

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté Génie Civil et d'Architecture
Département Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures et Géotechnique

Par

Leyla BOUARICHA

Thème :

Comportement des sols renforcés par fibres synthétiques: Influence de quelques paramètres physiques.

Soutenue le : **29 Octobre 2018**, devant le jury composé de :

DELLA Noureddine	Professeur	UHB Chlef	Président
ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Examineur
NECHNECH Ammar	Professeur	USTHB Alger	Examineur
BELKHATIR Mostefa	Professeur	UHB Chlef	Examineur
KRIM Abdellah	MC''A''	UIK Tiaret	Examineur
DJAFAR HENNI Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur

Remerciements

Ce travail a été effectué au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement du département de Génie Civil de l'Université de Chlef en collaboration avec le Laboratoire de Génie Civil et Géo-Environnement à l'Université de Lille en France. Qu'il me soit agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous ceux qui se sont intéressés à cette recherche et qui m'ont aidé à sa concrétisation et en particulier :

*A mon directeur de thèse **Pr. Ahmed DJAFAR HENNI** qui a été d'un soutien irremplaçable dans l'aboutissement de ce travail par ses aides précieuses et ses orientations judicieuses. Je suis très heureux de pouvoir lui exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements pour m'avoir guidé par ses précieux conseils et pour l'estime qu'il m'a accordée.*

*Au **monsieur Laurant LANCELOT** qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-encadrer cette thèse pour sa patience, son disponibilité et surtout ses judicieux conseils ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'il a formulé tout au long de ce travail.*

*Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au **Pr. Noureddine DELLA** pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.*

*J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à **monsieur Ahmed ARAB**, Professeur à l'université de Chlef, **monsieur Ammar NECHNECH**, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène, Alger, **monsieur Abdellah KRIM**, Maître de conférences à l'université de Iben Khaldoune, Tiaret et à **monsieur Mostefa BELKHATIR**, Professeur à l'université de Chlef, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.*

*Un vif remerciement s'adresse aussi au **Pr. Issam shahrour**, qui m'a bien accueilli dans son laboratoire au cours de mes différents séjours (2016, 2017 et 2018), en m'apportant assistance et encouragement et les autres membres de laboratoire de Génie Civil et Géo-Environnement à l'Université de Lille : **Dr. Ammar ALJER**, **Pr. Marwan SADEK** et **Dr. Hassen ALJER**.*

Mes remerciements vont également à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation et en particulier mes enseignants au Département de Génie Civil et à tous mes collègues d'option structures et géotechnique pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Tout d'abord je remercie Dieu, tout puissant, qui m'a accordé santé, volonté et courage durant la réalisation de ce modeste travail.

Puis, je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, mes chers sœurs et frères et à tous mes amis.

Leyla.B

Résumé

L'utilisation des fibres de verre dans le but d'améliorer les propriétés mécaniques des sols est considérée comme une technique d'amélioration très efficace contre la liquéfaction des sols ainsi que de nombreux problèmes liés aux domaines de la géotechnique. Compte tenu de leurs hautes résistances à la traction, de leurs non biodégradabilité environnementale, de son faible coût et de sa disponibilité locale, ce produit (fibre de verre), contribue pleinement à l'expansion des projets géotechniques, restant actuellement très vulnérables lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations statiques, dynamiques ou sismiques.

L'objectif de cette thèse vise essentiellement l'étude des comportements des sables composites renforcés par fibre de verre et de résidus de clinker. Les sables analysés de caractéristiques physiques différentes, proviennent des berges de deux confluent d'Oueds Chlef et Rass de la région de Chlef (Algérie) où une cartographie, ayant déjà montrée des signes précurseurs à la liquéfaction. Une étude expérimentale des deux sables renforcés par fibres et de résidus de clinker a été réalisée au laboratoire en utilisant des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux (drainés et non drainés).

Dans la première série de test de cisaillement direct, nous avons étudiés l'effet du renforcement par couches de fibre de verre sur le comportement au cisaillement des deux sables, en considérant le nombre de couches et le types de fibres de verre (Woven Roving ou Standard Mat) pour deux densités relatives. La deuxième série d'essais de cisaillement direct a été réalisée pour évaluer l'effet de l'inclusion aléatoire de fibres de verre et de résidus de clinker sur le comportement de deux sables. Les échantillons traités ont été préparés avec des ratios pondéraux en résidus de clinker de 0% à 5%. La longueur des fibres de verre était de 15 mm, avec des ratios pondéraux de 0% et 0.2% en poids de mélange de sol. Les essais triaxiaux ont été effectués sous cisaillement monotone drainé ou non drainé. L'effet de la teneur en fibres, de la densité du sol, des contraintes de confinement et des conditions de drainage sur le comportement du sable renforcé, y compris la résistance au cisaillement, le changement volumétrique et la dissipation de la pression interstitielle, cohésion, angle de frottement et le schéma de rupture final (si observable) ont été exploités et comparés pour les deux sables testés.

Les résultats des essais ont montré que la présence de fibres de verre contribuait efficacement à une nette amélioration de la résistance au cisaillement des sables testés, tout en augmentant la contrainte normale, la teneur en résidu de clinker, la densité relative et le nombre de couches pour les deux types de fibres de verre. On peut noter dans ce contexte que l'ajout d'une quantité optimale en fibre (0.4% de la fraction de poids) peut assurer au sable lâche initialement liquéfiable une résistance au cisaillement suffisante en vue d'éviter l'effondrement par liquéfaction.

Mots clés: Essai de cisaillement direct, essai triaxial, liquéfaction, Résidus de clinker, fibre de verre.

Abstract

The use of glass fibers in order to improve the mechanical properties of soils is considered as a very effective improvement technique against soil liquefaction as well as many problems related to the fields of Geotechnics. Due to their high tensile strength, non-biodegradability environmental, low cost and local availability, this product (glass fiber), fully contributes to the expansion of geotechnical projects still currently very vulnerable when subjected to static, dynamic or seismic loading.

The aim of this thesis is essentially to study the behaviors of composite sand reinforced by glass fiber and Clinker residues. Analyzed sands of different physical characteristics, come from the banks of two confluences of Oueds Chlef and Rass of the region of Chlef (Algeria) where a cartography, having already shown early signs of liquefaction. An experimental study of sand reinforced for both fiber and Clinker residues were conducted in the laboratory using direct shear tests and Triaxial tests (drained and undrained).

In the first series of direct shear tests, we investigated the effect of glass fiber reinforcement on the shear behavior of both sands, considering the number of layers and types of glass fibers (Woven Roving or Standard Mat) for two relative densities. The second series of direct shear tests were conducted to evaluate the effect of random inclusion of glass fibers and clinker residues on the behavior of two sands. Treated samples were prepared with clinker residue weight ratios of 0% to 5%. The length of the glass fibers were 15 mm, with weight ratios of 0% and 0.2% by weight of soil mixture. Triaxial tests were performed under monotonic drained or undrained conditions. The effect of fiber content, clinker residue content, soil density, confining pressure, and drainage conditions on the behavior of reinforced sand, including shear strength, volumetric change, and pore pressure, cohesion, friction angle, secant modulus and the final failure pattern (if observable) were explored and compared for the two tested sands.

The test results showed that the presence of glass fibers effectively contributed to a marked improvement in the shear strength of the tested sands, while increasing the normal stress, clinker residue content, relative density and number of layers for both types of glass fibers. It can be noted in this context that the addition of an optimum amount of fiber (0.4% of the weight fraction) can ensure that initially loose liquefiable sand has gained sufficient shear strength to prevent liquefaction occurrence.

Key words: Direct shear test, Triaxial test, Liquefaction, Clinker residues, Glass fiber.

ملخص

يعتبر استخدام الألياف الزجاجية لتحسين الخواص الميكانيكية للتربة تقنية أكثر كفاءة للتحسين ضد التميع والحد من المشاكل في مجال الهندسة الجيوتقنية تحت التحميل الزلزالي والديناميكي. نظرا لقوة الشد العالية، وطبيعته البيئية غير القابلة للتحلل البيولوجي، فضلا عن انخفاض كلفته وتوفره المحلي.

الهدف من هذه الأطروحة هو دراسة سلوكيات الرمال المركبة التي تأتي من ضفاف وادي الشلف وراس بمنطقة الشلف (الجزائر) المقوى بالألياف الزجاجية ومخلفات الكنكر. تم إجراء دراسة تجريبية مبنية على اختبار القص المباشر واختبارات الانضغاط الثلاثية (المستنفذة أو غير المستنفذة) للتحري عن سلوك رمال جزائرية موحدة ذات أحجام جسيمية مختلفة (رمال الشلف ورمال الراس) معززة بألياف زجاجية وبقايا الكنكر.

في السلسلة الأولى من اختبار القص المباشر، قمنا بدراسة تأثير طبقات الألياف الزجاجية على سلوك قوة القص للرملين، مع الأخذ في الاعتبار عدد طبقات وأنواع الألياف الزجاجية (المنسوجة أو حصيرة)، الإجهاد الطبيعي واثنين من الكثافة النسبية (فضفاض والكثافة المتوسطة). أجريت السلسلة الثانية من اختبارات القص المباشر لتقييم تأثير الألياف الزجاجية الموزعة عشوائيا وبقايا الكنكر على سلوك الرمال. تم تحضير العينات المعالجة بمحتوى بقايا الكنكر من 0% إلى 5% وزنا من التربة الجافة وعولج لمدة سبعة أيام. طول الألياف الزجاجية كان 15 ملم، في محتويات 0% و 0.2% وزنا من خليط التربة الجافة. وأجريت اختبارات ضغط ترياكسيال تحت القص المستنفذة أو غير المستنفذة. إن تأثير محتوى الألياف، وكثافة التربة، وحصر الإجهاد و الصرف على سلوك الرمل المقوى بالألياف، بما في ذلك قوة القص، والتغير الحجمي / تبديد ضغط ماء المسام الزائد، التماسك، وزاوية الاحتكاك، ونمط الفشل النهائي (إذا كان مرئيا)، والتحقق بدقة ومقارنة للرملين.

أظهرت نتائج الاختبار أن وجود الألياف الزجاجية ساهم بشكل فعال في تحسن ملحوظ في قوة القص للرمال المختبرة، مع زيادة الإجهاد الطبيعي ومحتوى مخلفات الكنكر، والكثافة النسبية وعدد الطبقات لكلا النوعين من الألياف الزجاجية. يمكن الإشارة في هذا السياق إلى أن إضافة كمية مثالية من الألياف (0.4% من وزن الرمال) يمكن أن يساعد الرمال الفضفاضة القابلة للتميع على الحصول على قوة قص كافية لتجنب الانهيار عن طريق التميع.

الكلمات الدالة: اختبار القص المباشر، اختبار ترياكسيال، التميع، مخلفات الكنكر، الألياف الزجاجية.

Table des Matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Résumés	iii
Abstract	iv
Résumé en Arabe	v
Table des Matières	vi
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	viii
Liste des symboles	ix

Introduction Générale

1. Introduction	2
2. Problématique	3
3. Objectifs visés	4
4. Organisation du manuscrit	5

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les sols renforcés par fibres

1.1. Introduction	7
1.2. Description de base de sol renforcé par fibres	7
1.2.1. Définition	7
1.2.2. Différentes procédures de renforcement des sols	8
1.2.3. Classification des fibres	9
1.2.3.1. Fibres naturelles	10
1.2.3.2. Fibres synthétiques	11
1.3. Fibre de verre	13
1.3.1. Généralité	13
1.3.2. Fabrication	14
1.3.3. Types de fibre de verre	15
1.4. Histoire de renforcement des sols par fibre	17
1.5. Différentes applications du renforcement par fibre	18
1.5.1. Couches de chaussée renforcées	19
1.5.2. Murs de soutènement et les talus de chemin de fer	19
1.5.3. Protection des pentes et des fondations	20
1.5.4. Atténuation à la liquéfaction	20
1.6. Avantages d'utilisations de fibre dans le renforcement	21
1.7. Facteurs influençant sur le comportement des sols renforcés par fibre	22
1.7.1. Influence des caractéristiques du sol	22
1.7.1.1. Effet de la forme des particules	22
1.7.1.2. Taille des particules	23
1.7.2. Influence des caractéristiques des fibres	24
1.7.2.1. Longueur des fibres	24

1.7.2.2. Teneur en fibres	26
1.7.2.3. Rapport d'aspect	29
1.7.2.4. Orientation des fibres	30
1.7.3. Influence des conditions d'essai	32
1.7.3.1. Contrainte de confinement et de la contrainte normale	32
1.7.3.2. Densité relative des échantillons	34
1.7.3.3. Teneur en eau	36
1.7.3.4. Méthodes de préparation de l'échantillon	38
1.8. Mécanismes et modèles de renforcement des sols par fibre	41
1.8.1. Mécanismes de base de renforcement des sols	41
1.8.2. Modèle Gray et Ohashi (GO)	46
1.9. Conclusion	49

Chapitre 2 : Dispositif Expérimental et Matériaux utilisés

2.1. Introduction	52
2.2. Caractéristiques des matériaux utilisés	52
2.2.1. Sables	54
2.2.2. Fibres de verre	55
2.2.3. Résidu du clinker	56
2.3. Dispositif expérimental	57
2.3.1. Essais à la boîte de cisaillement direct	57
2.3.1.1. Principe de l'essai	58
2.3.1.2. Appareillage	59
2.3.1.3. Mode opératoire	59
2.3.1.4. Préparation des échantillons	60
a. Sable renforcé par des nappes en fibre de verre	60
b. Sable renforcé par des fils de fibre de verre	61
c. Sable renforcé par fibre de verre et traité par des résidus de clinker	62
2.3.1.5. Application du chargement et cisaillement	63
2.3.1.6. Expression des résultats	63
2.3.2. Essais monotones à l'appareil triaxial	65
2.3.2.1. Principe de l'essai	65
2.3.2.2. Dispositif expérimental	66
a. La presse	66
b. La cellule triaxiale	67
c. Le moule de fabrication des échantillons	68
d. Contrôleurs de pression et de volume (GDS)	69
e. Acquisition des données	69
2.3.2.3. Préparation de l'échantillon et mode opératoire	69
a. Mode de déposition des matériaux	70
✓ Etat de densité : lâche ($D_r=25\%$)	70
✓ Etat de densité : moyennement dense ($D_r= 50\%$)	70
b. Saturation	73
c. Consolidation et cisaillement	73
2.4. Répétabilité des essais	75
2.4.1 Appareil de la boîte de Cisaillement	75
2.4.2 Appareil triaxial	76
2.5. Conclusion	77

Chapitre 3 : Influence de quelques paramètres physiques sur la résistance au cisaillement

3.1. Introduction	79
3.2. Sols renforcés par nappes	79
3.2.1. Résistance au cisaillement : à l'état lâche	79
3.2.2. Résistance au cisaillement : à l'état moyennement dense	81
3.2.3. Effet de la densité relative et la contrainte normale sur la résistance du sol composite	82
3.2.4. Effet de type et de nombre de couche sur les paramètres de résistance au cisaillement du sable	83
3.2.4.1. Effet du renforcement sur la cohésion	86
3.2.4.2. Effet du renforcement sur l'angle de frottement interne	87
3.2.5. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f)	88
3.3. Sols renforcés par fibre de verre répartie de façon aléatoire	90
3.3.1. Effet de la teneur en fibre sur la résistance en cisaillement	90
3.3.2. Effet de la longueur de fibre sur la résistance en cisaillement	91
3.4. Effet du résidu du clinker sur la résistance de sable renforcé et non renforcé	92
3.4.1. Relation contrainte-déformation du sol traité et renforcé de fibre de verre	92
3.4.1.1. Sable de Chlef	92
3.4.1.2. Sable de Rass	94
3.4.2. Effet du résidu du clinker et le renforcement sur la résistance au cisaillement maximale.	95
3.4.3. Effet du résidu du clinker et le renforcement sur la cohésion et l'angle de frottement	95
3.4.4. Effet du résidu du clinker et le renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f)	100
3.5. Conclusions	101

Chapitre 4 : Comportement Non Drainé des Sols Renforcés par Fibres

	104
4.1. Introduction	104
4.2. Essai sur sable lâche	105
4.2.1. Relation contrainte-déformation	105
4.2.2. Variation de la pression interstitielle	106
4.2.3. Chemins de contraintes	108
4.3. Essais sur sable moyennement dense	111
4.3.1. Relation contrainte-déformation	111
4.3.2. Pression de l'eau interstitielle	113
4.3.3. Chemin de contrainte effective	114
4.4. Effet de la teneur en fibre et de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction	116
4.4.1. Effet de la teneur en fibres	116
4.4.2. Effet de la densité relative initiale	120
4.5. Effet du renforcement sur les paramètres de résistance au cisaillement	121

4.5.1. Cohésion et angle frottement	121
4.5.2. Module sécant	124
4.6. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement	127
4.7. Effet du renforcement sur la résistance au cisaillement résiduelle	128
4.8. Conclusions	131

Chapitre 5 : Comportement Drainé des Sols Renforcés par Fibres

5.1. Introduction	134
5.2. Evaluation du comportement drainé des sables non renforcés	135
5.2.1. Essais sur sables lâche	135
5.2.2. Essais sur sables Moyennement denses	137
5.3. Effet des inclusions des fibres sur le comportement drainé des sables	139
5.3.1. Essais sur sables lâches	140
5.3.2. Essais sur sables Moyennement dense	142
5.4. Effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement maximale	145
5.5. Effet de la pression de confinement et de la densité relative sur la résistance au cisaillement maximal e	147
5.6. Effet de la teneur en fibre sur les caractéristiques de résistance au cisaillement	148
5.6.1. Effet de la cohésion et de l'angle de frottement	148
5.6.2. Module sécant	150
5.7. Rapport de résistance au cisaillement	151
5.8. Conclusion	153

Chapitre 6 : Etude comparative résultant d'essais triaxiaux en condition drainée et non drainée avec influence des caractéristiques à la rupture et contribution de fibres

