fines, plutôt par de l'argile que par du limon. Cette propriété s'accroît, tant et plus, en allant au-delà de 5% de teneur en eau. Cela est manifesté, en particulier, lorsque la contrainte verticale est 200Kpa.

Depuis les figures 4.2 et 4.4, On constate que tous les échantillons ont eu, chacun un comportement contractant. A l'écart de quelque cas rare (fig4.2a), la contractance a été d'autant prononcée que la contrainte normale est élevée car, celle-là se fait un agent de densification majeur ; il y a lieu alors à ce que le matériau entretient une diminution de volume en raison de l'annulation ou du rétrécissement de l'espace poreux initial jusqu'au terme que la contrainte normale appliquée puisse l'assumer. Ce comportement contractant semble favorisé par la teneur en eau de 5% qui a influé, apparemment, sur les sables contenant de l'argile, dont celui cisailé à 200Kpa se fait le cas le plus contractant, en comparaison avec tous les autres échantillons. Ce dernier (fig4.2c), lorsque la teneur en eau est 5%, a atteint environ 1.6 mm comme déplacement vertical final contre environ 1.2 mm atteints par le sable de 20% de teneur en limon (fig4.2b).

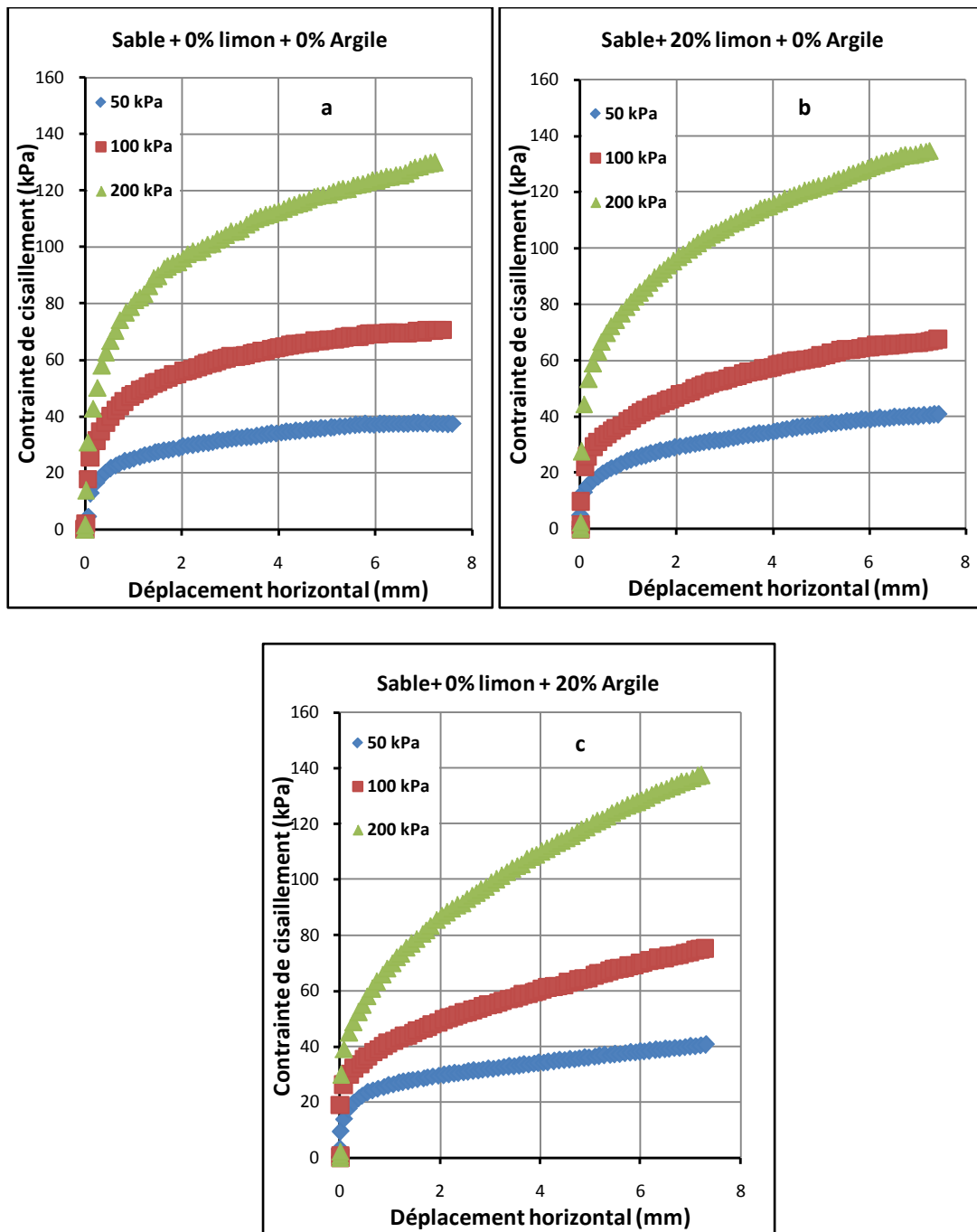


Fig4.3 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$) a) Sable propre, b) sable de 20% de teneur en limon, c) sable de 20% de teneur en argile

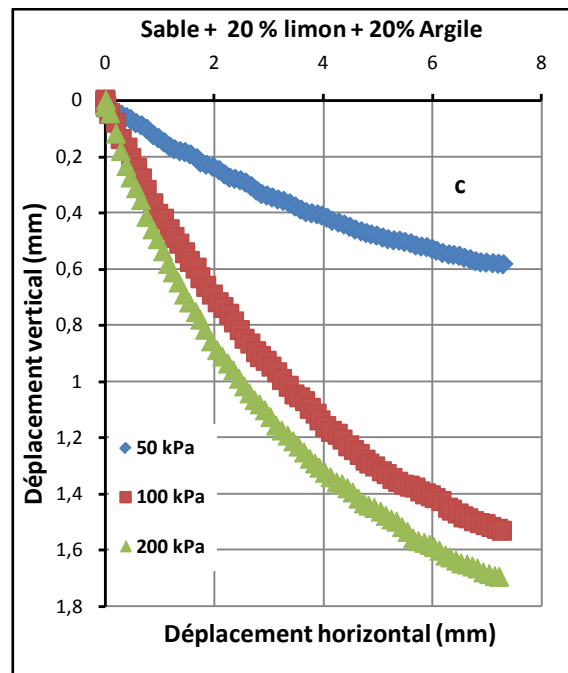
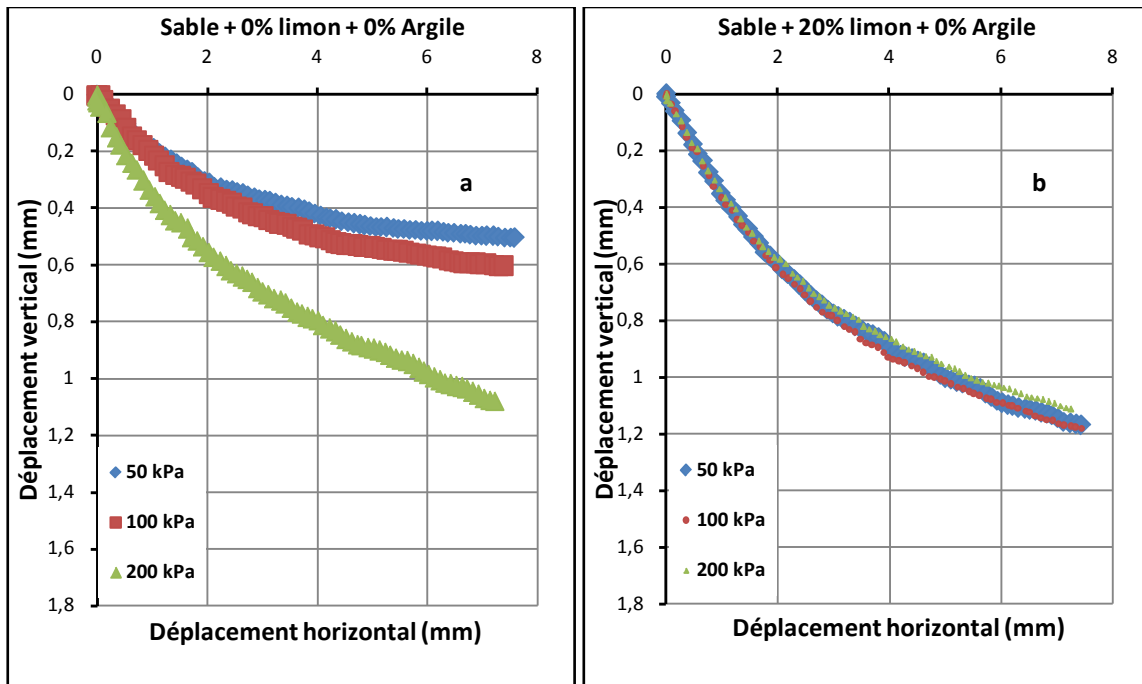