6.1. Introduction	156
6.2. Comparaison des caractéristiques à la rupture obtenus à partir des essais triaxiaux non drainés (CU) et drainés (CD)	156
6.2.1. Cohésion	156
6.2.2. Angle de frottement	158
6.2.3. Module sécant (E_{sec})	159
6.3. Étude de la contribution déviatorique des fibres (q_f)	163
6.3.1. Évaluation de la contribution déviatoriques des fibres (q_f)	163
6.3.2. Contribution déviatorique initiale des fibres (q_{f0})	166
6.3.3. Évaluation du module de cisaillement des fibres (G_f)	170
6.4. Conclusion	173

Conclusions Générales et Perspectives

1. Conclusions Générales	176
2. Perspectives	179

Références bibliographiques

Listes des Figures

N° de la Fig.	Titre de la figure	Page
Figure 1.1-	(a) SEM Photomicrographie des particules de sol attachées à la surface de la fibre à la fin d'essai et (b) croquis des interactions mécaniques interfaciale entre les particules de sol et de fibres.	08
Figure 1.2-	Différentes procédures de renforcement des sols.	09
Figure 1.3-	Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine.	11
Figure 1.4-	Composition chimique des fibres naturelle.	11
Figure 1.5-	Technologie de base pour la fabrication de verre.	15
Figure 1.6-	Algorithme classique pour le recyclage des produits en verre.	15
Figure 1.7-	Différentes formes de fibres de verre :(a). fil coupé, (b). tapis à fils coupés (c). tissé complexe, (d). fils continue de fibre de verre.	16
Figure 1.8-	(a). Rupture de la pente au bord de la chaussée ; (b). renforcement par fibre de la construction de remblais dans un projet situé à Joe Pool Lake dans la ville de GretPrairie, au Texas.	19
Figure 1.9-	Un mur de soutènement avec une face arrière verticale supportant un remblai de sol sans cohésion renforcé par des fibres	20
Figure 1.10-	(a). Mise en place de fibres avec le sol, (b). répartition et compactage des fibres sur le terrain Projet PGBT situé dans la région de Dallas, Texas.	22
Figure 1.11-	Enveloppes de contraintes principales à partir de tests de compression triaxiale sur des sables renforcés: (a) sable de dune (Muskegon); (b) Sable de mortier.	23
Figure 1.12-	Contrainte principale à la rupture par rapport pression de confinement pour (a) Sable fin et (b) Sable moyen.	24
Figure 1.13-	influence de la longueur de fibre sur la résistance au cisaillement du sable renforcé par différent type de fibre.	25
Figure 1.14-	Relation contrainte-déformation de sable renforcé pour : (a) sable fin et (b) sable moyen. ($\sigma_3 = 200$ kPa).	26
Figure 1.15-	Contrainte de cisaillement-réponse de déplacement horizontal pour le sable non renforcé et le sable renforcé avec différents teneur en fibre: (a). 0, 25%; (b). 0, 50%; (c). 0, 75%; et (d). 1.00%.	27
Figure 1.16-	Deux photos d'échantillons complètement liquéfiés à la fin des essais d'extension de déchargement: (a) échantillon non renforcé; (b) échantillon non renforcé avec 0.3% de fibre.	27
Figure 1.17-	Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confinée du sol fin.	28
Figure 1.18-	Effet de la présence de fibre sur échantillon de sol fin après essai de compression non confiné.	28
Figure 1.19-	Effet de la teneur en fibres de verre et du rapport d'aspect sur la résistance à la rupture du sable de Muskegon aux contraintes de	29

	confinement faibles et élevées.	
Figure 1.20-	Courbes de contrainte-déformation horizontale- déformation volumique pour le sable fin renforcé avec différentes orientations de fibre.	31
Figure 1.21-	Courbes de contrainte-déformation horizontale- déformation volumique pour le sable grossier renforcé avec différentes orientations de fibre.	32
Figure 1.22-	Courbes de contrainte déformation du sable renforcé et non renforcé avec des RGF dans des conditions sèches et humides.	33
Figure 1.23-	Courbe de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontales pour sols renforcé avec différentes teneur en fibre sous des contrainte normale verticale de: (a). $\sigma_N=50 \text{ kN/m}^2$; (b). $\sigma_N=100 \text{ kN/m}^2$ et(c). $\sigma_N=200 \text{ kN/m}^2$.	34
Figure 1.24-	La force de cisaillement des pics des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes.	35
Figure 1.25-	Variation de la résistance au cisaillement avec une teneur en fibres pour différentes pressions de confinement et deux densités relatives.	36
Figure 1.26-	Variation de l'angle de frottement en fonction de la densité relative pour différentes teneurs en eau: (a). sol non renforcé, (b). sol renforcé.	37
Figure 1.27-	Amélioration de la résistance au cisaillement en fonction de l'angle de frottement interne, à l'état sec et humide du sol renforcé et non renforcé.	37
Figure 1.28-	Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable renforcé à 200 kPa de contrainte verticale pour des échantillons: (a). moyennement denses ($D_r = 48\%$) et (b). Dense ($D_r = 87\%$).	38
Figure 1.29-	T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 1.	39
Figure 1.30-	T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 2.	40
Figure 1.31-	T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 3.	40
Figure 1.32-	Effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance au cisaillement de sable renforcé avec différents couche de géotextiles sur contrainte de déviateur (a) et la variation de volumique (b).	41
Figure 1.33-	Mécanisme de base de renforcement du sol: (a) éprouvette de sol cylindrique non renforcée; b) éprouvette de sol cylindrique renforcé de fibres; (c) vue agrandie d'un élément de sol renforcé, comme indiqué en (b).	42
Figure 1.34-	Mécanisme de base de sol renforcée par des fibres: les cercles de Mohr-Coulomb pour les cas renforcés et non renforcés.	43
Figure 1.35-	Modèle d'armature flexible en fibres élastiques, s'étendant à travers la zone de cisaillement d'épaisseur z:(a). $i= 90^\circ$; (b). $i < 90^\circ$.	47
Figure 2.1-	Profil géotechnique du sol déposé.	53
Figure 2.2-	Images et vue au microscope électronique à balayage des sables: (a). Sable Chlef (Belkhatir et al. 2010), (b). Sable Rass.	54
Figure 2.3-	Echantillons de fibres de verre utilisées.	54

Figure 2.4-	Courbes granulométriques des matériaux utilisés (sable de Chlef et de Rass et Résidu de clinker).	55
Figure 2.5-	Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte: (a). en début de cisaillement et (b). en cours de cisaillement.	57
Figure 2.6-	bâti de cisaillement.	58
Figure 2.7-	boite de cisaillement et accessoires utilisée pour la fabrication des échantillons.	60
Figure 2.8-	Disposition des nappes en fibre de verre dans l'échantillon.	60
Figure 2.9-	Arrangement des fibres de verres dans l'échantillon.	61
Figure 2.10-	Images des échantillons des sables de Chlef et Rass traité par le résidu du clinker pour : (a). non renforcé et, (b). Renforcé avec 0.2% de fibre de verre	61
Figure 2.11-	Courbes d'essai de cisaillement sur des matériaux sableux, (a). Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b). Courbe de tassement en fonction du déplacement dans le plan de cisaillement et (c). Paramètres de résistance au cisaillement pour un critère de rupture défini.	63
Figure 2.12-	Exemples des différentes applications de l'essai Triaxial : (stabilité des pentes)	64
Figure 2.13-	Résultats typiques d'essais triaxiaux.	65
Figure 2.14-	Dispositif expérimental de l'appareil Triaxial.	66
Figure 2.15-	(a). Presse triaxiale (b). Embase inférieure.	67
Figure 2.16-	Moule et accessoires utilisés pour la fabrication de l'échantillon.	68
Figure 2.17-	Présentation schématique d'un contrôleur GDS.	69
Figure 2.18-	Préparation par déversement à sec.	70
Figure 2.19-	Préparation des échantillons par la méthode de sous compaction.	71
Figure 2.20-	Différentes étapes pour la fabrication de l'échantillon.	73
Figure 2.21-	Réponse mécanique en condition drainé (CD) et non drainé (CU).	75
Figure 2.22-	Essais de répétabilité sur le sable de Chlef ($D_r=50\%$, $\sigma_N=200$ kPa) : (a) - Evolution de la résistance au cisaillement, (b) - Evolution de la déformation volumique	76
Figure 2.23-	Essais de répétabilité monotones non drainés sur le sable de Chlef (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte	77
Figure 3.1-	Variation de la résistance au cisaillement (a, b) et de la déformation volumique (c, d) en fonction du déplacement la horizontale pour le sable de Chlef renforcé et non renforcé sous une contrainte normale de 200kPa et une densité relative lâche ($D_r = 25\%$).	80
Figure 3.2-	Variation de la résistance au cisaillement (a, b) et de la déformation volumique (c, d) en fonction du déplacement la horizontale pour le sable Chlef renforcé et non renforcé sous une contrainte normale de 200kPa et une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$).	82
Figure 3.3-	Évolution de la résistance au cisaillement avec le nombre des couches et la contrainte normal pour l'état lâche et moyennement dense pour le sable non renforcé et renforcé avec: (a). Type de Standard Mat, (b).	83

	Type de Woven Roving.	
Figure 3.4-	Effet du nombre de nappe de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé avec fibre de verre de type Standard Mat pour : (a). L'état lâche ($D_r = 25\%$), (b). L'état moyennement dense ($D_r = 50\%$).	84
Figure 3.5-	Effet du nombre de nappe de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé avec fibre de verre de type Woven Roving pour: (a). L'état lâche ($D_r = 25\%$), (b). L'état moyennement dense ($D_r = 50\%$).	85
Figure 3.6-	Evolution de la cohésion en fonction du nombre de couches de fibre pour: (a). État lâche, (b). État moyennement dense.	87
Figure 3.7-	Evolution de l'angle de frottement en fonction du nombre de couches de fibre pour: (a). État lâche, (b). État moyennement dense.	88
Figure 3.8-	Variation des rapports de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normal pour : (a). État lâche, (b). État moyennement dense.	88
Figure 3.9-	Effet de la teneur en fibre sur la résistance en cisaillement maximale pour le sable de Chlef et Rass pour $D_r=50\%$, et $\sigma_N = 300\text{kPa}$.	91
Figure 3.10-	Effet de la longueur de fibre sur la résistance en cisaillement maximale pour le sable de Chlef et Rass pour $D_r=50\%$ et $\sigma_N = 300\text{kPa}$.	92
Figure 3.11-	Relations contrainte – déformation de l'échantillon renforcé et non renforcé avec une densité relative moyenne $D_r = 50\%$.	93
Figure 12-	Relations contrainte – déformation de l'échantillon traité et non traité avec une densité relative moyenne $D_r = 50\%$.	94
Figure 3.13-	Relations contrainte – déformation de l'échantillon renforcé et non renforcé avec une densité relative moyenne $D_r = 50\%$.	95
Figure 3.14-	Relations contrainte – déformation de l'échantillon traité et non traité avec une densité relative moyenne $D_r = 50\%$.	95
Figure 3.15-	Enveloppes de résistance au cisaillement du sol –composite.	96
Figure 3.16-	Effet de type de sable sur la résistance au cisaillement maximale pour: (a).Sable non renforcé, (b). Sable renforcé, (c). Sable traité non renforcé et, (d). Sable traité et renforcé.	97
Figure 3.17-	Effet de la teneur en residu de clinker sur la cohesion pour le sable de Chlef et Rass: (a). Non renforcé, (b). renforcé.	98
Figure 3.18-	Effet de la teneur en residu de clinker sur l'angle de frottement pour le sable de Chlef et Rass: (a). Non renforcé, (b). renforcé.	99
Figure 3.19-	Variation du rapport de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour le sable de Chlef et Rass renforcé et traité.	101
Figure 4.1-	Relations contrainte - déformation pour les échantillons de sable Chlef à l'état lâche en fonction de différent teneur en fibres dans des essais de compression triaxiale non drainée.	105
Figure 4.2-	Variation du déviateur q versus déformation $\varepsilon\%$ pour les échantillons de sable Rass a l'état lâche en fonction de différentes teneurs en fibres.	106
Figure 4.3-	Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Chlef à l'état lâche sous trois pressions de confinement et	108

	différent teneur en fibre.	
Figure 4.4-	Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Rass à l'état lâche sous trois pressions de confinement et différent teneur en fibre.	109
Figure 4.5-	Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Chlef à l'état lâche non renforcé et renforcé avec différent teneur en fibres.	110
Figure 4.6-	Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Rass à l'état lâche non renforcé et renforcé avec différent teneur en fibres.	111
Figure 4.7-	Relations contrainte-déformation pour les échantillons de sable Chlef à l'état moyennement dense en fonction de différent teneur en fibres.	112
Figure 4.8-	Relations contrainte-déformation pour les échantillons de sable Rass à l'état moyennement dense en fonction de différent teneur en fibres.	113
Figure 4.9-	Réponses de pression interstitielle pour des échantillons de sable Chlef à l'état moyennement dense sous trois pressions de confinement et différent teneur en fibre.	114
Figure 4.10-	Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Rass à l'état moyennement dense sous trois pressions de confinement et différent teneur en fibre.	115
Figure 4.11-	Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Chlef à l'état moyennement denses non renforcé et renforcé avec différent teneur en fibres.	116
Figure 4.12-	Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Rass à l'état moyennement denses non renforcé et renforcé avec différent teneur en fibres.	117
Figure 4.13-	Effet de la teneur en fibre sur la résistance à la liquéfaction des échantillons lâches pour le sable de Chlef et Rass sous une pression de confinement de 100kPa.	118
Figure 4.14-	Effet de la teneur en fibre sur la résistance à la liquéfaction des échantillons moyennement dense pour le sable de Chlef et Rass sous une pression de confinement de 100kPa.	119
Figure 4.15-	Deux photos d'échantillons non renforcés en état lâche totalement liquéfiés après cisaillement sous une pression de confinement de 100 kPa pour: (a). sable de Chlef; (b). sable Rass.	119
Figure 4.16-	Deux photos d'échantillons renforcés (0,4% de fibres) après cisaillement à l'état moyennement dense sous pression de confinement de 100 kPa pour: (a) sable de Chlef; (b) sable Rass.	120
Figure 4.17-	Relation entre la résistance au cisaillement du pic et les pressions de confinement à deux densités relatives et une teneur en fibres variée.	122
Figure 4.18-	Diagramme $q_{peak} - p'$ pour les échantillons de sable Chlef et Rass renforcés et non renforcés pour: (a). $Dr=25\%$ et (b). $Dr=50\%$.	123
Figure 4.19-	Effet de la teneur en fibre de verre sur la cohésion et l'angle de frottement.	125
Figure 4.20-	Effet de la teneur en fibre sur le Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%) sur le sable de Chlef et Rass pour état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	126
Figure 4.21-	Rapports de résistance au cisaillement maximale par rapport à la	127

	pression de confinement en fonction de différentes teneurs en fibres pour : (a).Sables lâche, et (b). Sable moyennement dense.	
Figure 4.22-	Effet de la teneur en fibres et de la densité sèche sur la résistance résiduelle.	129
Figure 4.23-	Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement résiduel normalisée pour: (a). sable Lâche et (b). sable moyennement dense.	131
Figure 5.1-	Essais en compression drainé réalisés sur le sable de Chlef non renforcé ($D_r = 25\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axial, (b) Déformation volumique en fonction du déformation axial, (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').	136
Figure 5.2-	Essais en compression drainés réalisés sur le sable de Rass non renforcé ($D_r = 25\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axial, (b) Déformation volumique en fonction de la déformation axial, (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').	137
Figure 5.3-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef non renforcé ($D_r = 50\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axial, (b) Déformation volumique en fonction du déformation axial, (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').	138
Figure 5.4-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass non renforcé ($D_r = 50\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axial, (b) Déformation volumique en fonction du déformation axial, (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').	140
Figure 5.5-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 100 kPa.	140
Figure 5.6-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 200 kPa.	140
Figure 5.7-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 300 kPa.	141
Figure 5.8-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 100 kPa.	141
Figure 5.9-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 200 kPa	141
Figure 5.10-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 300 kPa.	143
Figure 5.11-	Essais en compression drainés réalisés sur le sable de Chlef renforcé avec différentes teneurs en fibre ($D_r = 50\%$), pression de confinement 100 kPa.	143
Figure 5.12-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé	143

	avec différent teneur en fibre ($D_r = 50 \%$), pression de confinement 200 kPa.	
Figure 5.13-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 50 \%$), pression de confinement 300 kPa.	144
Figure 5.14-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 50 \%$), pression de confinement 100 kPa.	144
Figure 5.15-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 50 \%$), pression de confinement 200 kPa.	144
Figure 5.16-	Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre ($D_r = 50 \%$), pression de confinement 300 kPa.	145
Figure 5.17-	Diagrammes p-q' pour sables renforcé avec différents teneur en fibre à l'état lâche : (a).sable Chlef et, (b).sable Rass	148
Figure 5.18-	Diagrammes p-q' pour sables renforcé avec différents teneur en fibre à l'état moyennement dense : (a).sable Chlef et, (b).sable Rass	148
Figure 5.19-	Essais triaxiaux drainés de compression sur le sable de Chlef renforcé avec différent teneur en fibre: (a) état lâche, (b) état moyennement dense	149
Figure 5.20-	Essais triaxiaux drainés de compression sur le sable de Rass renforcé avec différent teneur en fibre: (a) état lâche, (b) état moyennement dense	150
Figure 5.21-	Effet de la teneur en fibre sur la cohésion et l'angle de frottement pour les échantillons moyennement denses et lâche.	151
Figure 5.22-	Effet de la teneur en fibre sur le Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%) sur le sable de Chlef et Rass pour l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	152
Figure 5.23-	Variation du rapport de la résistance au cisaillement (R_f) en fonction de la pression de confinement et la teneur en fibre pour échantillons: (a) lâche, et (b) moyennement denses.	153
Figure 6.1-	Variations de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour les échantillons de sable Chlef à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	157
Figure 6.2-	Variations de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour les échantillons de sable Rass à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	157
Figure 6.3-	Variations de l'angle de frottement versus la teneur en fibre pour les échantillons de sable Chlef préparés à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	158
Figure 6.4-	Variations de l'angle de frottement versus la teneur en fibre pour les échantillons de sable Rass préparés à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.	159
Figure 6.5-	Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état lâche et soumis à des pression de confinements de: (a).	160

	100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.	
Figure 6.6-	Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état moyennement dense et soumis à des pression de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.	161
Figure 6.7-	Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Rass préparés à l'état lâche et soumis à des pression de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.	162
Figure 6.9-	Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Rass préparés à l'état moyennement dense et soumis à des pression de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.	163
Figure 6.7-	Méthode utilisée pour établir la contribution déviatorique des fibres à partir des résultats expérimentaux des essais drainés (CD) et non drainés (CU).	164
Figure 6.8-	Contribution déviatorique initiale de fibre et module de cisaillement.	165
Figure 6.9-	Contributions déviatoriques des fibres q_f (kPa) versus la déformation déviatorique ε_q (%) pour des échantillons de sable de Chlef renforcé à 0.4% de fibre et soumis à une pression de confinement de 100 kPa reconstitué à: (a). l'état lâche et (b). moyennement dense.	166
Figure 6.10-	Contributions déviatoriques des fibres q_f (kPa) versus la déformation déviatorique ε_q (%) pour des échantillons de sable de Rass renforcé à 0.4% de fibre et soumis à une pression de confinement de 100 kPa reconstitué à: (a). l'état lâche et (b). moyennement dense.	166
Figure 6.11-	Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état lâche et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.	167
Figure 6.12-	Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisé sur des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état moyennement dense et soumis à trois contraintes de confinements:(a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.	168
Figure 6.13-	Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisé sur des échantillons du sable de Rass préparés à l'état lâche et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.	169
Figure 6.14-	Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisé sur des échantillons du sable de Rass préparés à l'état moyennement dense et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.	170
Figure 6.15-	Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Chlef préparé à l'état lâche renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$.	171
Figure 6.16-	Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Chlef	172

préparé à l'état moyennement dense renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$.