Fig4.4 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$) a) Sable propre, b) sable de 20% de teneur en limon, c) sable de 20% de teneur en argile

4.3.2. Effet de la teneur en fines sur le comportement au cisaillement

Compte tenu 100Kpa de contrainte normale, figures 4.5 et 4.7 et les figures 4.6 et 4.8 représentent, respectivement, les variations de la contrainte de cisaillement et du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Les figures 4.5 et 4.6 et les figures 4.7 et 4.8 tiennent en considération l'introduction de l'eau parmi le sol aux deux teneurs, $\omega = 5\%$ et $\omega = 10\%$, respectivement.

Depuis la figure 4.5a, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en limon. Cette loi de variation subsiste jusqu'à 4 mm de déplacement horizontal. Au bout de l'essai, ce sont les échantillons d'au-delà de 20% de teneur en fines qui dénotent des résistances au cisaillement les plus élevées et légèrement variées entre elles. Cette constatation se révèle ainsi sur la figure 4.7a ; mais dans ce cas, la loi de variation subsiste jusqu'à environ 6 mm de déplacement horizontal. Tout de même, les deux cas de variation s'apparentent à petites déformation sans que les valeurs de la contrainte de cisaillement soient égales, du moment que le teneur en eau de 5% génère une contrainte notablement élevée par rapport à la teneur de 10% en eau. La teneur de 5% a rendu le matériau suffisamment rigide à grande déformation d'où l'augmentation de la contrainte de cisaillement. La teneur en eau de 10% n'y assume pas cette constatation ; mais à petites déformation, elle est impliquée dans le développement d'une contrainte de cisaillement qui se développe semblablement à celle de lorsque la teneur en eau est 5%. Cette constatation apparait plus manifeste à 2 mm de déplacement horizontale.

Depuis la figure 4.5b, La résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 2 mm de déplacement horizontal ; Puis, cette contrainte augmente avec la diminution de la teneur en fine. Le sable propre et celui de 40% de teneur en argile ont atteint comme contraintes de cisaillement 68 et 85 Kpa, respectivement, en fin de l'essai. Le fait que le matériau atteint une densification culminante en présence de 5% de teneur en eau, revient à la minorité de la contribution de l'argile dans la construction de la matrice. Les fines argileuses incluses aux teneurs modérées, à petites déformation, favorisent l'enchevêtrement des grains ; et il en résulte la densification qu'a pour fin l'augmentation de la contrainte de cisaillement. A grande déformation, l'enchevêtrement qui s'est survenu au préalable a mené à la réduction des pores intergranulaires ; C'est ce qui fait le mouvement des grains contrôlé par la présence des fines argileuses ; En raison de quoi une cohésion considérable pourrait être décrochée en aboutissant à un gain de résistance. Cet explicatif peut être adopté même quand il s'agit des fines limoneuses.

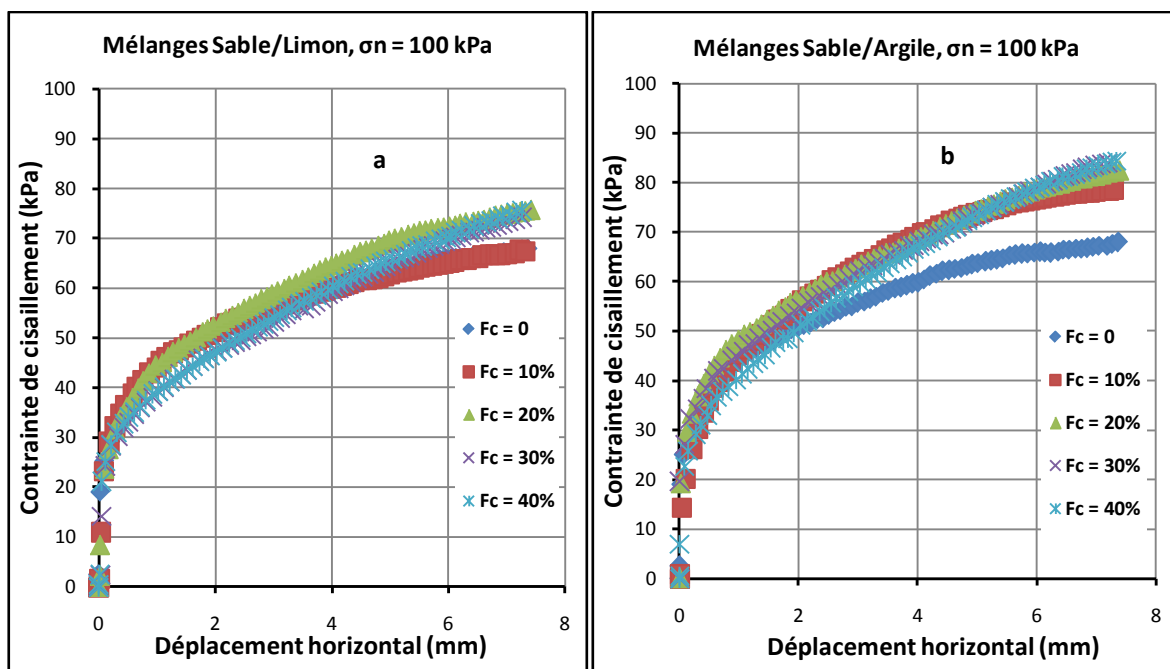


Fig4.5 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 5\%$; $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$), a) Sables limoneux, b) sables argileux.

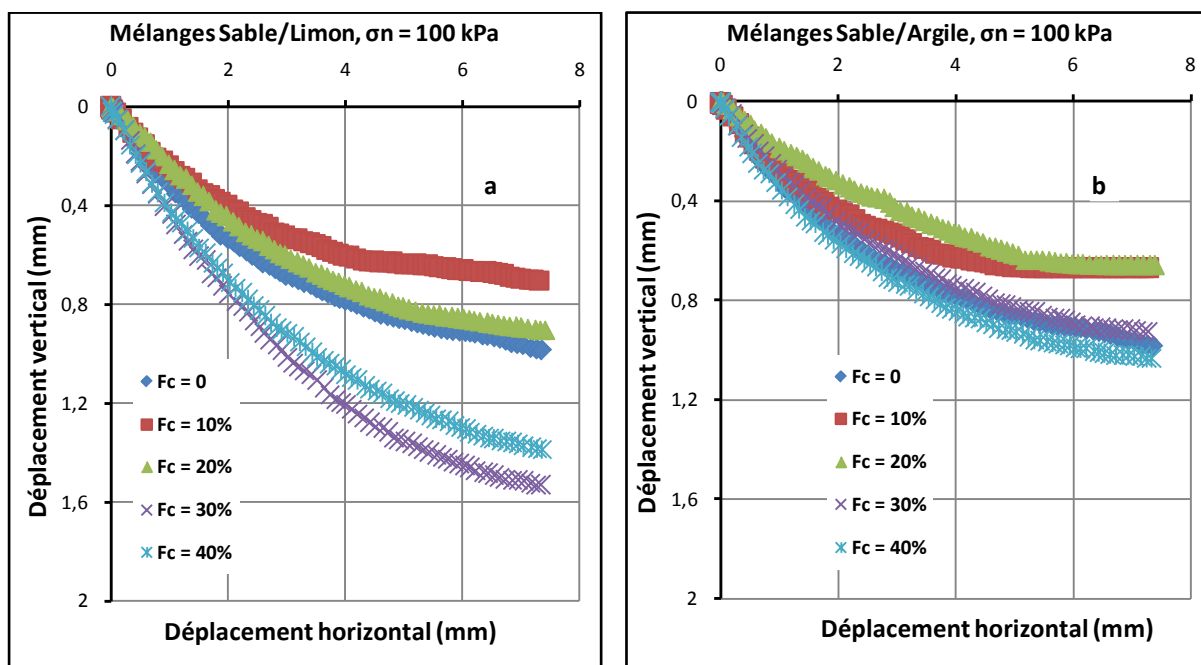


Fig4.6 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 5\%$; $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$), a) Sables limoneux, b) sables argileux

A partir de la figure 4.7b, de part et d'autre de 6 mm de déplacement horizontal, on constate un comportement différent. Alors, la teneur en eau de 10% retarde une zone transitoire du comportement au cisaillement de différents échantillons car, par rapport à celle de 5%, il ya une quantité d'eau de surplus qui subsiste à accentuer la lubrification de 2mm jusqu'à 6mm de déplacement horizontale. Cela se déroule également à l'autre cas d'où la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation des fines argileuses (ou limoneuses, fig4.7a). Une densification progressive est y encore impliquée par de moindres et grandes teneurs avant et après le déplacement horizontal transitoire, respectivement. En termes de valeurs, le sable propre et celui de 40% de teneur en argile ont eu respectivement 70 et 78 Kpa de contrainte de cisaillement ; ce sont des valeurs moindres par rapport à celles qui leur sont pareilles lorsque la teneur en eau est 5%.

A partir des figures 4.6a et 4.8a, on constate que tous les sols ont eu un comportement contractant qui est autant avancé que la teneur en fines limoneuses ou argileuses est élevée. Ce phénomène se prononce clairement après 2mm de déplacement horizontal pour les échantillons de 30% et 40% de teneur en fines limoneuses ; ces échantillons enregistrent la contractance la plus apparente respectivement aux 5 et 10% de teneurs en eau. Peut être, pourrait-ce être du à une combinaison optimale entre des teneurs en eau et en fines satisfaisant la maximalisation de la contractance ; c'est qu'on croit présider un certain taux d'humectation frôlée de façon égale par les deux échantillons. Sur cette base, à 20% de teneur en fines limoneuses et moins, les fines et l'eau ne sont pas présentes dans le milieu à égale consommations réciproques. IL y'aurait alors, une quantité d'eau en plus ou en moins par rapport à la quantité des fines qui est, lorsqu'elle est éliminée ou débrouillée, le matériau se voit rempli les conditions de contactance. Quoi qu'il en soit, la contractante n'est pas le résultat de la densification puisque les échantillons les plus contractés ont eu des résistances au cisaillement les plus diminuées à petites déformations et les plus élevées à grandes déformations ; pour cette raison, on note qu'une partie de contactance, n'obéissant pas à l'annulation des pores, se produit en sorte d'écrasement des flocons des fines. A partir des figures 4.6b et 4.8b, de mêmes constatations sont à noter et justifier semblablement sauf qu'il y ait dans ce cas des fines argileuses faisant moins de contractance. L'argile, vu sa finesse élevée indiquée par sa plasticité, qu'elle exige beaucoup d'eau pour se rendre en agglomérations qui, lorsqu'elles s'écrasent, contribuent à la contractante. Pour cette raison, la contractance est autant prononcée que la teneur en eau est élevée.

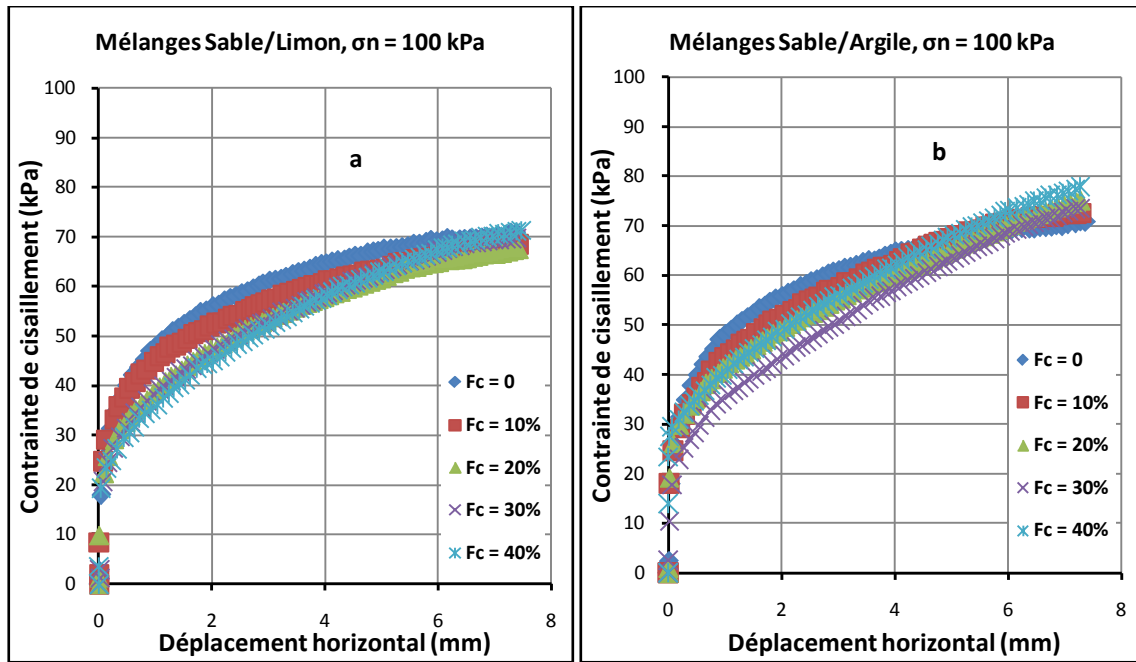


Fig4.7: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$; $\sigma_n = 100$ kPa), a) Sables limoneux, b) sables argileux