Figure 6.17- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Rass préparé à l'état lâche renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$. 172

Figure 6.18- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Rass préparé à l'état moyennement dense renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$. 173

Liste des tableaux

N° de Tab.	Titre de tableau	Page
Tableau 1.1	Production de fibres utilisées dans le monde.	10
Tableau 1.2	Composition et propriétés de différentes fibres végétales.	12
Tableau 1.3	Compositions typiques de fibres de verre (en% en poids).	16
Tableau 1.4	Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre.	16
Tableau 2.1	Propriétés principales des sables utilisés dans cette étude (Chlef et Rass).	53
Tableau 2.2	Analyse chimique des sables testés.	55
Tableau 2.3	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre.	56
Tableau 2.4	Compositions chimique du résidu de clinker.	57
Tableau 3.1	Paramètres de résistance au cisaillement pour l'état lâche et moyennement dense.	86
Tableau 3.2	Résumé des rapports de résistance au cisaillement (R_f).	90
Tableau 3.3	Equations des droites Mohr-Coulomb : sols non renforcés et renforcés par fibre de verre et le résidu de clinker.	97
Tableau 3.4	Paramètres de résistance au cisaillement pour: sols non renforcés et renforcés Par fibre de verre et le résidu de clinker.	100
Tableau 3.5	Résumé des rapports de résistance au cisaillement.	100
Tableau 4.1	Programme expérimental des essais de compression triaxial non drainé.	104
Tableau 4.2	Coefficients A, B, C, D et R^2 pour équations : (1) et (2)	121
Tableau 4.3	Paramètres de résistance au cisaillement du sable renforcé de fibres	124
Tableau 4.4	Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%)	125
Tableau 4.5	Résumé des rapports de résistance au cisaillement maximale.	128
Tableau 4.6	Résumé des résultats de résistance au cisaillement résiduel normalisés non drainés.	130
Tableau 5.1	Programme expérimental des essais de compression triaxial drainé.	134
Tableau 5.2	Equation et coefficient de corrélation (R^2) correspondant pour les teneurs en fibres et les densités relatives pour le sable Chlef et le sable Rass.	146
Tableau 5.3	Paramètres de résistance au cisaillement du sable renforcé de fibres.	150
Tableau 5.4	Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%)	151
Tableau 5.5	Résumé des rapports de résistance au cisaillement maximale.	152

Liste des symboles

Symbole	Unité	Signification du symbole
E_{sec}	(MPa)	Module sécant
γ_s	(kN/m ³)	Poids volumique des grains solides
R_f	(-)	Rapport de résistance au cisaillement
e_{max}	(-)	Indice des vides maximal
e_{min}	(-)	Indice des vides minimal
l_f	(mm)	Longueur de fibre
p'	(kPa)	Pression moyenne effective
q_{max}	(kPa)	Résistance au cisaillement maximale drainé et non drainée
w_{RC}	(%)	Teneur en résidu du clinker
w_f	(%)	Teneur en fibre
ϵ_h	(%)	Déformation horizontale
ϵ_q	(%)	Déformation déviatorique
ϵ_v	(%)	Déformation volumique
ϵ_1	(%)	Déformation axiale
σ_N	(kPa)	Contrainte normale
σ_c	(kPa)	Pression de confinement initiale
τ_{max}	(kPa)	Résistance au cisaillement maximale
φ'	(°)	Angle de frottement effectif
B	(-)	Coefficient de Skempton
C'	(kPa)	Cohésion effective
C_c	(-)	Coefficient de courbure
C_u	(-)	Coefficient d'uniformité
D	(mm)	Diamètre d'échantillon,
D₁₀	(mm)	Diamètre efficace
D₅₀	(mm)	Diamètre moyen
D_r	(%)	Densité relative initiale
e	(-)	Indice des vides
H	(mm)	Hauteur d'échantillon

H/D	(-)	Rapport de hauteur sur diamètre d'échantillon
m_s	(gr)	Masse d'échantillon
q	(kPa)	Déviateur de contrainte
R²	(-)	Coefficient de corrélation
Sus	(kPa)	Résistance au cisaillement résiduelle non drainée
USCS	(-)	Unified soil classification system
ΔU	(kPa)	Suppression interstitielle
A_{cr(i)}	(cm ²)	La section cisailée au cours de l'essai
A₀	(cm ²)	La section initiale de la boîte 60 (cm ²)
ΔL_(i)	(cm ²)	Le déplacement horizontal au cours de l'essai
W_{RC}	(gr)	Le poids des résidus de clinker
W_s	(gr)	Le poids du sable sec.
q_f	(-)	La contribution déviatorique des fibres
q_{f0}	(-)	La contribution déviatorique initiale des fibres
G_f	(GPa)	Module de cisaillement des fibres
	(-)	

Introducción General

1. Introduction générale

L'inclusion de fibres dans le but d'améliorer les propriétés mécaniques des sols compactés devient de nos jours une pratique courante dans les projets d'ingénierie géotechnique. Leur utilisation va de la stabilité des pentes peu profondes (Gregory et Froid, 1998) à la réalisation de remblais à faibles caractéristiques mécaniques, à la réduction des fissures de retrait dans les revêtements des sols composés d'argiles compactées (Rifai, 2000), à l'amélioration de la stabilité des murs de soutènement en terre (Park et Tan, 2005), ou au renforcement des chaussées présentant des dégradations avancées sous l'effet du trafic ou de facteurs environnementaux: climat, érosion, eaux d'infiltration (Santoni et al., 2001). La région de Chlef représente un vaste chantier de renforcement des sols par ce procédé d'ajout de fibres dans des sols médiocres, compte tenu de la sismicité de la région, ayant entraîné la dégradation de beaucoup d'infrastructures; l'instabilité des sols de neuf sites urbains, la dégradation de tronçons routiers et de barrages, ainsi que des déplacements de rails de chemin de fer.

La prédominance géologique des sols de la région de Chlef appartenant à l'étage stratigraphique du quaternaire, localisé sur un cône de déjection composé essentiellement de remblais anciens (compactés au cours du temps), ainsi que la localisation de la nappe phréatique à faible profondeur (moins de 7 m au centre-ville de Chlef), exposent les infrastructures implantées dans la région de Chlef à une vulnérabilité extrême, comme l'ont montré les séismes de 1954 (magnitude 5.4) ou de 1980 (magnitude 7.2). Une étude de micro-zonage sismique a été lancée en 1981 permettant d'investiguer neuf sites urbains pour cartographier et répertorier leur sensibilité à la liquéfaction dans des projets de construction. La technique de renforcement des sols par fibres apparaît comme une technique prometteuse en vue d'améliorer les sols médiocres de la région de Chlef, éventuellement combinée à un traitement des sables avec un liant comme les résidus de clinker.

Plusieurs chercheurs ont focalisé leurs recherches durant ces deux dernières décennies sur les composites sols-fibres (Santoni et al., 2001). Les fibres synthétiques peuvent être composées de différents matériaux, formes et longueurs. Ils peuvent avoir une forme plate ou arrondie, continues ou discrètes (distinctes ou séparées). Les fibres discrètes sont fabriquées en plusieurs longueurs, allant de 0,5 mm à 6 mm, et sont disponibles en différents types (Maher et Gray, 1990; Al-Refeai, 1991; Moher et Ho, 1994; Nataraj et McManis, 1997; Consoli et al., 2002). Les différentes recherches effectuées au cours de ces vingt dernières

années ont permis d'évaluer les propriétés de résistance au cisaillement des sols renforcés par des fibres synthétiques, en général pour renforcer les matériaux granulaires (Consoli et al., 1998; Gray et Ohashi, 1983; Maher et Gray, 1990; Santoni et al., 2001; Shewbridge et Sitar, 1989). Le comportement des argiles renforcées par des fibres a également été examiné par Gregory et Chill (1998), Maher et Ho (1994), et Ding et Hargrove (2006). Leurs recherches ont montré que l'inclusion de fibres même en petite quantité peut augmenter à la fois la résistance au cisaillement et la ductilité des sols (Diambra, 2010). Récemment le comportement à la liquéfaction des sols renforcés est devenu un nouveau centre d'intérêt dans l'étude du renforcement par fibres pour prévenir la liquéfaction du sol. Ainsi, on a constaté que lorsque le sable ou l'argile sont renforcés avec des fibres courtes sous chargement cyclique, la présence de fibres entraîne une augmentation du nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction dans des conditions de chargement non drainé (Noorany and Uzdavines, 1989; Maher and Woods, 1990; Vercueil et al. 1997; Li and Ding, 2002; Unnikrishnan et al. 2002; Boominathan and Hari, 2002; Krishnaswamy and Isaac, 1994). L'efficacité des fibres comme renfort pour les matériaux granulaires dépend de plusieurs paramètres comme le type de fibre, la longueur, le rapport d'aspect, le module d'élasticité, l'orientation et les caractéristiques du sol, y compris la taille, la forme et la distribution des particules, ainsi que le mode de chargement et le niveau de contrainte et de densité.

2. Problématique

Cependant le dimensionnement des ouvrages reste problématique compte tenu du comportement mal maîtrisé de sols médiocres (couches à prédominance argileuse et limoneuse ou à conglomérat argileux relevant de l'étage supérieure du quaternaire). Le caractère vulnérable de ces sols a conduit plusieurs chercheurs à se mobiliser dans le but d'apporter des solutions adéquates à ces problèmes. Nous citerons par exemple parmi les travaux dans le domaine du renforcement et de l'amélioration des sols médiocres : Gray et Al-Refeai (1986) ; Maher et Gray (1990); Consoli, et al. (2003) et Tang et al. (2010). En général, les études montrent que l'addition de fibres augmente la résistance au cisaillement à de grandes déformations du sol renforcé. Cependant dans la littérature existante et récente seules quelques études ont traités de l'effet de l'inclusion de fibres de verre sur le comportement mécanique des sols renforcés. Notre travail comporte donc une étude expérimentale de l'effet de l'addition de fibres de verre sur le comportement de deux sables reconstitués à l'état lâche et moyennement dense, avec l'étude de plusieurs variables intervenant dans le comportement du sol renforcé :

- ✓ **Propriétés des fibres** : type de matériau, forme, longueur, rapport d'aspect, rugosité, densité et résistance.
- ✓ **Propriétés du sol** : granulométrie, taille et forme des particules, indice des vides, rugosité des particules et teneur en eau.
- ✓ **Caractéristiques du mélange sol-fibres** : teneur en fibres et orientation des fibres dans la matrice du sol.

La fibre de verre est composée essentiellement de silice (SiO_2) en grande quantité 53-55% (classe type E), 61% (type AR) et 60-65% (type C). Le résidu de clinker utilisé est constitué de particules de dimensions variant entre 0.06 à 0.6 mm, il résulte de la cuisson à 1450C° d'un mélange de calcaire et d'argile.

3. Objectifs visés

L'objectif principal de ce travail est d'étudier expérimentalement les propriétés mécaniques des sables de la région de Chlef renforcés par fibres de verre de formes et de types variables ainsi que par résidus de clinker en provenance de haut fourneau de la cimenterie de la wilaya de Chlef. Bien que des recherches antérieures sur le renforcement des fibres se soient concentrées sur l'effet de la teneur en fibres et de la géométrie des fibres sur la résistance au cisaillement des sols renforcés, l'influence d'autres facteurs (type de sol, densité du sol, arrangement des fibres) mérite d'être étudiée plus en détail. Des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux ont permis de tester les éprouvettes du sable-composite à la fois en condition drainée et non drainée pour un chargement du type monotone. Les objectifs fixés dans cette étude sont les suivants :

1. Étudier l'influence du type de fibre (SM et WR), densité relative, nombre de couches incluses (0, 1 et 2 couches), contraintes normales dans les essais de cisaillement direct;
2. Quantifier la possibilité d'améliorer les caractéristiques de résistance et de déformation des sables avec l'ajout de fibres et de résidu de clinker ;
3. Explorer la possibilité d'améliorer la réponse des sables au phénomène de liquéfaction statique dans des essais triaxiaux non drainés (CU) ;
4. Étudier les principaux facteurs qui influencent la réponse mécanique des sables renforcés de fibres en condition drainé (CD);
5. Comparaison des résultats des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) suite par une étude de la contribution des fibres de verre sur le comportement mécanique de deux sables;

6. Comparaison des résultats obtenus avec ceux controversés et publiés dans la littérature sur l'effet de renforcement des fibres avec une ébauche de propositions et de recommandations concernant l'application pratique du sable renforcé par fibres.

4. Organisation du manuscrit

Après une introduction générale retraçant les aspects généraux de la thèse et précisant sa problématique et ses objectifs, le manuscrit est composé de six chapitres, présentés ci-après.

Le chapitre 1 présente le contexte général sur les phénomènes liés aux sols vulnérables, les matériaux pouvant être utilisés en renforcement et amélioration des sols et les concepts concernant le fonctionnement des interfaces de différents types de fibres. Le chapitre 2 détaille les méthodes expérimentales mises en œuvre en présentant les procédures de préparation des échantillons et en décrivant le programme d'essai suivi. Dans le troisième chapitre, on présente une série d'essais de cisaillement directs réalisés sur deux types de sables (Chlef et Rass) renforcés par fibres de verres disposés par nappes ou aléatoirement et traités par des résidus de Clinker à 1% ,3% et 5%. Le chapitre 4 présente les résultats des essais réalisés en compression triaxiale non drainée (CU). Les effets de la teneur en fibres, de la contrainte de confinement et de la densité sur le comportement à la liquéfaction statique de deux sables ont été considérés dans ce chapitre. Le chapitre 5 décrit les résultats des essais obtenus en compression triaxiale drainée (CD) en discutant les phénomènes engendrés en termes de comportement en contrainte-déformation et de réponse volumétrique, puis l'effet de différents paramètres sur la cohésion, l'angle de frottement et le module sécant. Le chapitre 6 a enfin permis de faire une comparaison qualitative des résultats obtenus en condition non drainée (en chapitre 4) et ceux obtenus en condition drainée (chapitre 5) ainsi que l'analyse de la contribution déviatorique des fibres sur le comportement mécanique des deux sables.

A la fin de la thèse, des conclusions générales et des recommandations pour poursuivre l'étude sont données.

Chapitre 1

*Recherche bibliographique
sur les sols renforcés
par fibres*

1.1. Introduction

L'utilisation des fibres de renforcement pour améliorer les propriétés mécaniques des sols augmente dans de nombreux domaines de la pratique de l'ingénierie géotechnique. Les produits de géosynthétiques traditionnels tels que géotextiles, géogrilles, geocelles, etc ont été prouvés pour être efficaces, et ils sont de plus en plus utilisés dans le domaine de la géotechnique. Cependant, l'utilisation des fibres de verre dans le sol ont connu leurs développements au début des années 1990 en évoquant parmi les premiers (Gray et A1-Refeai, 1986; Gray et Maher, 1989; A1-Refeai, 1991; Maher et Ho, 1994; et autre). Bien que certaines recherches aient été faites avec quelques types de sol, le nombre d'étude est encore assez faible par rapport à d'autres matériaux de renforcement du sol. De plus, l'effet des fibres de verre distribuées de manière aléatoire comme matériau de renforcement semble être un concept intéressant, compte tenu du plan de faiblesse potentiel pouvant être développé horizontalement et dont son amélioration sera renforcée par une disposition de fibres dans un sens aléatoire (Maher et Gray, 1990). En comparaison avec d'autre matériaux de renforcement traditionnels (géotextile, géogrille, géocelle, etc.), le mélange de fibres discontinues avec une masse de sol se révèle être une nouvelle technique simple et très efficace pour l'amélioration des sols, contrairement à d'autres matériaux d'ajouts tels que le ciment et la chaux. L'efficacité d'un renfort est influencée par les propriétés de la fibre, y compris le type, la teneur en fibre, la longueur et l'orientation, ainsi que les caractéristiques du sol telles que la taille des particules, la forme, ainsi que le niveau de contrainte et la densité des particules solides.