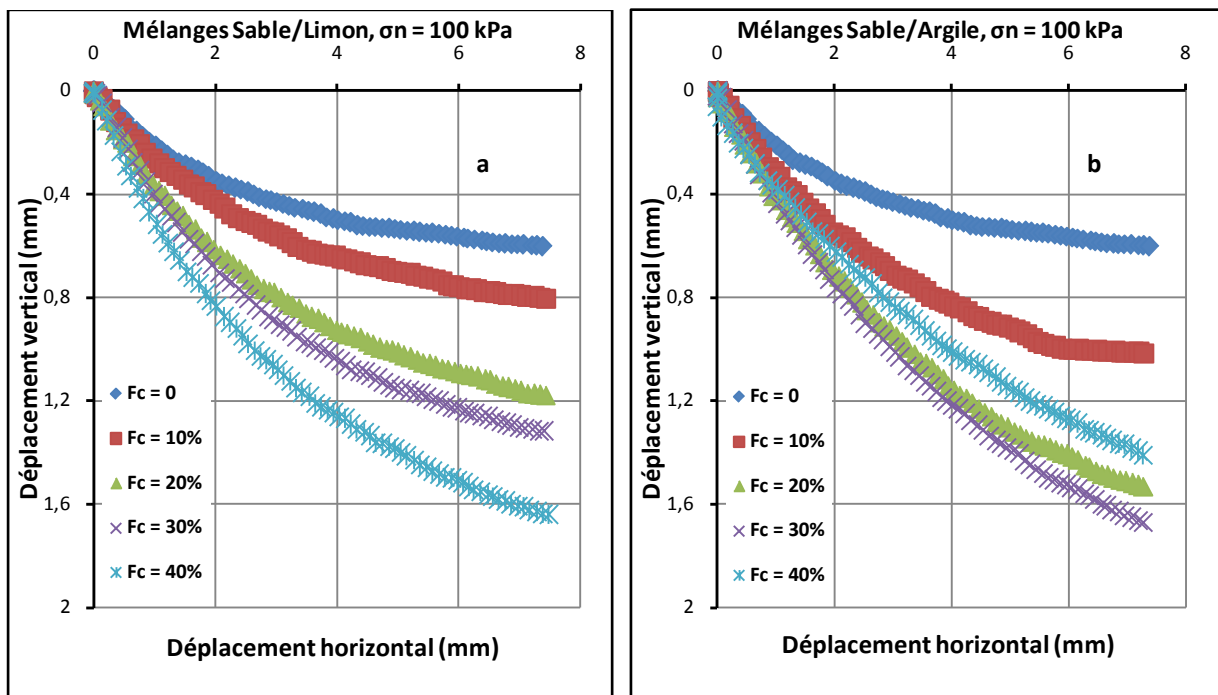


Fig4.8 : Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 10\%$; $\sigma_n = 100$ kPa), a) Sables limoneux, b) sables argileux

4.3.3. Effet de la teneur en eau sur le comportement au cisaillement

Les figures 4.9 et 4.10 représentent respectivement les variations de la contrainte de cisaillement et du déplacement vertical issus des essais réalisés sous contrainte normale de l'ordre de 100 KPa, en considérant le sable comme propre (fig4.9a et 4.10a), comme mélangé à 80% avec 20% de limon (fig4.9b et 4.10b) et avec 20% de l'argile (fig4.9c et 4.10c).

Quoi que soit la teneur en eau, la contrainte de cisaillement augmente en fonction du déplacement horizontal. A partir de la figure 4.9, on constate que les échantillons secs semblent avoir eu la tendance de développer un petit pic de résistance à quelques 4.5mm de déplacement horizontal ; les autres échantillons n'en développent pas. A petites déformations, toutes les courbes progressent en formant, chacune, une courbure qu'est développée tant rétréci lorsque la teneur en eau est élevée. La géométrie de la courbe ne pourrait dépendre, dans ces cas, que de la résorption du volume poreux intergranulaire. Par conséquent, autant celui-là est occupé par de l'eau libre ou confinée, autant le matériau développe un rayon de courbure moins considérable. On note que la rigidité du matériau a trait à une introduction adéquate d'une teneur en eau parmi le sol. Par principe d'incompressibilité de l'eau, lorsque celle-ci existe à excès, le sol ne réagit pas au chargement par suffisamment de résistance au cisaillement. Pour cette argumentation, la contrainte de cisaillement diminue tant que la teneur en eau augmente. On déduit que les deux teneurs 5 et 10%, dans ces conditions, se trouvent en au-delà de la teneur en eau optimale qui pourrait octroyer au matériau, quoi que ce soit, une rigidité qui accorde une résistance au cisaillement élevée.

Si l'on compare les figures 4.9a, 4.9b et 4.9c, on constate qu'au zéro teneur en eau, la résistance au cisaillement du sable propre est la plus élevée, suivi de celle du sable limoneux, le sable argileux avait la résistance la plus diminuée, peut être, pourrait-ce être du à la diminution du frottement du sable qui s'exprime autant plus en passant des fines limoneuses aux fines argileuses. Des mêmes figures, on constate qu'à 5% de teneur en eau, la résistance au cisaillement du sable propre est la plus diminuée, suivi de celle du sable limoneux, en contre partie au sable argileux dont la résistance au cisaillement est la plus augmentée. La teneur en eau de 5% semble ayant le rôle plastifiant ; sa combinaison avec 20% de teneur en fines fait augmenter la résistance. On peut impliquer dans cette évolution la transformation des fines en un plastifiant servant en la création de l'attachement des grains, les uns aux autres, qui privilégie un gain de cohésion , en raison de la quelle, la résistance au cisaillement augmente.

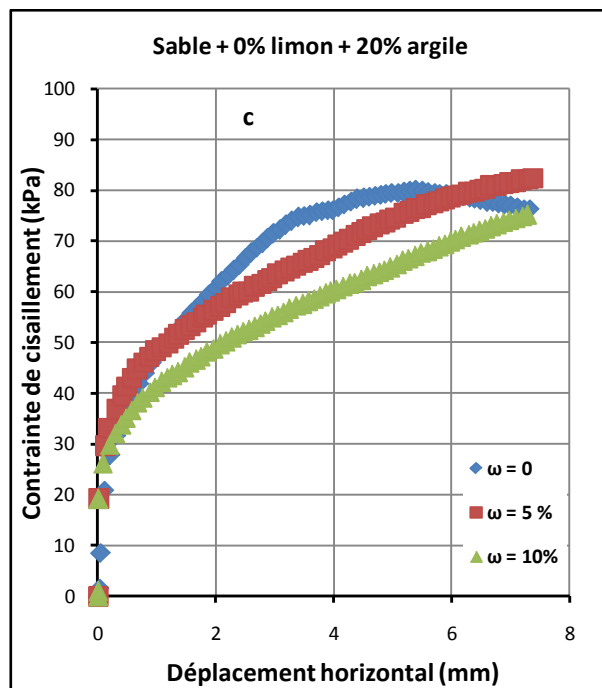
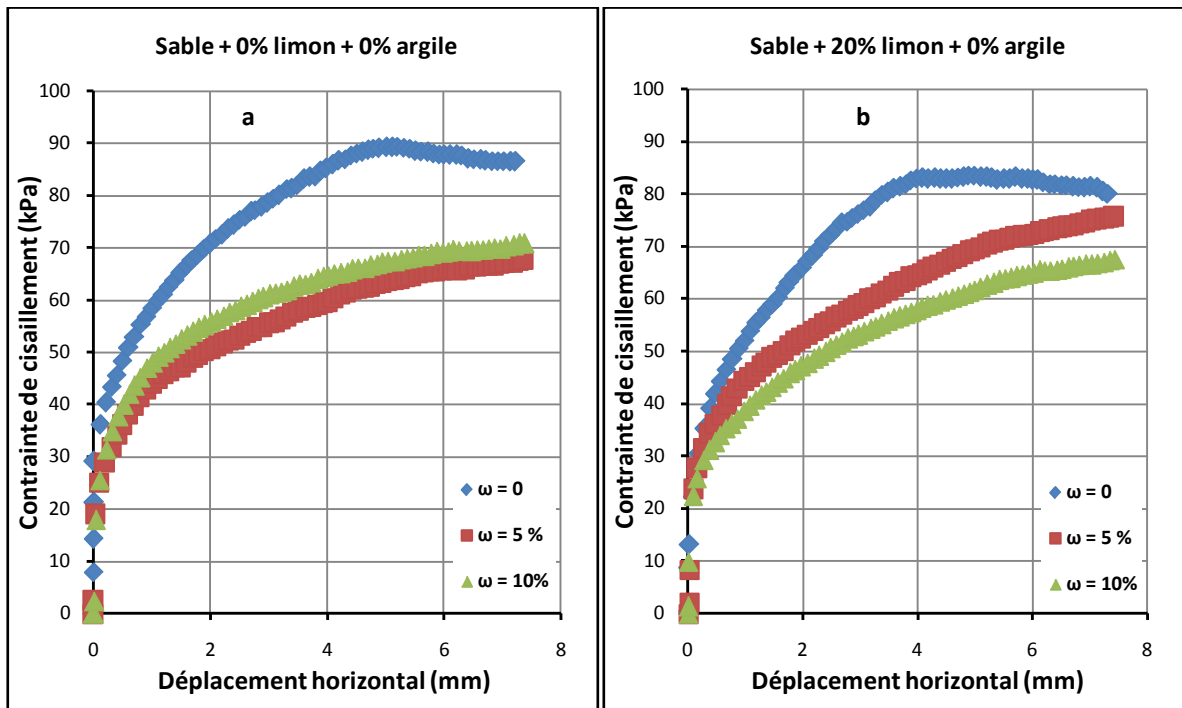


Fig4.9: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($F_c = 20\%$; $\sigma_N = 100$ kPa), a) Sables propres, b) Sables limoneux, c) sables argileux

On constate également qu'à 10% de teneur en eau, la résistance au cisaillement du sable limoneux est plus diminuée que celle du sable propre, alors que celle du sable argileux est la plus augmentée. Dans cette série, les fines argileuses profitent de la teneur en eau de 10% en se plastifiant davantage tant que leur surface spécifique est considérable. Donc, il s'agirait d'entreprendre une phase plastique pour laquelle le matériau a la propriété de se densifier encore plus, et il en résulte l'augmentation de la résistance au cisaillement. Cependant le sable propre n'a pas la propriété de se plastifier ; par conséquent la teneur en eau de 10% n'est pas un facteur de l'augmentation de la résistance au cisaillement du sable propre, en comparaison avec le sable argileux. Le limon crée à 20% parmi le sable conjointement à 10% de teneur en eau, vu sa finesse peu diminuée par rapport à celle de l'argile, une crème décrite de viscosité qui a pour effet de rendre le matériau moins frottant et moins cohérent comme s'il s'agit des grains de sable éparpillés dans un milieu dépourvu de rigidité

De la [figure 4.10](#), on constate, à l'écart du sable propre sec ([fig4.10a](#)) qui a un comportement peu dilatant, que tous les échantillons ont, chacun, un comportement contractant quelle que soit la teneur en fines. Les sables limoneux et argileux ([fig4.10b et 4.10c](#)) développent des contractances légèrement variées, à l'état sec. A 5% de teneur en eau, le sable limoneux est moins contractant que le sable propre et est plus contractant que le sable argileux ; de cela, le fait de juger la résistance au cisaillement fonction de la contractance n'a pas couramment le cas. Mais, cette contractance est surtout due à la densité initiale qui change au cours du cisaillement en s'augmentant autant possible qu'il n'existe pas l'empêchement de l'enchevêtrement des grains du sable, dont la porosité est un facteur. Puisque les pores sont occupés par les fines, ce comportement à la contractance se traduit notamment d'une manière remarquable quand les additions sont très fines car, celles-ci se transforment en des agglomérations qui renferment toute l'humidité ; elles sont responsables de l'augmentation de la densité qui favorise moins de contractance. A 10% de teneur en eau, le sable limoneux est plus contractant que le sable propre et est moins contractant que le sable argileux ; ici, le limon entreprend, à côté de la quantité d'eau existante, un milieu caractérisé de fragilité favorisant la déformabilité. Mais l'argile entreprend encore plus de contractance ; dans ce cas, il s'agirait de la plastification qui favorise la densification, c'est ce qui confirme l'obtention d'une résistance au cisaillement élevée par rapport au sable limoneux.