1.2. Description de base de sol renforcé par fibres

1.2.1. Définition

Le terme «sol renforcé» fait référence à un sol qui est renforcé par un matériau capable de résister à des contraintes de traction dans le sol par frottement ou par adhérence (Kumar et Sridhar, 2013). Le sol renforcé par des fibres est définie comme étant une masse de sol, qui contient des fibres courtes distribués de manière aléatoire, qui permettent d'améliorer le comportement mécanique du sol composite (Li, 2005). Donc la fonction de renfort dans la matrice de sol consiste à faire augmenter sa résistance et de réduire leur déformation (Kar et al., 2014). Le sol renforcé par des fibres se comporte comme un matériau composite dans lequel des fibres de résistance relativement élevées à la traction sont noyées dans une matrice de sol. Les contraintes de cisaillement dans le sol mobilisent la résistance à la traction dans les

fibres, ce qui confère au sol composite une plus grande résistance (Jamshidi et al., 2010; Ghiassian et al., 2008 ; Abtahi et al., 2008). La figure 1.1 visualise une photographie réelle et le schéma de l'interaction entre la fibre et le sol qui montrent le comportement d'interaction micromécanique entre les particules du sol et les fibres (Tang et al., 2010). La résistance au cisaillement interfaciale du sol renforcé par fibre dépend principalement de la résistance au réarrangement des particules du sol, de la surface de contact efficace de l'interface, de la rugosité de la surface des fibres et des compositions de sol. En fait, en plus du frottement interfacial, on peut le voir sur le croquis de la figure 1.1.b que la force de liaison entre la zone de contact des particules de sol-fibre (phase solide-solide) et fibre /eau interstitielle (phase liquide-solide) également contribuer à la résistance au cisaillement interfaciale, et la force de liaison varie généralement avec les compositions minéralogiques et /ou chimiques du sol (Fredlund et Rahardjo, 1993).

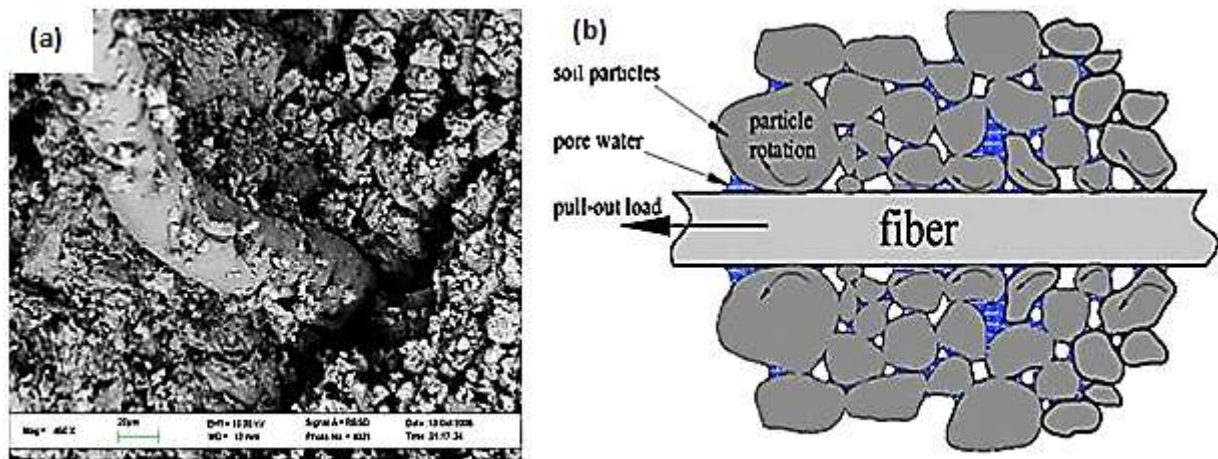


Figure 1.1- (a) SEM Photomicrographie des particules de sol attachées à la surface de la fibre à la fin d'essai et (b) dessin de croquis des interactions mécaniques interfaciale entre les particules de sol et de fibres (Tang et al., 2010).

1.2.2. Différentes procédures de renforcement des sols

Le renforcement des sols est une procédure où les additifs naturels ou synthétiques sont utilisés pour améliorer les propriétés des sols (Hejazi et al., 2012). Plusieurs méthodes de renforcement étant disponibles pour la stabilisation des sols caractérisant une problématique relevant des infrastructures d'un ouvrage quelconque. Par conséquent, les techniques de renforcement du sol peuvent être classées en un certain nombre de catégories avec des points de vue différents. Cependant, sur la base des performances de renforcement, la figure 1.2 présente un état de revue d'art de différentes procédures de renforcement du sol esquissé par les auteurs qui présentent des méthodes de renforcement des sols en procédant à différents

types d'essais exécutés au laboratoire ou in-situ dont leur réalisation pouvant être assurée du point de vue :

- **physique** : vibration, gel, dégel
- **Mécanique** : inclusion de fibre ou compactage
- **Chimique** : inclusion de matériaux additifs : ciment, chaux, les enzymes ou la résine polymère.

La concomitance entre les deux méthodes physique et mécanique (représentés par des flèches verticales dans la figure 1.2), illustrent certains procédés non classiques de renforcement du sol obtenus par la combinaison de fibres distribuées de manière aléatoire avec des adjuvants chimiques tels que le ciment, la chaux et / ou les résines chimiques. Certaines des méthodes apparaissaient dans la figure 1.2 illustrent l'inconvénient d'être inefficaces et/ou onéreuses. Ainsi, de nouvelles méthodes sont encore à l'étude pour augmenter les propriétés de résistance et pour réduire les comportements dus au gonflement des sols potentiellement gonflants (Sawicki, 1983). Il est souligné que les composites représentés par de sols à fibres courtes ont récemment attiré une attention évolutive dans l'ingénierie géotechnique. Par conséquent, les études sur le comportement mécanique du composite de sol à fibres courtes sont comparativement nouvelles par rapport à d'autres champs de recherche (Michalowiski et Zhao, 1996; Sawicki, 1983).

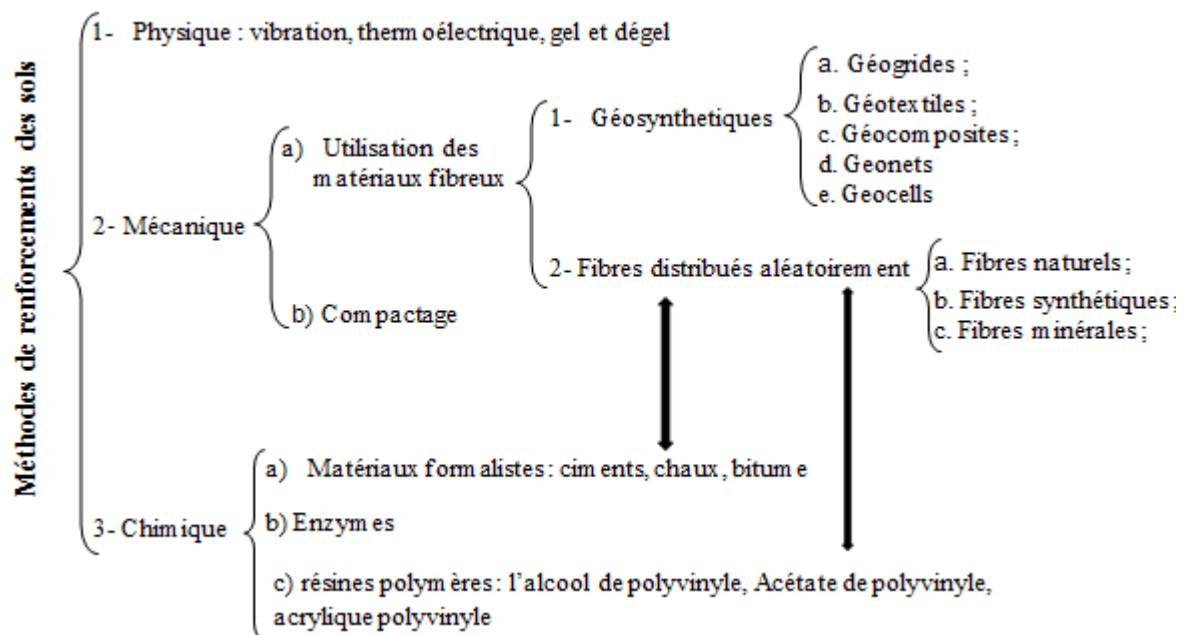


Figure 1.2- Différentes procédures de renforcement des sols (d'après Hejazi et al., 2012).

1.2.3. Classification des fibres

1.2.3.1. *Fibres naturelles*

Sous le terme « fibres naturelles » se trouvent des fibres organiques, d'origine végétale (cellulosique) et animale (protéinique), et des fibres minérales telles que l'amiante. Les fibres végétales sont de plus en plus utilisées comme renfort dans les matériaux de construction. Le principal avantage de ces matériaux de renforcement réside dans le fait qu'ils sont disponibles localement mais relativement cher. Ils sont biodégradables et donc ne pas créer de problèmes dans l'environnement (Al-Adili et al., 2012).

Il existe de nombreuses variétés de fibres naturelles, mais seules certaines présentent des propriétés mécaniques remarquables justifiant leur usage comme renfort. Le tableau 1.1 montre les principales fibres utilisées et exploitées dans différents domaines soit commerciales ou dans l'ingénierie géotechnique (Faruk et al., 2012). D'après le tableau 1.1, la fibre du type bambou étant une source fibreuse très demandée dans différentes activités soit dans l'engineering ou autres. La plus petite quantité produite qui reste non demandée demeure la fibre abaca.

Tableau 1.1 : Production de fibres utilisées dans le monde (d'après Faruk et al., 2012).

Source de Fibre	Bambou	Jute	Kenaf	Lin	Sisal	Chanvre	Coco	Ramie	Abaca
Production dans le monde (10³ tonnes)	30,000	2300	970	830	378	214	100	100	70

Les fibres naturelles peuvent être classifiées en fonction de leurs origines animales, végétales ou minérales et ce conformément à l'organigramme illustré dans la figure 1.3. La figure 1.4 montre l'histogramme caractérisant l'aspect chimique des fibres naturelles : ceci est divisé en trois types de fibres :

a. les fibres végétales qui comprennent

- ✓ des fibres provenant des poils séminaux de graines (coton, kapok),
- ✓ les fibres libériennes extraites de tiges de plantes (lin, chanvre, jute, ortie),
- ✓ les fibres extraites de feuilles (sisal), de troncs (palmier), d'enveloppes de fruits (noix de coco) ;

b. les fibres animales qui proviennent des poils, telles que la toison animale, et des sécrétions telles que la soie ;

c. les fibres minérales : on peut évoquer l'amiante (Chandramohan et Marimuthu, 2011).

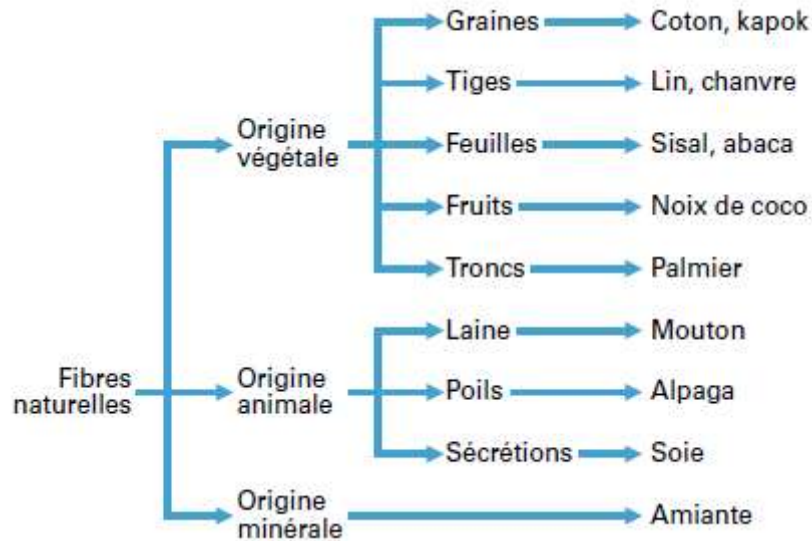


Figure 1.3- Classification des fibres naturelles en fonction de leur origine (Baley, 2013)

Les fibres végétales sont principalement utilisées d’après leurs performances et de leur disponibilité. Il en existe plusieurs variétés et certaines présentent des propriétés mécaniques intéressantes car elles ont un rôle structural dans la nature. En tenant compte des spécificités de ce type de renfort, les technologies de transformation courantes des matériaux composites sont utilisables.

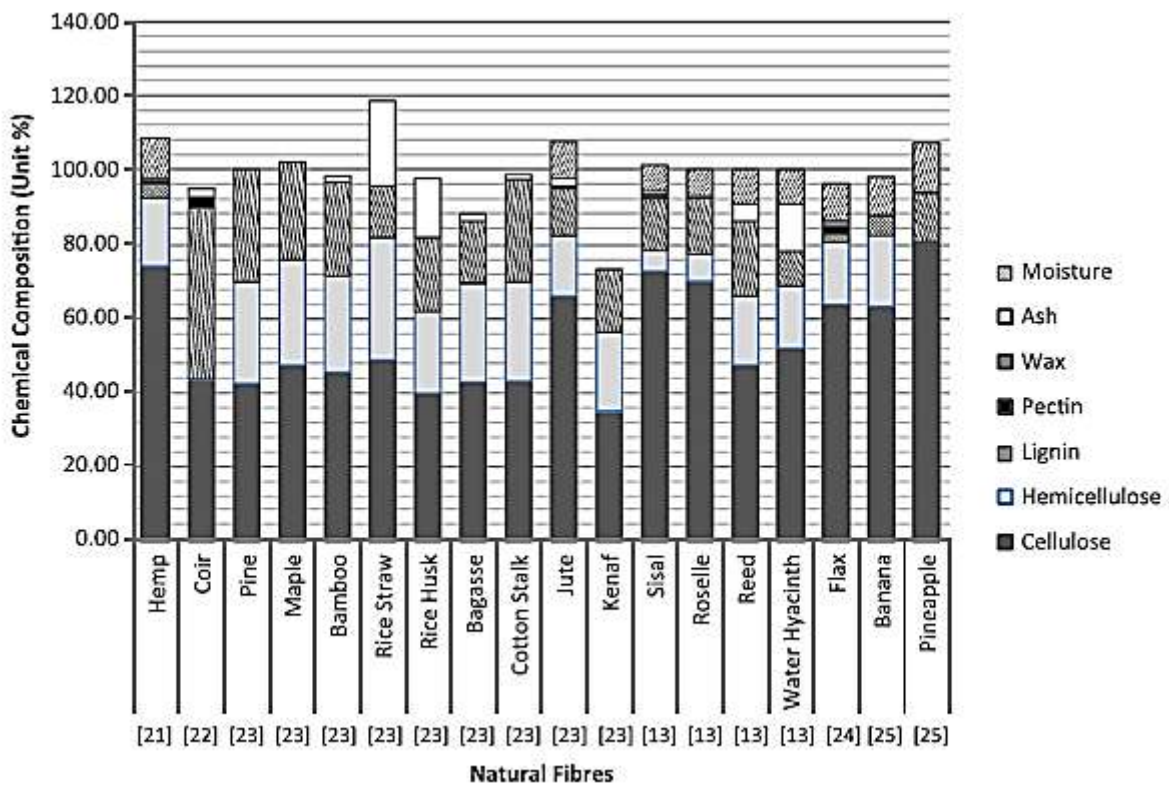


Figure 1.4- Composition chimique des fibres naturelle (Azwa et al.,2013).

A cet effet, on note plusieurs travaux de recherches existant dans la littérature mentionnant l'efficacité des sols renforcés par des fibres naturelles. on peut citer (Nilsson, 1975; Hanafi et al., 1998; Ghavami et al., 1999; Prabakara et al., 2002; Harriette et al., 2004; Subaida et al., 2009; Yusoff et al., 2010; Ramesh et al., 2010; Islam et al., 2010; Al Adili et al., 2012; Abou Diab et al., 2016). Les résultats de leurs travaux ont pleinement contribué à de bonnes performances physico-mécaniques s'ajustant dans les domaines de l'ingénierie géotechnique. Le tableau 1.2 représente une composition chimique détaillée de différentes sortes de fibres naturelles.

Tableau 1.2: Composition et propriétés de différentes fibres végétales (Baley, 2013)

Nature des fibres	Cellulose (%)	Diamètre (μm)	Longueur (mm)	Rapport L/D
Lin	64 à 71	5 à 40	4 à 80	2 000
Ramie	83	10 à 60	40 à 170	3 000
Chanvre	78	10 à 51	5 à 70	1 000
Jute	61 à 71	25 à 200	3	110
Sisal	67 à 78	7 à 47	1 à 8	170
Coir	43	12 à 24	1 à 4	100

1.2.3.2. Fibres synthétiques

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle (Bell, 1993). Au cours des 25 dernières années, il y a une énorme augmentation de leur utilisation en raison du développement d'une large gamme de nouveaux matériaux qui possèdent des propriétés mécaniques très différentes de celles disponibles auparavant. La technique de renforcement du sol avec des matériaux et des produits synthétiques est largement utilisée actuellement dans une variété d'applications et remplace rapidement les techniques d'amélioration des sols classiques. Ces produits ont généralement une longue durée de vie et ne subissent pas de dégradation biologique, mais sont susceptibles de créer des problèmes environnementaux à long terme (Kar et al., 2014).