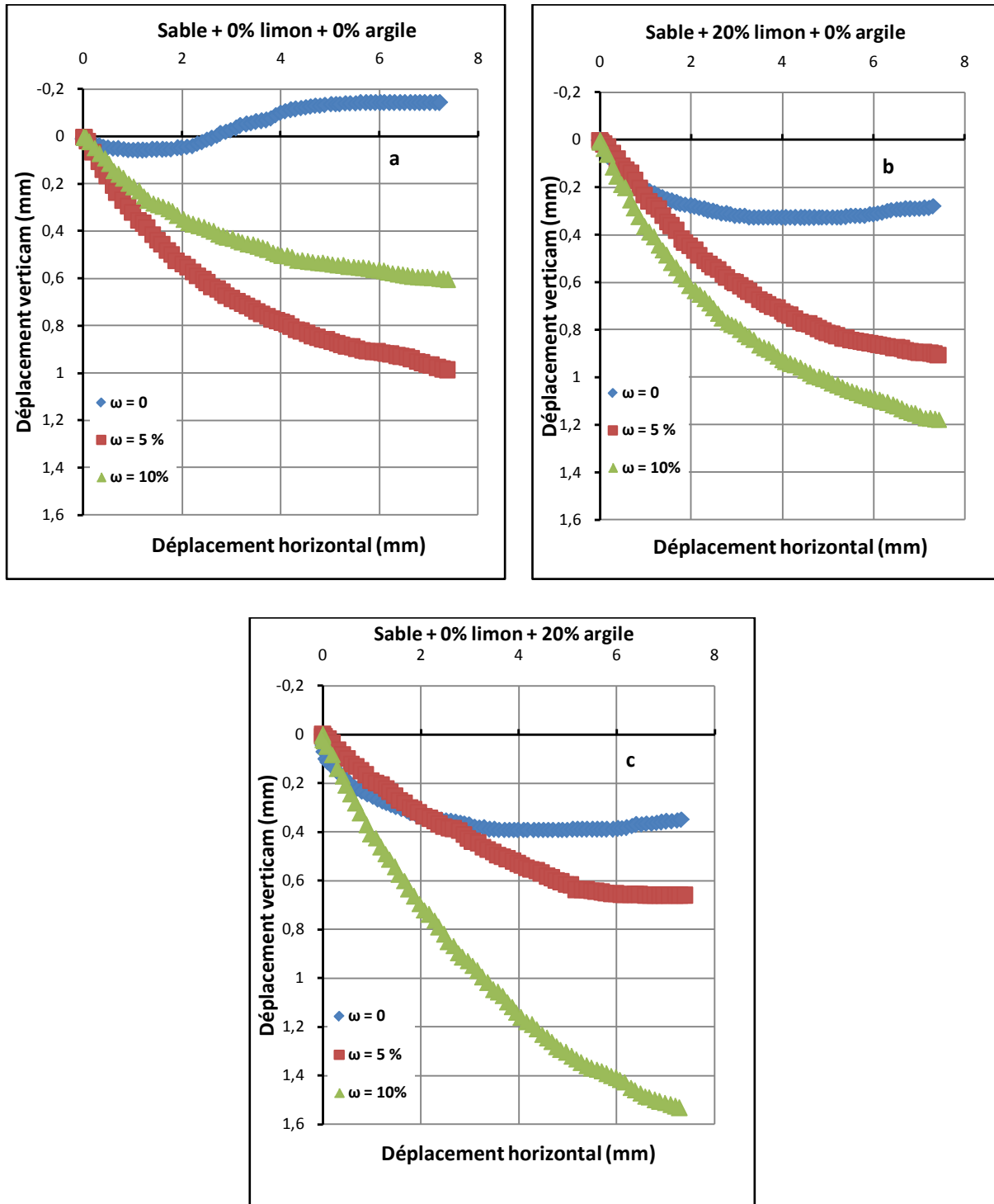


Fig4.10: Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($F_c = 20\%$; $\sigma_N = 100$ kPa), a) Sables propres, b) Sables limoneux, c) sables argileux

4.4. Conclusion

Ce chapitre réunit des résultats obtenus de la réalisation des essais de cisaillement direct qui ont été réalisés sur des sables limoneux et des sables argileux contenant les fines en les pourcentages massiques 10 ;20 ;30 ;40%, tout en les décrivant à travers une approche de comportement au cisaillement à coté du sable propre de chlef. On a opté pour une densité relative indiquant un état moyennement dense ($D_r=55\%$) et des teneurs en eau prises aux valeurs 0 ; 5 ; et 10%. Les contraintes normales recourues pour le cisaillement étaient 50 ; 100 ; 200 Kpa. On peut en tirer les conclusions qui suivent :

- Pour toute contrainte normale et compte tenu de 20% de teneur en limon ou de l'argile et outre que la résistance au cisaillement augmente tant que la contrainte normale augmente, la teneur en eau de 5% qu'a donné lieu à un état plastifié, semble ayant la contribution prépondérante à induire une résistance au cisaillement élevée en contre partie à 10% de teneur en eau, pour le même sol et plus significativement lorsque la contrainte de cisaillement est élevée.
- La résistance au cisaillement, compte tenu de la variation de la teneur en fines et 100Kpa de contrainte normale, diminue avec l'augmentation de la teneur en limon ; mais à déformations avancées, ce sont les échantillons d'à partir de 20% de teneurs fines qui dénotent des résistances au cisaillement les plus élevées. Enfin, la teneur en eau de 5% a favorisé le matériau de se maintenir peu tenace à grande déformation en contre partie à 10% de teneur en en eau qui ne fait pas réagir également. Cependant à petites déformation, bien que 5% de teneur en eau ait été distinguée en matière d'augmentation de la résistance, elle ne présente pas une différence remarquable par rapport à 10%. Dans les mêmes conditions, l'argile à entrepris de pareil comportement.
- Relativement à 100Kpa de contrainte normale et à la variation de la teneur en fines, les échantillons de 30% et 40% de teneur en fines limoneuses enregistrent la contractance la plus apparente respectivement aux 5 et 10% de teneurs en eau. Mais, l'argile a fait se développer moins de contractance par rapport au limon à cause de sa demande en eau considérable outre que les sables argileux, entre eux, se contractent, autant plus, lorsque la teneur en eau est élevée.
- La raideur initiale du matériau est aussi, compte tenu de la teneur en eau, le résultat d'introduction adéquate d'une telle humidité parmi le sol. Lorsque l'eau est y trouvée à excès,

le sol ne réagit pas le chargement par suffisamment de résistance au cisaillement. Pour cette argumentation, la contrainte de cisaillement diminue, pour le même matériau, tant que la teneur en eau augmente.

- A10% de teneur en eau, compte tenu de la nature des fines, la résistance au cisaillement du sable limoneux est plus diminuée que celle du sable propre, alors que celle du sable argileux est la plus augmentée. ; Il s'agit là d'une teneur en eau favorisant la plastification qui gouverne l'augmentation de la résistance au cisaillement.