Les fibres synthétiques sont plus utilisées dans le béton et le sol pour améliorer leurs propriétés (Wang, 2006). Elles ont fait leurs apparitions au début de 20ème siècle, après la réussite de la fibre naturelle, depuis lors, un grand nombre de fibres synthétiques ont été mises au point; elles possèdent chacune des propriétés qui répondent à un type particulier d'application. Ces fibres, tout comme les fibres artificielles, sont obtenues par filage. Elles suscitent l'intérêt de beaucoup d'industriels pour leur faible coût, leur disponibilité et leur indépendance des saisons et surtout la possibilité de les adapter et modifier leurs propriétés,

par contre, elles posent un impact négatif quant à leur comportement vis-à-vis de l'environnement que ce soit pendant le processus de fabrication ou après leur utilisation et les difficultés de leur recyclage. Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont:

- **Les polyamides** (Nylons);
- **Les polyesters**;
- **Les dérivés polyvinyliques**;
- **Les polyoléfines**: les polyéthylènes et les polypropylènes : sont d'une importance croissante et leur production s'élève maintenant à environ 8% de toutes les fibres synthétiques.
- **Fibres artificielles**: Ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine de génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres d'acier et d'autres. Elles sont aujourd'hui les plus utilisées dans l'industrie de la construction.

1.3. Fibre de verre

1.3.1. Généralité

Les fibres de verre sont parmi les matériaux industriels les plus connus aujourd'hui. Ils sont facilement produits à partir de matières premières, qui sont disponibles en quantité pratiquement illimitée. Bien qu'historiquement, la fibre de verre est plus ancienne que la fibre optique de 30 ans, elle est utilisée comme moyen de renfort très efficace entre deux couches de matériaux de sols et présente des propriétés mécaniques très intéressantes. Elle trouve son application au renforcement, à l'isolation et au domaine de l'optique. Une première application est de loin la plus importante et a été utilisée pour renforcer les bétons ou les polymères en vue de fabriquer des matériaux composites appelés «*fibres de verre* »

- **En renforcement** : les fibres de verre sont utilisées comme armature dans des matériaux composites à résine généralement thermodurcissables. Dans le béton armé (béton fibreux), les deux matériaux se complètent et compensent les faiblesses de l'autre. Les fibres, dans ce cas apportent un gain de résistance en traction alors que la matrice composant le béton lui permet de supporter les charges de compression.
- **En isolation** : dans la réalisation des coquilles de bateau, de petites barques, ou des moules de cuves de citernes d'eau, l'isolation entre le contact extérieur eau-vide est

obligatoire. Dans ce cas de figure, l'encollage de fibre à partir de la résine synthétique, permet au produit fini de prendre une forme rigide et d'assurer une bonne isolation.

- **En optique :** Les fibres de verre, grâce à leur souplesse, leur transparence, et leur excellente capacité de transmission de la lumière, sont jointes en faisceau et utilisées comme fibres optiques. Cette procédure est généralement utilisée dans les domaines de la médecine et de l'informatique.

En outre les qualités recherchées pour ce type de renfort se résument comme suit :

- Bonnes caractéristiques mécaniques.
- Légèreté du renfort
- Résistance mécanique
- Adaptabilité aux procédés de mise en œuvre
- Faible prix

Compte tenu de sa disponibilité, de sa force de traction élevée, léger et ses caractéristiques non-biodégradables, la fibre de verre s'est avéré être un avantage bénéfique pour le long terme plus particulièrement dans l'amélioration des sols, et leur incorporation dans les sols mous (Mujah et al., 2013). Le verre appartient au groupe des matériaux inorganiques non métalliques, il n'a donc pas une structure macromoléculaire linéaire comme la plupart des autres fibres mais plutôt une structure cristalline qui lui donne une grande rigidité. Elle est obtenue à partir de sable (silice) en grande quantité (plus de 55%) et d'additifs tels que : alumine, carbonate de chaux, magnésie, oxyde de bore. Les tissus en fibre de verre sont utilisés dans une large gamme d'applications industrielles. La haute résistance, la stabilité dimensionnelle, une flexibilité de conception, et les propriétés électriques sont parmi les caractéristiques qui assurent une performance optimale et une économie avec ce matériau haute ingénierie (Mallick, 2007). La fabrication des matériaux composites, en plastique renforcé par la fibre de verre forment une partie importante, est la principale application de E-verre et autres fibres. Les principaux avantages de fibres de verre sont à faible coût, résistance à la traction élevée, une résistance chimique élevée et d'excellentes propriétés d'isolation.

1.3.2. Fabrication

La procédure essentielle de fabrication du verre est représentée sur la figure 1.5 (Edwards et al, 2013). Le mélange de sable (SiO_2) et d'oxyde de base additionnel est chauffé dans un four à une température supérieure à 1200°C . Le rôle principal des oxydes supplémentaires (CaO , Na_2O et K_2O) est de réduire le point de fonctionnement du mélange. Un oxyde pur de silicone (quartz) est réfractaire, avec un point de ramollissement proche de 1500°C ou plus. Ensuite,

la composition fondue est fabriqué en pièces de verre par différentes techniques tel que le soufflage, le moulage, le coulage, injection, extrusion et étirage du fil (Axinte, 2011). Le verre est un matériau qui est complètement recyclable. L'algorithme de recyclage (classique) pour les produits en verre est présenté dans la figure 1.6. Dans l'analyse des coûts effectuée par Edwards et al. 2013, le coût pour un produit recyclé s'avère supérieur au coût d'un nouveau produit similaire.

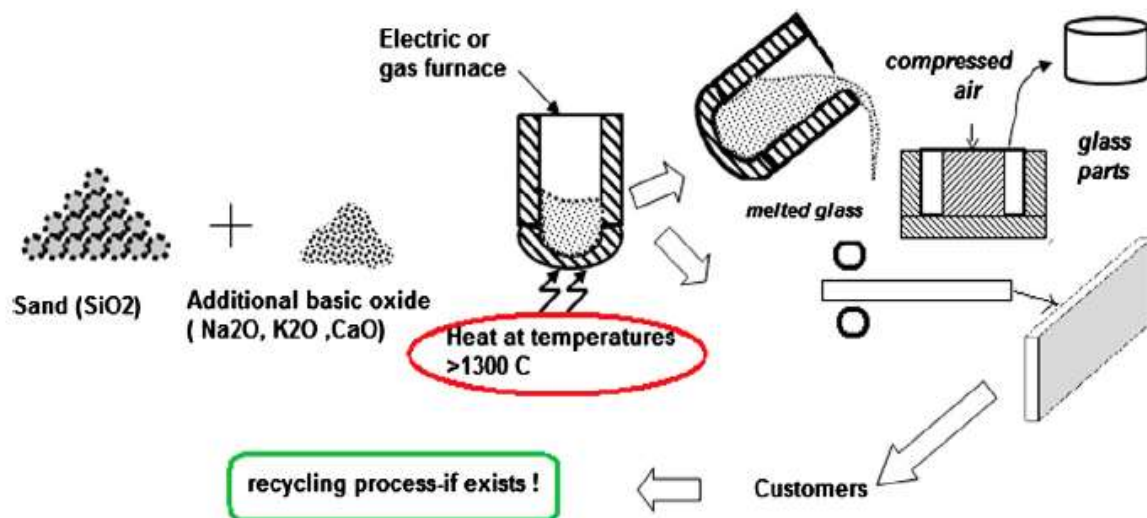


Figure 1.5- Technologie de base pour la fabrication de verre (Edwards et al., 2013).

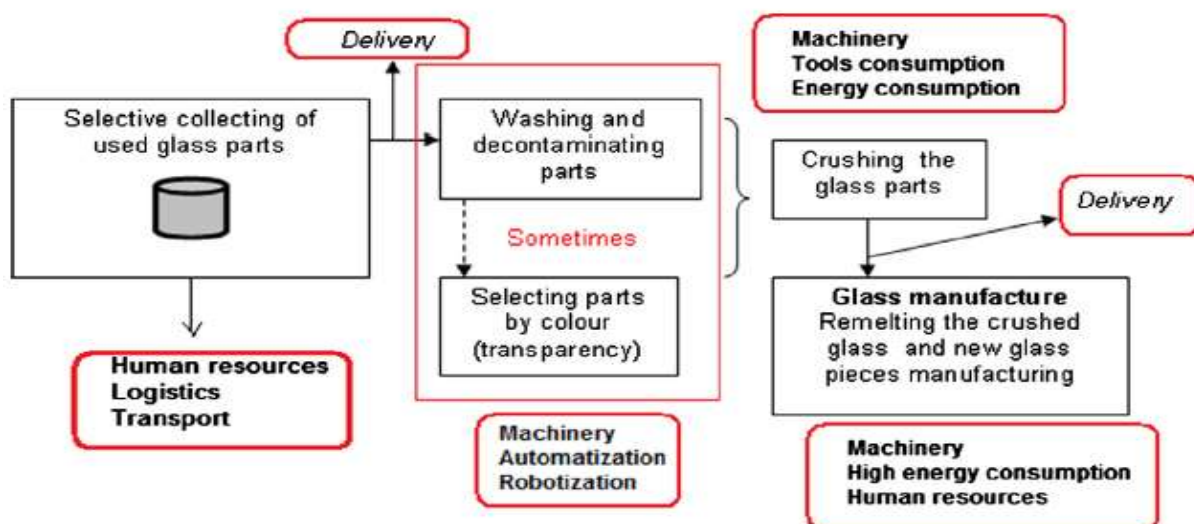


Figure 1.6- Algorithme classique pour le recyclage des produits en verre (Edwards et al., 2013).

1.3.3. Types de fibre de verre

Les fibres de verre se répartissent en deux catégories, fibres à faible coût à usage général et fibres prime à usage spécial. Plus de 90% de toutes les fibres de verre sont généralement produits à usage général. Ces fibres sont connues par la désignation E-verre et sont soumis

aux normes ASTM D578-05. Le reste de fibre de verre sont produits de haut gamme à usage spécial. En Algérie, la majorité de fibres de verre utilisées sont du type E, car possèdent un apport très important en silice (SiO_2) et présentent des caractéristiques physico-mécaniques appréciables en vue de leur utilisation comme renfort et assurent de bonnes caractéristiques en élasticité, adhésivité (avec la résine) et de bonne force de cohésion. Une comparaison de composition chimique deux sortes de fibre E et S sont reportées dans le tableau 1.3. (Hong Li et al. 2012). On constate que la fibre E contient tous les ingrédients chimiques en Silice (SiO_2), Alumine (Al_2O_3), la Chaux (CaO), et de faible quantité en magnésie (MgO), l'oxyde de Bore et l'oxyde de sodium (Na_2O), alors que la fibre S reste très pauvre en ingrédient chimique ce qui ne répond pas à un très bon renfort dans les matériaux composites.

Tableau 1.3 : Compositions typiques de fibres de verre (en% en poids). (Malik, 2007)

Type	SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	B_2O_3	Na_2O
E-Verre "E-glass"	54.5	14.5	17	4.5	8.5	0.5
S-Verre "S-glass"	64	26	—	10	—	—

Les deux types de fibres de verre, couramment utilisés dans les matières plastiques renforcées par fibres (FRP) sont : industrie du E-verre et S-verre. E-verre présente le coût le plus bas de toutes les fibres de renforcement disponibles dans le commerce, et est utilisé à des fins générales, où la force, la résistance électrique, la résistance aux acides, et un faible coût sont importantes. S-verre a une plus grande résistance, rigidité et déformation à la rupture que verre E, mais est plus cher, et plus sensible à la dégradation dans des milieux alcalins que le « E-verre ». D'autres types de verre sont C-verre et résistant à alcaline (AR). Le C-verre est utilisé pour sa stabilité chimique en milieu acide (Hearle, 2001). Des fibres de verre AR sont conçues pour minimiser la perte de poids et de la force dans un environnement alcalin. Les propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre sont indiquées dans le tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre (Benmoktane et al., 1995).

Paramètres	E-Verre	S-Verre	C-Verre	AR-Verre
Résistance à la traction (GPa)	3.45	4.3	3.03	2.5
Module de traction (GPa)	72.4	86.9	69.0	70.0
Déformation à la rupture (en%)	4.8	5.0	4.8	3.6
Coefficient de Poisson	0.2	0.22	-	-
Densité (g/cm^3)	2.54	2.49	2.49	2.78
Diamètre (μm)	10.0	10.0	4.5	-

La figure 1.7 montre les différentes formes de fibres de verre qui se trouvent dans les marchés. Chaque type de tissu offre des propriétés différentes et ils sont souvent utilisés en combinaison pour fournir des propriétés de résistance ou la rigidité spécifique dans les différentes parties représentant les stratifications du tissu de fibres.

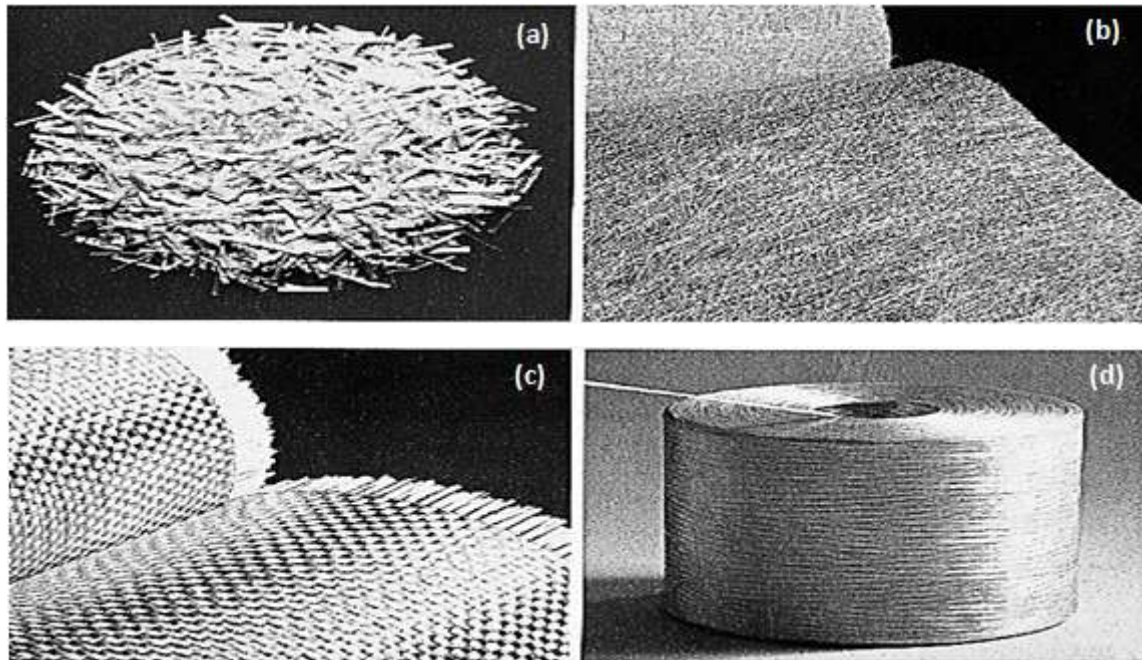


Figure 1.7- Différentes formes de fibres de verre : (a). fil coupé, (b). tapis à fils coupés (c). tissé complexe, (d). fils continue de fibre de verre (Hearle, 2001).

1.4. Histoire de renforcement des sols par fibre

Le concept de renforcement du sol avec des fibres, en particulier ceux d'origine naturelle, Origine dans les temps anciens dans certaines applications. Les civilisations en Mésopotamie ont ajouté des paillettes à des briques de boue pour assurer l'intégrité d'une matrice faible en arrêtant la croissance des fissures (Majundar, 1975; Hoover et al., 1982). Par exemple, l'utilisation de fibres naturelles dans la construction composite peut être vue encore aujourd'hui dans les zones rurales de certains pays, tels que l'Inde. En réalité, l'intérêt scientifique dans le renfort fibreux des sols a commencé dans les années 1970 avec une tentative d'estimer l'influence des racines des plantes et des arbres sur la stabilité des pentes de terre (Waldron, 1977). On notera que les fibres synthétiques et naturelles, y compris les racines des plantes, se comportent comme des renforts extensibles car ils ont un module d'élasticité relativement faible.

La stabilisation des sols a été réalisée depuis des millénaires. Par exemple, les Mésopotamiens et les Romains ont découvert séparément qu'il était possible d'améliorer la capacité des voies de transport de trafic routier en mélangeant les sols faibles avec un agent stabilisant comme le

calcaire pulvérisé ou le calcium (Hejazi et al., 2012). La présence des racines de plantes est un moyen naturel dont l'incorporation des inclusions de fibres est orientée de façon aléatoire dans les sols. Ces fibres végétales améliorent la résistance des sols et la stabilité des pentes naturelles (Brown et al., 1975; Waldron et al., 1977; Wu et al., 1988; Kaniraj et al., 2003). Par conséquent, le concept de renforcement des fibres a été reconnu il y a plus de 5000 ans. Par exemple, les civilisations anciennes ont utilisé la paille et le foin pour renforcer les blocs de boue afin de créer des éléments de construction renforcés (Abtahi et al., 2009). Il existe plusieurs exemples de renforcement du sol comme la Grande Muraille de Chine (qui a été réalisée en utilisant des branches d'arbres comme éléments de traction) ainsi que Ziggurats de Babylone (Rao et al., 1996). Dans l'histoire moderne de la stabilisation des sols, le concept et le principe du renforcement du sol a été développé pour la première fois par Vidal (1969). Il a démontré que l'introduction d'éléments de renforcement dans une masse de sol augmente la résistance au cisaillement du milieu (Akbulut et al., 2007). Depuis l'invention de Vidal en 1966, Près de 4000 structures ont été construites dans plus de 37 pays à ce jour en utilisant le concept de renforcement de la terre renforcée (Juyol et al., 1994 ; Azeem et al., 1992). Tout d'abord, les filaments de polyester avant les fibres discontinues ont été introduites sur le marché de l'ingénierie géotechnique sous la marque traditionnelle de «Texsol». Ce produit a été utilisé dans les murs de soutènement et pour les protections des pentes. Cependant, les sols renforcés par des fibres courtes distribués aléatoirement, ont récemment attiré de plus en plus d'attentions dans de nombreuses applications d'ingénierie géotechnique, non seulement dans l'environnement de recherche scientifique mais aussi dans le domaine de réalisation (Leflaive, 1985). Les fibres synthétiques discontinues ont été utilisées dans le sol depuis la fin des années 1980, lorsque les premières études utilisant des fibres polymères ont été menées (Li, 2005). Finalement, on peut conclure que le concept de renforcement des sols avec des fibres naturelles a été créé dans les temps anciens. Toutefois, cette technique reste plus ou moins embryonnaire quant à leur utilisation dans les projets géotechniques.