Conclusion générale

Le comportement mécanique des sols doit être identifié pour en tirer profit en qualité de pouvoir recommander telles conditions qui pourraient répondre aux exigences d'un comportement amélioré. Si aucune amélioration n'est vérifiée on devrait connaître, dans la mesure de possible, la cause qu'en est responsable. Globalement, un comportement mécanique, en spécifiant les sables, est difficile à prédire pour ce qu'il est fonction multidimensionnelle. De notre prestation, on a discuté quelques séries de résultats expérimentaux issus de la réalisation des essais de cisaillement qui ont fait preuve de comportements mécaniques variés, autant dans un sens positif que dans un sens négatif ; tout est relatif des conditions initiales ayant été sélectionnées pour aboutir à une fin, espérée être diligemment décrite au bout d'une discussion de laquelle on a pu tirer en conclusions générales :

- Pour l'impossibilité de deviner de telles conditions initiales que doit remplir le matériau et qui pourraient répondre aux exigences d'un comportement mécanique amélioré, qu'on a procédé, le long de ce travail, par tâtonnement. Pour cette raison on a adopté aussi bien de différents teneurs en eau et en fines à nature variée en terme de plasticité que de contraintes normales appropriés à la limite de l'état initial du sol et l'appareil utilisé.
- La confrontation des résultats, les uns aux autres, pour en faire une comparaison raisonnable et en décrire un tel comportement mécanique induit, exige la maîtrise de la reconstruction des sables dans les conditions ambiantes de laboratoire. Toute proportionnalité confuse pourrait mener à une analyse erronée. A la satisfaction de cette exigence, ont été obtenus des indications, à partir desquels, les différents sables ont été trouvés, selon la teneur en fines de chacun, présentant des caractères diversifiés en matière de finesse de plasticité, d'uniformité et de porosité.
- A la considération de la répétabilité des essais comme remplie, on a pu frôler quelques influences sur le comportement en question. La nature des fines, la teneur en fines, la teneur en eau, La densité relative initiale et la contrainte normale ont été vus ayant un impact non négligeable sur la résistance au cisaillement et les caractéristiques mécaniques de n'importe quel sol. La comparaison des résultats reflète que l'augmentation de la contrainte normale et la densité initiale améliore la résistance au cisaillement quelle que soient les autres conditions.

- Certains résultats confirment la même interprétation ; il s'agit des cas où des paramètres initiaux ont influé également sur le comportement du matériau comme le cas d'une densité élevée et contrainte normale moindre, par rapport à celui d'une densité moindre et contrainte normale élevée ; ce sont deux cas différents qui peuvent conférer, chacun à petite déformation et à condition de teneur en fines donnée, la même raideur et le même comportement rhéologique au matériau. Par conséquent, ces deux sols se ressemblent finalement par rapprochement des caractéristiques mécaniques.

- De même, un matériau qui atteint, vu la nature et les teneur en eau et en fines, un état de finesse ou de plasticité considérable aux conditions de contrainte normale et de densité relative initiale données peut voir sa résistance au cisaillement frôlant celle d'un matériau moins fin ou moins plastique cisailé aussi bien sous conditions de même contrainte normale et de densité relative élevée que sous conditions de même densité relative et de contrainte normale élevée. Sauf que lors du cisaillement, un matériau peut passer d'un état moins plastique à un état peu plastique, et vice-versa, si celui-là a la propension d'accepter la rectification de sa teneur en eau initiale comme le cas des sables limoneux ou des sables aux petites teneurs argiles.

- lorsque un matériau granulaire est cisailé il développe un pic de résistance qui diminue, après, pour se stabiliser autour d'une valeur moyenne. Ce pic pourrait être de très perceptible à n'existant plus en réponse, d'une part, à la diminution de la densité initiale, de la contrainte normale et de la teneur en eau en deçà de la teneur optimale, et d'autre part en réponse à l'augmentation de la plasticité, la teneur en fines et la teneur en eau au-delà de la teneur optimale. Une quelconque combinaison de ces conditions aboutit à des variations, qui lui sont uniques, en termes de résistance au cisaillement et du déplacement vertical.

Perspectives

-Les résultats expérimentaux obtenus dans ce travail prouvent que l'étude du comportement mécanique d'un sol de telle structure pourrait être abordée via le rapport entre la teneur en eau ambiante et la limite de plasticité voire le rapport de la teneur en eau ambiante à la fraction des minéraux responsables de la plasticité

-Du moment que les indices e_{\min} et e_{\max} sont fonction de la forme et la distribution de la taille des grains à l'état sec ou humide qui sont facteur des caractéristiques mécaniques, il se pourrait de les ranger en expressions.

Références

Amini, F., Qi, G. Z., 2000. Liquefaction testing of stratified silty sands. *J. Geotech. Geoenviron.* Serial URL: <http://ojps.aip.org/gto>

Arab A., 2008. Comportement des sols sous chargement Monotone et cyclique. Thèse de doctorat en sciences. Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.

Arab A., 2009. Monotonic and cyclic behaviour of silty sand. *C. R. Mecanique* 337, 621–631

A. Arab, M. Sadek, M. Belkhatir, I. Shahrour., 2013. “Monotonic Preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Chlef Silty Sand”, *Arab J Sci Eng (2014) 39:685–694 DOI 10.1007/s13369-013-0700-4*

Arab, A., Sadek, M., Belkhatir, M., Shahrour, I., 2014. Monotonic Preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Chlef Silty Sand. *Arab J SciEng*, 39, 685–694.

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

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

ASTM D 422-63. Standard method for particle-size analysis of soils, annual book of standards, West Conshohocken, 1989, 86-92 (2002).

ASTM D 3080. Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, (2005).

Aouali N., Benessalah I., Arab A., Ali B., Abed M., 2018. Shear Strength Response of Fibre Reinforced Chlef (Algeria) Silty Sand: Laboratory Study. *Geotech Geol Eng.* <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0641-5>

Azaiez, H., CherifTaiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., 2020. :Characterization of Granular Materials Treated with Fly Ash for Road Infrastructure Applications. *Transportation Infrastructure Geotechnology.* <https://doi.org/10.1007/s40515-020-00135-6>

Azam S., 2007. Study on the swelling behavior of blended clay-sand soils. *Geotech Geol Eng*, 25, pp 369-381

Bahda F., 1997. Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : Expérience et modélisation. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussée. France

Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H., Schanz, T., 2010. Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *C. R. Mecanique* 338, 290–303.

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

Benahmed N., 2001. Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'ENPC, 351p

Benessalah I., 2017. Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact. Ph.D thesis, Faculty of Civil engineering & Architecture, University of Chlef

Benessalah, I., Arab, A., Sadek, M., Bouferra R.,2019. Laboratory study on the compressibility of sand–rubber mixtures under one dimensional consolidation loading conditions”. *Granular Matter* 21: 7. <https://doi.org/10.1007/s10035-018-0860-8>

Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P. and Arab A., 2020. : Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-12

Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J., Dupla, J. C.,2015. Liquefaction susceptibility study of sandy soils: effect of low plastic fines’. *Arab J Geosci*. DOI 10.1007/s12517-013-1255-0

Bjerrum L., et al. 1961. The shear strength of fin sand. Norwegian Géotechnical Institute, Publ. 5 :29-37.

Bonilla R.R.O., 2004. Numerical simulation of undrained granular media. Thèse présentée à l'université de Waterloo, Ontario, Canada.

Bouferra.R. And Shahrour, I., 2004. Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. Ground Improvement. <https://doi.org/10.1680/grim.2004.8.1.1>

Boulet M., Pierre P., et Doré G., 2007. Elaboration de modèle mathématique pour l'interprétation des données avec le pénétromètre dynamique. Etude réalisée pour le compte du ministère des transports, Québec

Bouri, D., Krim, A., Brahim, A., Arab, A., 2019. Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters. *Studiageotechnicaetmechanica*.<https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0027>

Bousaid Z F. ; 2004. Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables laches surconsolidés et anisotrope. Thèse de doctorat. L'institut national des Sciences appliqués, Lyon.