1.5. Différentes applications du renforcement par fibre

Les différentes recherches entreprises et existantes dans la littérature sur les méthodes d'amélioration des sols montrent que l'utilisation de fibres naturelles et / ou synthétiques en génie géotechnique est abordables dans six domaines, y compris les couches de chaussées (construction de routes, autoroutes..), murs de soutènement, et remblais de chemin de fer, protection des pentes, et de diminuer le risque à la liquéfaction. Certains cas sont discutés ci-dessous.

1.5.1. Couches de chaussée renforcées

Dans la construction des chaussées, le renforcement des fibres peut être utilisé pour stabiliser une grande catégorie de sols allant du sable aux argiles à plasticité élevée (Santoni et al., 2001; Grogan et Johnson, 1993). En 1991, l'*US ARMY Corps of Engineers* a démontré que l'amélioration de la performance des couches de sol traitées et stabilisées chimiquement en utilisant des géofibres comme renforcement dans la construction de la chaussée (figure 1.8). La couche de sable limoneux renforcée par des fibres de 30 cm ayant permis d'enregistrer une augmentation de 33% du nombre de passes effectuée par les compacteurs à pneumatique par rapport à la même couche non renforcée. Tingle et al. (2002) ont conclu que les sables stabilisés par fibre étaient une alternative viable aux matériaux traditionnels de construction routière pour les routes à circulation modérée ou à faible volume. Ils ont utilisé une procédure de mélange plus ou moins similaire à celle de Santoni et Webster (2001).

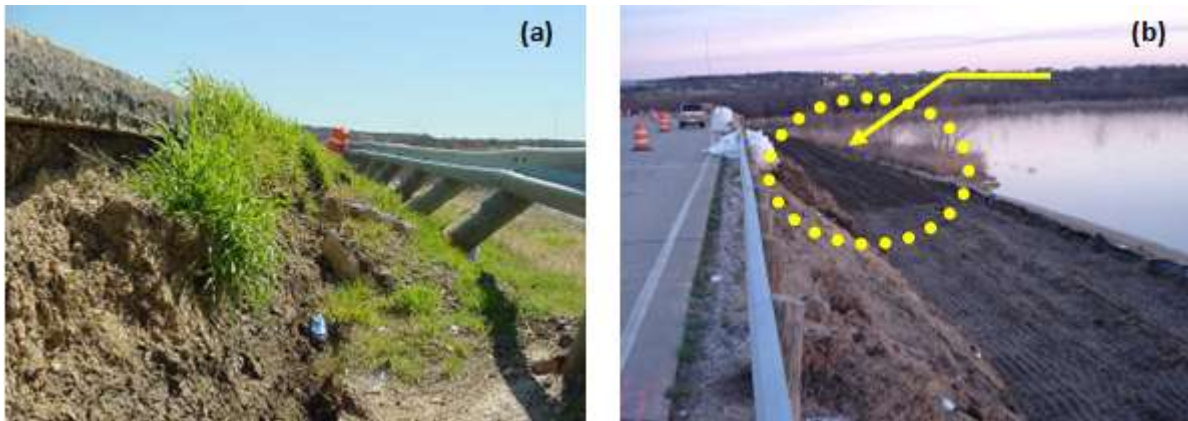


Figure 1.8- (a). Rupture de la pente au bord de la chaussée ; (b). renforcement par fibre de la construction de remblais dans un projet situé à Joe Pool Lake dans la ville de GretPrairie, au Texas. (Gregory, 2006)

Les résultats les plus importants de certains travaux de recherche mentionnant que l'utilisation de fibres synthétiques et / ou des fibres naturelles dans la construction de routes peut augmenter considérablement la résistance de la chaussée à l'orniérage (déformations de la chaussée sous les pneumatiques), par rapport à la résistance de la chaussée non stabilisée sur une plate-forme faible (Chauhan et al., 2008).

1.5.2. Murs de soutènement et les talus de chemin de fer

Park et Tan (2005) ont montré que l'utilisation de fibres de Polypropylène de 60 mm renforcé de sable d'un mur de soutènement augmente la stabilité de la paroi et diminue les pressions de la terre et les déplacements de la paroi (Figure 1.9). Ils ont également signalé que cet effet est plus important lorsque le sol à fibres courtes est utilisé en combinaison avec la géogrille.

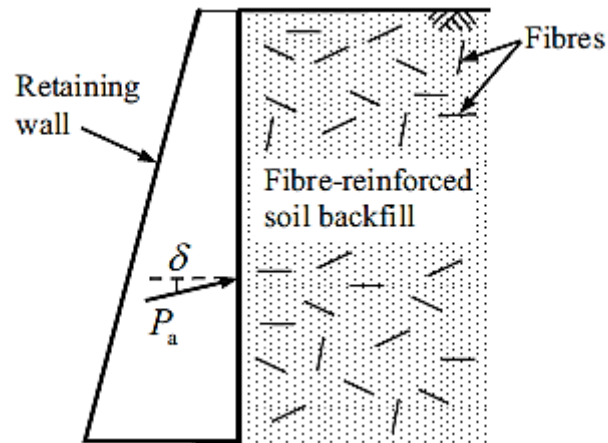


Figure 1.9- Un mur de soutènement avec une face arrière verticale supportant un remblai de sol sans cohésion renforcé par des fibres (Shukla, 2017).

1.5.3. Protection des pentes et des fondations

Principalement, les sols mélangés avec des fibres distribuées de façon aléatoire peuvent être utilisés comme correctifs dans la réparation localisée des pentes vulnérables. La procédure d'amélioration des pentes par renforcement est conditionnée par la mise en place d'un mélange de sable et de fibres pouvant être utilisé d'une façon similaire à un béton projeté, créant ainsi une structure de rétention gravitaire à drainage libre. Le renforcement des fibres a également été utilisé en combinaison avec des géosynthétiques planaires pour pentes ou murs renforcés. En augmentant la résistance au cisaillement des matériaux de remblai, le renforcement de fibres réduit la quantité requise d'armature plane et peut éliminer la nécessité d'un renforcement secondaire. On a signalé que le renforcement des fibres était utile pour éliminer les défaillances superficielles sur la face de la pente et réduire le coût d'entretien (Li, 2005; Sein et Lok, 2009). Un autre concept d'utilisation des fibres dans le génie civil est la construction de fondations dans des sols à faible capacité portante, où les coûts d'une solution de fondation profonde peuvent être incompatibles avec les coûts globaux pour les projets de construction à faible budget. Les fondations peu profondes sont souvent construites le long du sol, soutenus par des parois en pile ou d'autres structures de retenue. Dans ces cas, des solutions alternatives pour l'amélioration des sols locaux par l'ajout d'agents cimentaires ou par l'inclusion d'éléments orientés ou aléatoirement distribués tels que les fibres peuvent être utilisées (Consoli et al., 2010).

1.5.4. Atténuation à la liquéfaction

Le terme liquéfaction tel que rapporté par plusieurs auteurs (Castro, 1969; Poulos, 1981) est un phénomène observable généralement sur les sables lâche saturés et qui est caractérisée par une augmentation rapide de la pression interstitielle, suivie soudainement par une perte de résistance au cisaillement. Cette résistance se stabilise progressivement à l'approche de l'état stable qui correspond à l'apparition aux grandes déformations où la résistance atteint sa valeur résiduelle. Il existe de nombreuses techniques d'atténuation à la liquéfaction utilisées par les ingénieurs en pratique pour réduire le risque à la liquéfaction. Dans les vingt dernières années, la recherche avancée a facilité la meilleure compréhension des phénomènes de liquéfaction des sols basée sur le travail en laboratoire, les approches théoriques, analytiques et numériques. Sur le plan d'atténuation et d'amélioration de cette problématique, plusieurs travaux de recherche sur le phénomène de liquéfaction sur des sols sableux saturés et partiellement saturés ont été conduits dans différents laboratoires afin d'en maîtriser différents facteurs pouvant être la cause de ce phénomène. Les méthodes les plus courantes pour améliorer les propriétés mécaniques des sols peuvent être classées comme densification, renforcement et drainage (Yegian et al., 2007). L'utilisation de fibres peut être l'une des méthodes de renforcement les plus pratiques en raison de la faisabilité technique et de la rentabilité (Maher et Woods, 1990). Quelques résultats présentés dans la littérature sur le comportement à la liquéfaction statique réalisés sur des sables renforcé par des fibres utilisant des essais triaxiaux en condition drainées et non drainées ont confirmé l'efficacité du renforcement par fibre sur l'amélioration de la résistance du sol à la liquéfaction (Loehr et al., 2005; Chen, 2007; Ibraim et Fourmont, 2006; Chen et Loehr, 2008; Chen, 2010; Freilich et al., 2010; Diambra et al., 2011; Dehghan et Hamidi, 2016). Le mélange de fibres dans des sols liquéfiables peut diminuer le potentiel de liquéfaction en augmentant le module de cisaillement du dépôt de sol et en réduisant le développement de la pression interstitielle (Noorany et Uzdavines, 1989; Boominathan et Hari, 2002; Diambra et al., 2010; Ibraim et al., 2010).

1.6. Avantages d'utilisations de fibre dans le renforcement

Les différents avantages ayant traits avec le renfort des sols fibreux sont les suivants:

- a. Les fibres discontinues sont ajoutées et mélangées au sol, tout comme le ciment, la chaux ou d'autres additifs (Yetimoglu et Salbas, 2003).
- b. La mise en place des fibres in-situ peut être faite en utilisant l'équipement de construction classique (figure 1.10).

- c. Les matériaux fibreux sont compétitifs par rapport aux autres matériaux (Crockford et al., 1993; Gregory et Chill, 1998).
- d. Contrairement à la chaux, du ciment et d'autres procédés de stabilisation chimique, la construction à l'aide de fibres de renfort n'est pas significativement affectée par les conditions climatiques (Li, 2005 ; Tang et al, 2008).
- e. Les matériaux qui peuvent être utilisés pour le renforcement des fibres sont largement disponibles tels que les racines des plantes, les pneus déchiquetés, et des fibres de déchets recyclés (Foosse et al., 1996; Murray et al., 2000; Consoli et al., 2002).



Figure 1.10- (a). Mise en place de fibres avec le sol, (b). répartition et compactage des fibres sur le terrain Projet PGBT situé dans la région de Dallas, Texas. (Gregory, 2006)

1.7. Facteurs influençant sur le comportement des sols renforcés par fibre

L'efficacité des fibres comme renfort dans les sols dépend de plusieurs paramètres liés à des propriétés des fibres, y compris le type, le contenu, la longueur, le rapport d'aspect, le module d'élasticité, l'orientation et également les caractéristiques du sol, y compris la taille, la forme et la gradation des particules, ainsi que le mode de chargement, le niveau de contrainte et la densité comme indiqué ci-dessous:

1.7.1. Influence des caractéristiques du sol

1.7.1.1. Effet de la forme des particules

Maher (1988) a effectué des essais de compression triaxiale en laboratoire sur deux types de sables (sable de dune (Figure 1.11.a) et sable fin (Figure 1.11.b)) renforcé par des fibres de verres distribués de façon aléatoire. Les résultats présentés par Maher (1988) et Maher et Gray (1990) montrent ce qui suit:

- Une meilleure granularité ou une augmentation du coefficient d'uniformité (C_u) du sol est le résultat d'une contrainte critique (σ_{3crit}) faible avec une quantité élevée de fibres qui contribue à une résistance au cisaillement élevée (Sekula, 2017).
- Une augmentation de la taille des particules du sol, diamètre moyen (D_{50}). Ceci n'a aucun effet sur la contrainte critique (σ_{3crit}).

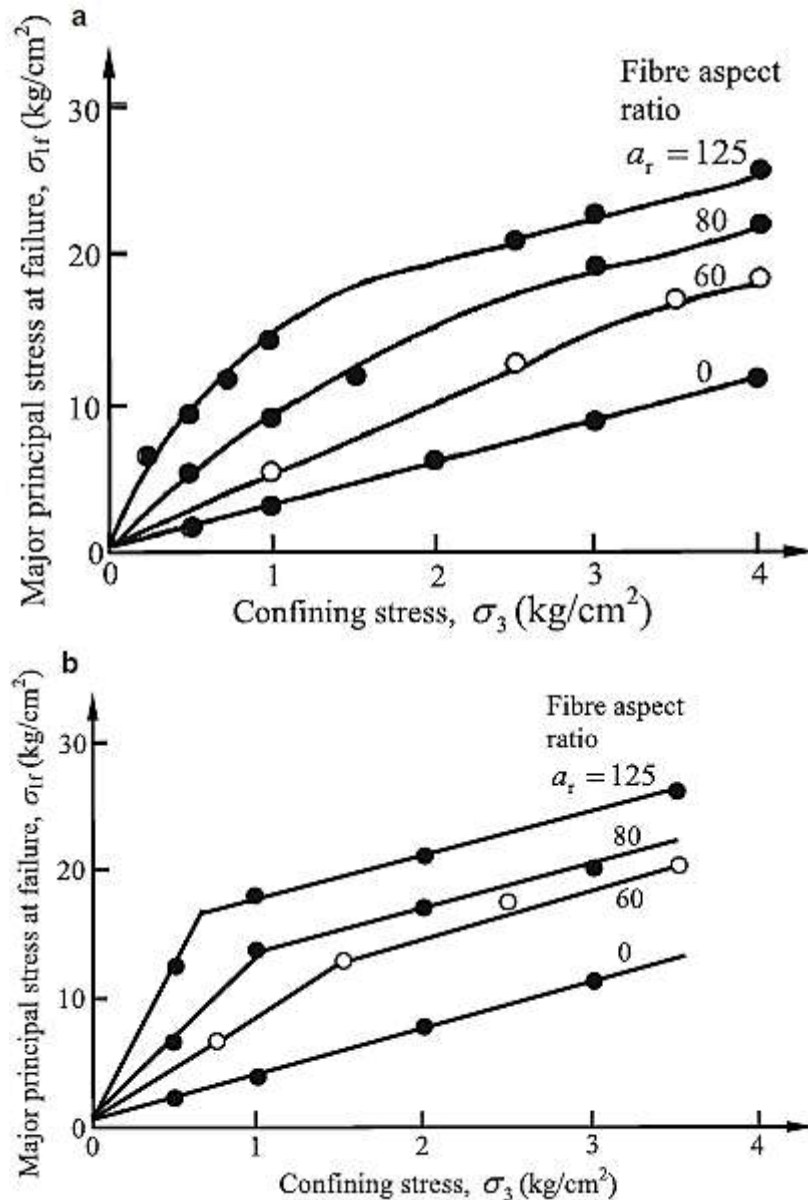


Figure 1.11- Enveloppes de contraintes principales à partir de tests de compression triaxiale sur des sables renforcés: (a) sable de dune (Muskegon); (b) Sable de mortier (Maher et Gray, 1990).

1.7.1.2. Taille des particules

A la même contrainte de confinement, l'augmentation de la force induite par l'addition de fibres semble être améliorée en réduisant le diamètre moyen D_{50} (Gray et Al-Refaei, 1986; Maher et Gray, 1990; Ranjan et al., 1996). Les mêmes auteurs cités ont mis en évidence que les

grains plus petits fournissent une plus grande surface de contact et probablement une plus grande résistance au frottement entre le sable et les fibres.

Al-Refeai (1991) a mené une série de tests triaxiaux pour étudier le comportement en contrainte-déformation de deux sables (fins et moyens), renforcés par des fibres de polypropylène et de fibres de verre répartie de façon aléatoire dans le sol. Les résultats de la figure 1.12 ont montrés que les fibres plus courtes ($L=25$ mm) nécessitent une contrainte de confinement la fient élevée (σ_3) afin d'éviter la rupture du composite (sable-fibre) quel que soit la taille et la forme des particules de sable.

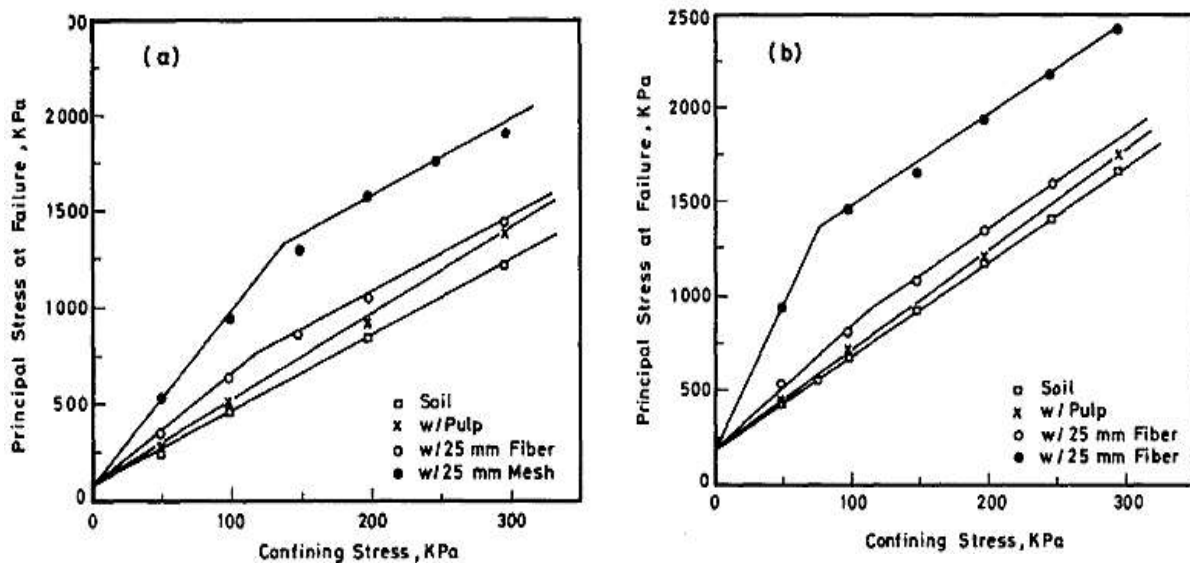


Figure 1.12- Contrainte principale à la rupture par rapport contrainte de confinement pour (a) Sable fin et (b) Sable moyen (Al-Refeai, 1991).

1.7.2. Influence des caractéristiques des fibres

L'étude des avantages de l'inclusion des fibres sur le comportement mécanique des sables ont été étudiés par différents chercheurs dont les principales caractéristiques mentionnées sont les suivantes : la longueur des fibres, la teneur en fibres, le rapport d'aspect et l'orientation des fibres.

1.7.2.1. Longueur des fibres

L'amélioration de la résistance à la rupture est liée à la longueur de la fibre: plus la longueur des fibres augmentent plus la résistance au cisaillement augmente (Consoli et al., 2007). Lorsque les fibres sont étirées, la contrainte de traction mobilisée dans les fibres est nulle à leurs extrémités et augmente vers le centre de la fibre. En effet, il est noté que la résistance à la traction reste entièrement mobilisée que la longueur des fibres augmente. Cependant, cette

longueur possédant une certaine limite qui au-delà de cette limite, un surplus de la longueur n'a aucun effet supplémentaire sur la résistance au cisaillement (Al-Refeai, 1991).

Gray et Ohashi (1983) ont effectué des essais de cisaillement direct sur un sable sec et propre (sable de mer), présentant deux densités relatives de 20% et 100% , renforcé avec des fibres naturelles et synthétiques et des fils métalliques (cuivre) d'une épaisseur de 1 mm à 2 mm et de 20 à 25 mm de longueur. D'après la figure 1.13, les résultats des essais indiquent que l'augmentation de la longueur des fibres augmente la résistance au cisaillement du sable renforcé par des fibres, mais seulement jusqu'à un point au-delà duquel toute augmentation supplémentaire de la longueur de fibre n'a aucun effet sur la résistance au cisaillement du sable testé.

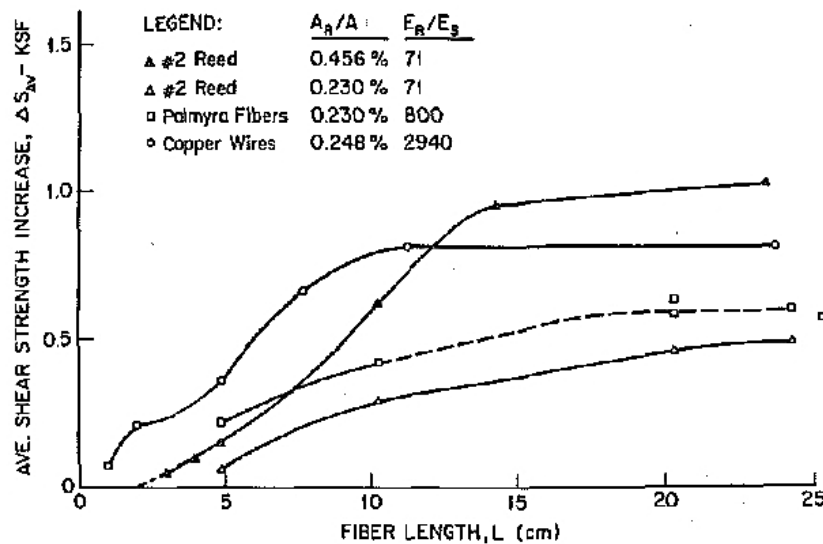


Figure 1.13- influence de la longueur de fibre sur la résistance au cisaillement du sable renforcé par différent type de fibre (Gray et Ohashi, 1983).

Des échantillons dont les fibres de verre de différentes longueurs, et avec un même diamètre ont été utilisés par Al_Refeai (1991) afin d'étudier l'effet de la longueur des fibres sur l'amélioration de la résistance des deux sables (fin et moyen), soumis à une contrainte de confinement de 200 kPa. La figure 1.14 illustre les courbes de comportement de deux sables renforcés par des fibres de verre. On note que plus la fibre est longue plus l'effet de la fibre est important. Cette tendance semble être plus forte avec des échantillons ayant une teneur en fibres plus élevée.

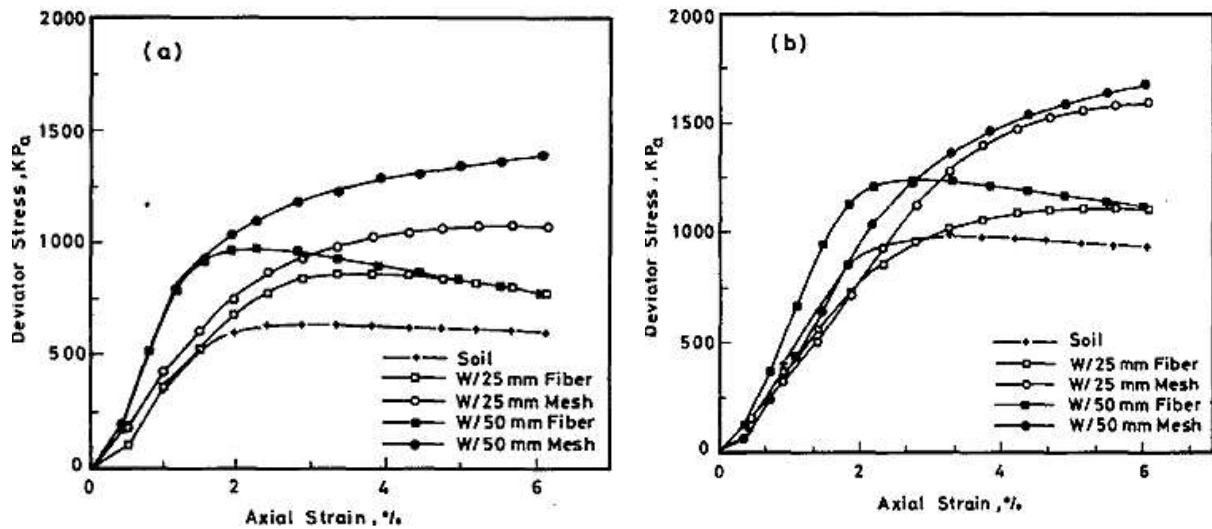


Figure 1.14- Relation contrainte-déformation de sable renforcé pour Al-Refeai (1991):
(a) sable fin et (b) sable moyen. ($\sigma_3 = 200$ kPa).

1.7.2.2. Teneur en fibres

La teneur en fibres joue un rôle très important dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du composite (sol-fibre) jusqu'à un certain pourcentage, au-delà duquel son effet n'est pas observé (Gray et al., 1983; Gray et Al-Refeai, 1986; Maher et Ho, 1994; Santoni et al., 2001; Gray et Al-Refeai, 1986; Ranjan et al., 1996; Consoli et al., 1999; 2003; 2007; Casagrande et al., 2006). Plus la teneur en fibres est élevée, plus la déformation volumétrique est importante (Shewbridge et Sitar, 1989). Les résultats d'essai obtenus à partir des essais de cisaillement direct réalisés par Yetimoglu et Salbas (2003) sur un sable de rivière uniforme avec une densité relative de 70% (figure 1.15) indiquent que la résistance au cisaillement au pic et la rigidité initiale du matériau renforcé sont influencées par la teneur en fibres. Dans le même contexte, Ibrahim et al. (2010) ont exploré la possibilité d'améliorer la réponse non drainée monotone d'un sable propre lâche potentiellement liquéfiable et ceci en procédant par mélange d'un sable renforcé par des fibres de polypropylène. La figure 1.16 montre deux images des éprouvettes testées après cisaillement à la rupture. L'échantillon non renforcé (Fig.1.16.a) montre clairement une structure complètement effondrée, tandis que l'échantillon renforcée (Fig.1.16.b) est encore capable de maintenir une certaine stabilité structurale même après l'enlèvement de la membrane. Considérant que l'une des conséquences de la liquéfaction est l'étalement latéral du sol, Il semble que la présence de fibres puisse limiter ou même empêcher l'apparition de ce phénomène.

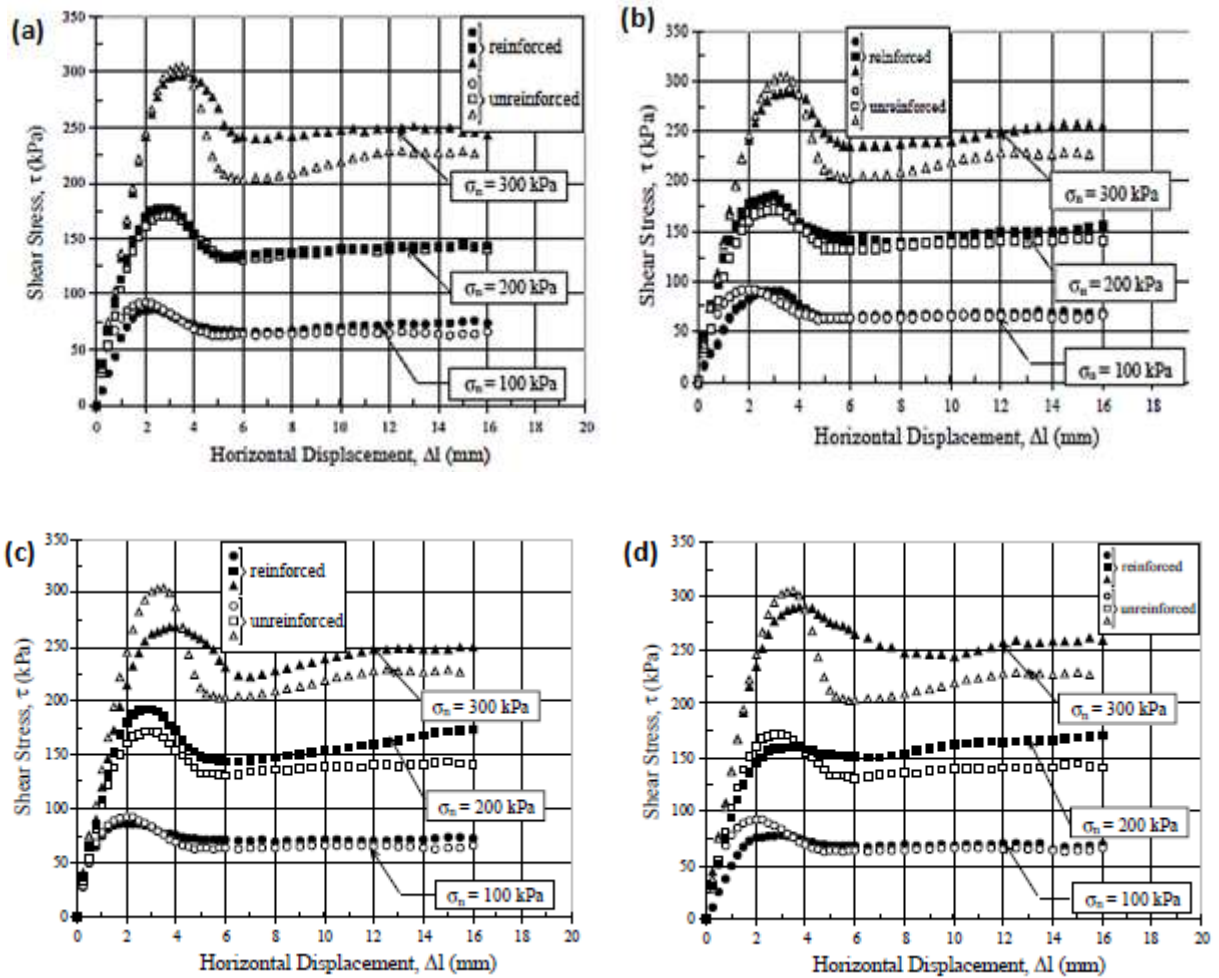


Figure 1.15- Contrainte de cisaillement-réponse de déplacement horizontal pour le sable non renforcé et le sable renforcé avec différents teneur en fibre: (a). 0, 25%; (b). 0, 50%; (c). 0, 75%; et (d). 1.00%. (Yetimoglu et Salbas, 2003)

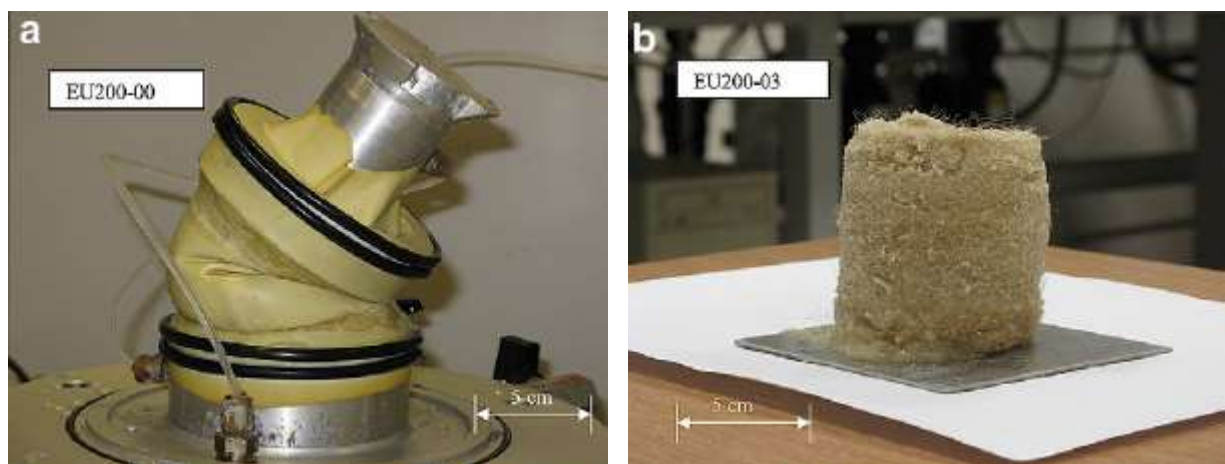


Figure 1.16- Deux photos d'échantillons complètement liquéfiés à la fin des essais d'extension de déchargement (Ibraim et al. 2010): (a) échantillon non renforcé; (b) échantillon renforcé avec 0.3% de fibre.

Avec le même type de fibre, Zaimoglu et Yetimoglu (2012), ont étudié les effets du renforcement de ces fibres de polypropylène (longueur = 12 mm; diamètre = 0,05 mm) distribué aléatoirement sur un sol à grains fins (à plasticité élevée), en effectuant une série d'essais à la compression simple à contraintes normales non confiné (UCS). Les résultats des essais montrent que la contrainte de compression simple non confiné (UCS) du sol a tendance à augmenter avec l'augmentation de la teneur en fibres, comme illustré sur la figure 1.17. Toutefois, le taux d'augmentation de l'UCS n'est pas significatif pour une teneur en fibres supérieure à 0,75%. En comparaison avec un échantillon de sol non renforcé, la valeur du taux en (UCS) pour un échantillon de sol renforcé à 0,75% de teneur en fibres augmente d'environ 85% (C'est-à-dire de 392 à 727 kPa). Ceci a été également discuté dans leur étude. Après rupture des échantillons, la figure 1.18 montre une déformation à la rupture sous forme de tonneau.

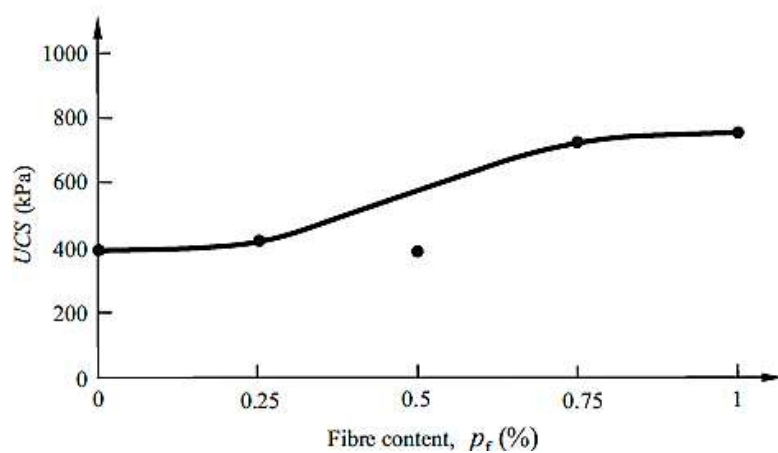


Figure 1.17- Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confinée du sol fin (Zaimoglu et Yetimoglu, 2012)

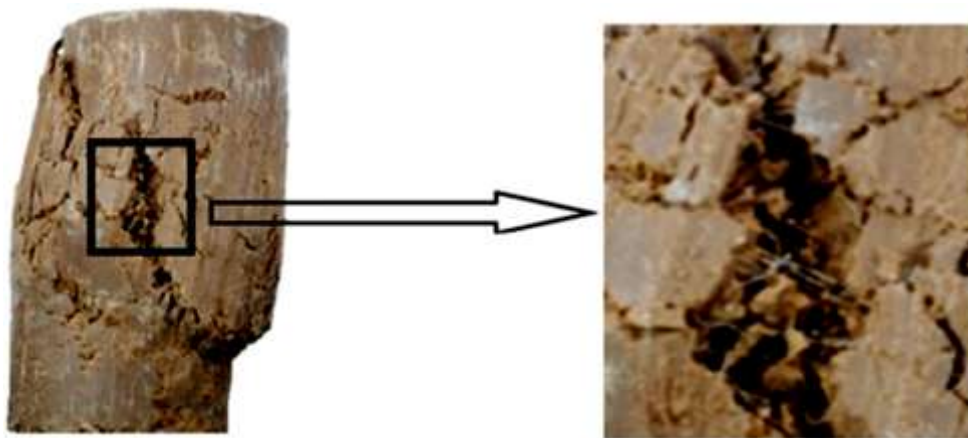


Figure 1.18- Effet de la présence de fibre sur échantillon de sol fin après essai de compression non confiné (Zaimoglu et Yetimoglu, 2012)

1.7.2.3. Rapport d'aspect

Le rapport d'aspect est défini comme étant le rapport entre la longueur des fibres (l_f) et le diamètre (ϕ_f) comme formulé à partir de la relation suivante :

$$\eta_f = \frac{l_f}{\phi_f} \quad (1.1)$$

Plusieurs essais ont été réalisés en ce sens en citant Gray et Al-Refeai (1986) qui ont réalisés des essais en compression triaxiale effectués sur des échantillons sableux renforcés par des fibres de verre et des fibres naturelles. Les résultats de leurs études ont mis en relief une augmentation accrue de la résistance en fonction du rapport d'aspect. La pente de cette enveloppe augmente d'une manière linéaire avec la teneur en fibres.