Boutouba, K., Benessalah, I., Arab, A., Djafar Henni, A.,2019. Shear Strength Enhancement of Cemented Reinforced Sand: Role of Cement Content on the Macro-Mechanical Behavior. *StudiaGeotechnicaetMechanica*. 41 (4), pp.200-211

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

Brahim, A., Arab, A., Sadek, M., Shahrour, I., 2018. Laboratory Investigation of the Influence of Geotextile on the Stress–Strain and Volumetric Change Behavior of Sand. *GeotechGeolEng* DOI: 10.1007/s10706-018-0446-6

Coulomb C.A., 1773. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatif à l'architecture. *Mém. Académie Royale des Science. Prés. divers*, Vol. 7, paris.

Chapeau C., et Durville J.L., 2005. L'eau et les risques de glissements de terrain. *Revue Géosciences*. No.2, pp: 72-79.

Cubrinovski, M. and K Ishihara.2002. Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. *Soil Found* 42(6):65-78.

Della N.,2010. Etude Expérimentale du Comportement à la Liquéfaction du Sol de Chlef, Thèse de doctorat, Laboratoire des Sciences de Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. PP 82.83.

Della, N., Belkhatir, M., Arab, A., Canou, J., Dupla, J. C.,2015. Undrained Monotonic Response and Instability of Medium-Dense Sandy Soil'', marine georesources&geotechnology, 33:6, 487-495. DOI: 10.1080/1064119X.2014.954175

Djafar Henni, A., Arab, A., Belkhatir, M., SaaedHamoudi A., Khelafi H., 2013. Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio. Arab J Geosci 6:297-307. DOI 10.1007/s12517-011-0365-9

Evesque P., 2000. L'approche énergétique en mécanique des matériaux granulaires. Poudres et grain, NS 1, pp : 15-36.

Gautier C., 1991. Etude de mouvement granulaire dans un cylindre en rotation. Mémoire présenté à l'université du Québec à Chicoutimi

Hadjigeorgiou J., et Lassard F.J., 2004. Conception des cheminées à minerai et à stérile. Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail.

Habib P., Luong M. P., 1978. Sols Pulvérulents sous chargements cycliques, séminaire Matériaux et structures sous chargement cyclique, 28-29, septembre, Ecole polytechnique, Palaiseau, France.

Hicks R.G., and Monismith C.L., 1971. Factors influencing the resilient response of granular materials. Paper, Highway Research Record, Highway Research Board. USA, pp:15-31.

Holtz R. D., Kovacks W. D., 1991. Introduction à la géotechnique (Edition en française traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal

Hussein A., 2008. Caractérisation des Instabilités dans les Milieux Granulaires - Etude Expérimentale et Simulation. Thèse de doctorat de l'université de Paul Verlaine-Metz

Kouloughli S et Bencheikh Lehocine M., 2007. Etude des mélanges sable-Bentonite utilisés dans la construction de barrières de confinement de déchets solides. Sciences & technologie B-N°25, pp 34-42

Krim, A.; Arab, A.; Chemmam M., Brahim, A., Sadek, M., ; Shahrour, I.,2017. Experimental study on the liquefaction resistance of sand–clay mixtures: Effect of clay content and grading characteristics. *Marine Georesources&Geotechnology*. Doi.org/10.1080/1064119X.2017.1407974

Lade, P.V. & Yamamuro J.A.,1997. « Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands», *Canad. Geotech. Journal*, Ottawa 34, pp. 918-928.

Lade P V , Ligio C D et Yamamuro J A., 1998. Effets of non plastic fines on minimum and maximum Void ratio of sand. *Geotechnique testing Journal.*, ASTM Vol. 21 No. 4, pp 336-347

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

Mahunthan B., et Schofield A., 2000. Liquefaction and Dam failure. ASC Conférence. GeoDenver.

McKenzie D., 1970. Plate tectonics of the Mediterranean region. *La Nature*, Paris, Vol.226, p. 239-243.

Merabet, K., Benessalah, I., Chemmam, M., Arab, A.,2019. Laboratory study of shear strength response of Chlef natural sand: Effect of saturation. *Marine Georesources&Geotechnology*. doi.org/10.1080/1064119X.2019.1595792

Michell J K.,1993. Fundamentals of soil behavior. 2nd ed., New York; Jhon Wiley & Sons. Inc., 450 pp

Monkul, M. M., Etminan, E., Şenol, A., 2016. Influence of coefficient of uniformity and base sand gradation on static liquefaction of loose sands with silt *Soil. Dynamics and Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.08.001>

Monkul, M. M., Etminan, E., Şenol, A., 2017. Coupled influence of content, gradation and shape characteristics of silts on static liquefaction of loose silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* .<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.06.023>

Müller D., 1996. Techniques informatiques efficaces pour la simulation de matériaux granulaires par des méthodes distincts. Dép. de Mathématique- Ecole Polytechnique Fédéral de Lausanne.

Papastamiou D., 1980. El-Asnam, algéria earthquake of October 10, 1980: field evidence of ground motion in the epicentral region. Geognosis Ltd., London.

Pedro L S., 2004. Etude du comportement mécanique des sols hétérogènes modèle à son application au cas des sols naturels. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.

Pitman T D, Robertson P K and Sego D C., 1994. Influence of fines on the collapse of the loose sands. Canadian Geotechnical Journal, 31 (5), pp 728-739, 10. 1139 /t94-084

Pouliquen O., 2001. Les milieux granulaires entre fluides et solides. Cours. Ecole National Des Technique Avancées. Paris.

Richeleu V., 2006. Etude par éléments discrets 3D du comportement de matériaux granulaires humides faiblement contraints. 24ème rencontre universitaire de Génie Civil – La Grande Motte.

Rothé J. P., 1955. Le tremblement de terre d'Orléanville et la séismicité de l'Algérie. La nature, 3237, Paris, p. 1-9.

Santamaria J.C., 2001. Soil behaviour at the micoscale: particle forces.Proc. Sump. Soil behaviour and soft ground construction .Mit,

Schofield A. N. et Wroth C. P., 1968. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, London.

Sidaner J. F., 1981. Comportement cyclique transitoire des milieux pulvérulents, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris

Tanaka H., Tanaka M and Shiwakoti D R., 2001. Characteristics of soils with plasticity: Intermediate soil from Ishinomaki, Japon and lean clay from Drammen, Norway. Soils and foundations, vol 41, N° 1, pp 83-96.

Thevanayagam S., 1998. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. J. Geotech., geoenviron., Eng. Div., ASCE , 124 , N° 6, pp 479-791

Thevanayagam, S., Martin, G. R., 2002. Liquefaction in silty soils-screening and remediation issues. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00128-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00128-8)

Thevenin J., 1955. Les effets du seisme de septembre 1954 sur les ouvrages hydrauliques de la region d'Orléanville. Revue Terre et Eaux, N° 24, 1st Trimestre, Paris.

Touati A., 1982. Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201 p.

Vilotte J.P., 2001. Milieux granulaires en géologie. Cours, GDR Mi Di. Ecole de Porquerolles.