Maher (1988) et Maher et Gray (1990), en effectuant des essais en compression triaxiale au laboratoire sur du sable renforcé par des fibres de verre répartis de façon aléatoire, ont permis de répertorier les résultats suivants :

- Une augmentation du rapport d'aspect de fibre résulte en une faible contrainte latérale critique (σ_{3crit}) et une plus grande contribution des fibres à la résistance au cisaillement. Les fibres à très faible module (caoutchouc par exemple) contribuent faiblement à l'augmentation de la résistance à la traction (faible σ_{3crit}).
- La résistance au cisaillement augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres avec des rapports d'aspect supérieures ou égales à 60 (Figure 1.19).

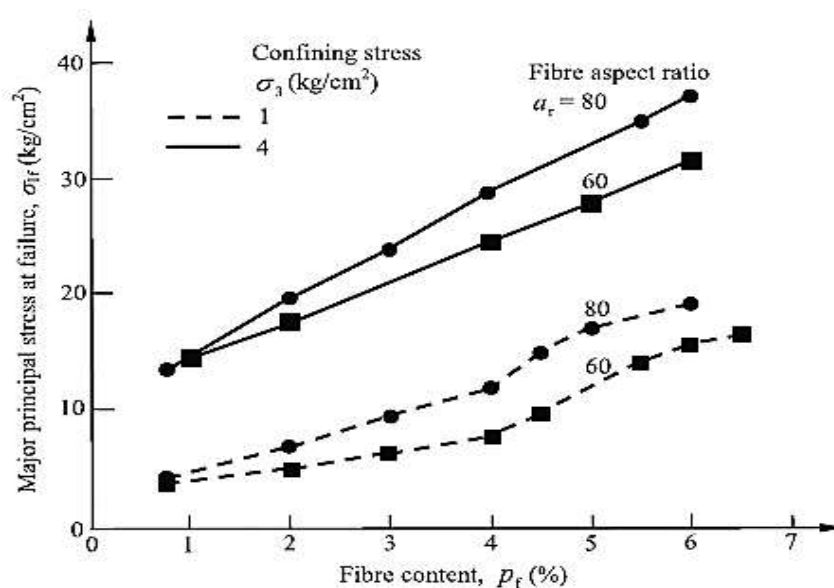


Figure 1.19- Effet de la teneur en fibres de verre et du rapport d'aspect sur la résistance à la rupture du sable de Muskegon aux contraintes de confinement faibles et élevées (Maher et Gray, 1990).

1.7.2.4. Orientation des fibres

L'orientation des fibres dans les mélanges composites reste plutôt liée aux applications pratiques du sol renforcé et présente une caractéristique anisotrope en raison des techniques de placement et de compactage du sol (Michalowski et Cermak, 2002). Cependant, dans toutes les recherches, l'orientation des fibres a été imposée pendant la fabrication de l'échantillon. Il n'est pas surprenant que l'orientation des fibres ait été jugée particulièrement importante pour la résistance des sols renforcés (Jewell et Wroth, 1987) et les fibres étaient les plus influentes lorsqu'elles étaient orientées dans la même direction que les contraintes de traction. Une série d'essais de compression triaxiale drainée a été réalisée par Michalowski et Cermak, (2002) sur des échantillons de deux types de sable, l'un avec des grains sensiblement plus petits que le diamètre des fibres et le second avec des grains plus grands que le diamètre des fibres, renforcé et non renforcé avec des fibres de polyamide et de fibres d'acier et réparties en trois orientations: l'une aléatoire, l'autre avec des fibres disposées dans la direction verticale, et la dernière toutes les fibres disposées dans la direction horizontale. Le bilan des résultats trouvés tels qu'illustrés dans les figures 1.20 ; 1.21 montrent que :

- La contribution des fibres à la résistance du sol composite est très importante quand les fibres sont placées dans la direction du sens horizontale de l'échantillon.
- Les fibres verticales analysées à l'essai triaxial ont été soumises à une compression indiquant un effet néfaste sur la rigidité initiale du composite, et ne contribuant pas à une augmentation de la résistance au cisaillement.
- Les fibres disposées de façon aléatoire présentent de faibles résistances par rapport à ceux disposées horizontalement, compte tenu d'une partie des fibres réparties aléatoirement soumises à une compression (Michalowski et Cermak, 2002).

Une enquête réalisée à partir des travaux de recherche effectués par (Diambra et al., 2007; 2008; 2010) démontre que la meilleure procédure la plus courante pour la préparation des échantillons renforcés par des fibres disposées dans le sens horizontale est la méthode par damage.

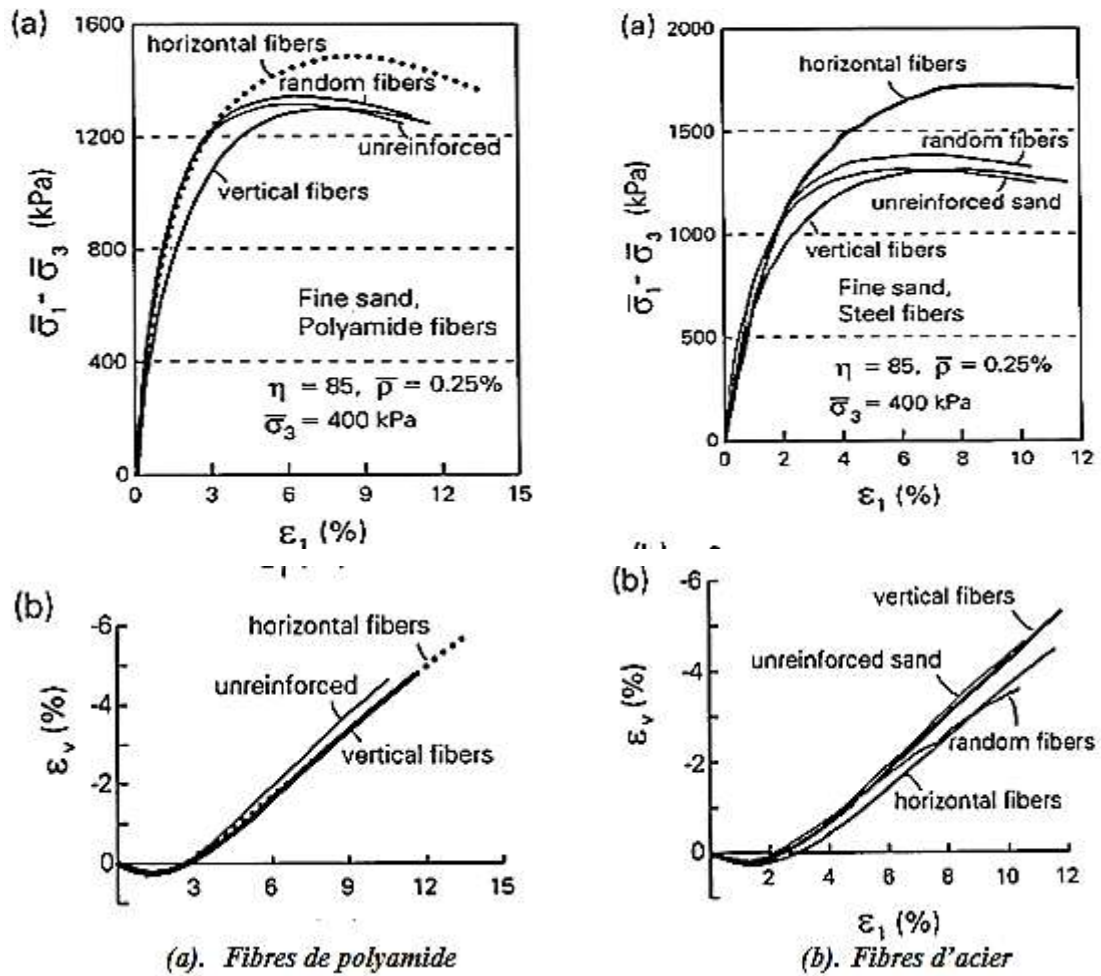
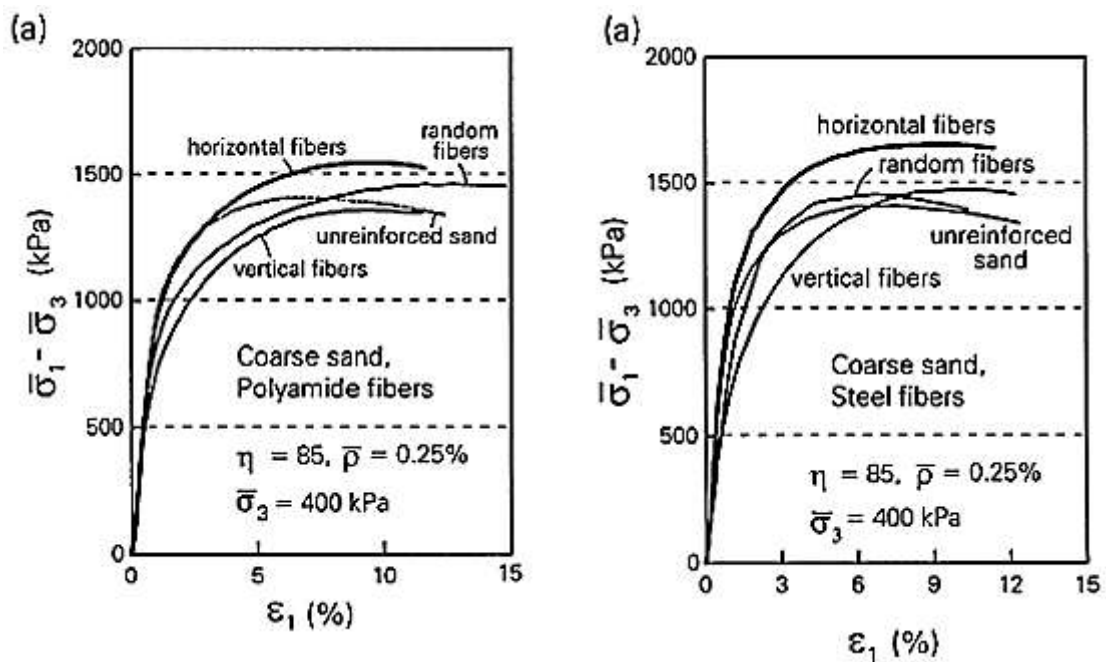


Figure 1.20- Courbes de contrainte-déformation horizontale- déformation volumique pour le sable fin renforcé avec différentes orientations de fibre (Michalowski et Cermak, 2002).



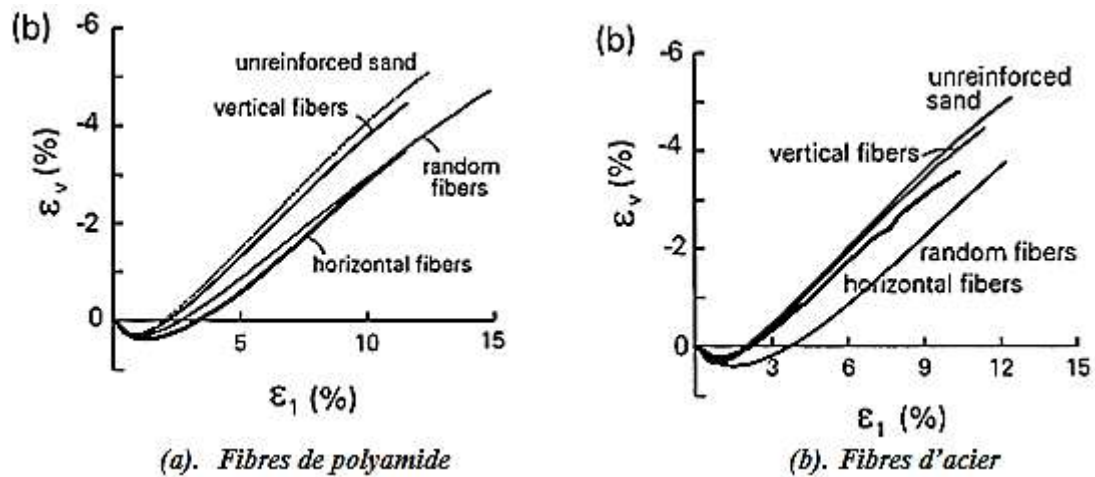


Figure 1.21- Courbes de contrainte-déformation horizontale- déformation volumique pour le sable grossier renforcé avec différentes orientations de fibre (Michalowski et Cermak, 2002).

1.7.3. Influence des conditions d'essai

1.7.3.1. Contrainte de confinement et de la contrainte normale

En règle générale, le comportement au cisaillement des sables fins et des sables grossiers renforcés est lié à la contrainte normale appliquée (Anagnostopoulos et al., 2013). La contrainte normale est un facteur important dans le développement de la force de frottement entre le sol et l'inclusion (Tuna et Altun, 2012). Dans le même contexte, Ahmad et al. (2012) ont étudié l'effet de l'inclusion de fibres de verre recyclées (RGF) en vue d'une amélioration des paramètres de la résistance du sol. L'effet de la capacité du RGF comme agent de renforcement du sol a été testé par l'installation de la fibre de verre recyclée distribuée de façon aléatoire dans divers milieux du sol, dans des conditions différentes et soumises à des trois contraintes verticales de confinement. Ils ont étudiés le comportement du sable renforcé et non renforcé dans des conditions par voies sèches (teneur en eau de 8% à 14%.) et humides (teneur en eau de 35% à 50%). Les résultats présentés dans la figure 1.22 montrent que dans les deux conditions sèches et humides, la résistance au cisaillement du sol renforcé par des fibres a été significativement améliorée. Il a été clairement observé que la contrainte de cisaillement obtenue dans les deux cas de figure (sèche et humide), augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

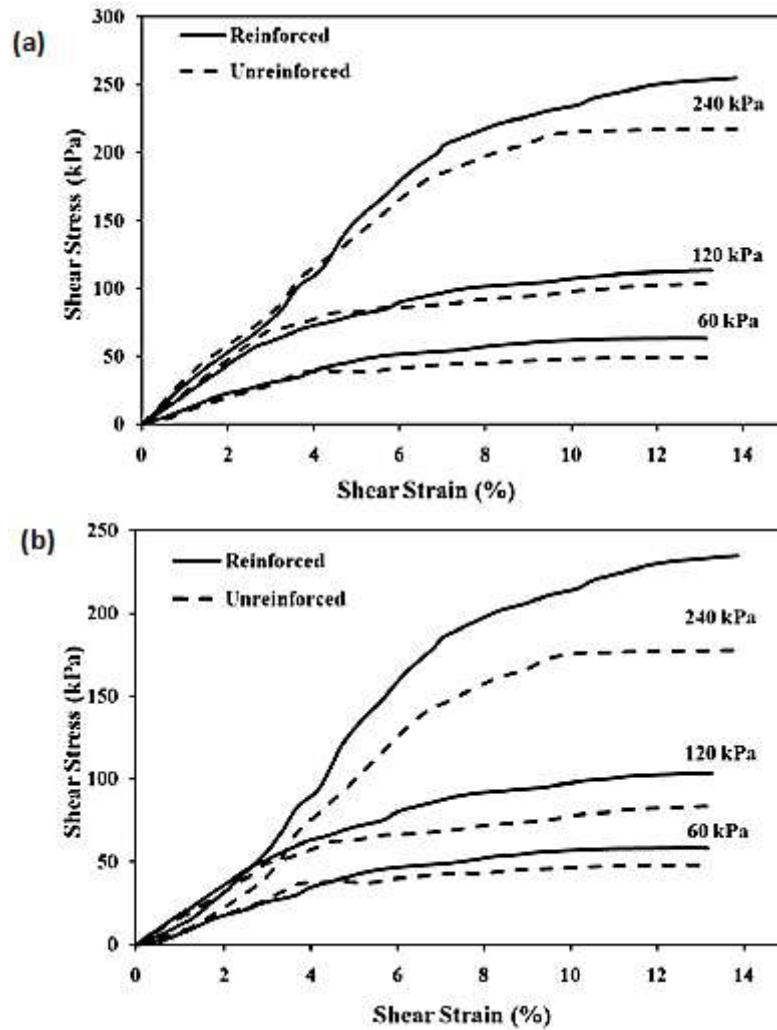


Figure 1.22- Courbes de contrainte déformation du sable renforcé et non renforcé avec des RGF dans des conditions sèches et humides (Ahmad et al., 2012).

À partir des essais à la boîte de cisaillement réalisé par Zaimoglu et Yetimoglu (2012) en vue d'étudier l'effet des fibres de polypropylène réparties aléatoirement sur le comportement de la résistance d'un sol fins. La teneur en fibres de polypropylène varie entre 0 et 1% en poids sec total des échantillons renforcés et non renforcé, soumis à des contraintes normale verticale de 50, 100 et 200 kN /m². Les résultats présentés dans les figures 1.23 (a, b, c) montrent que la résistance au cisaillement a été affectée de manière significative par la contrainte normale verticale pour les sols renforcés et non renforcé.

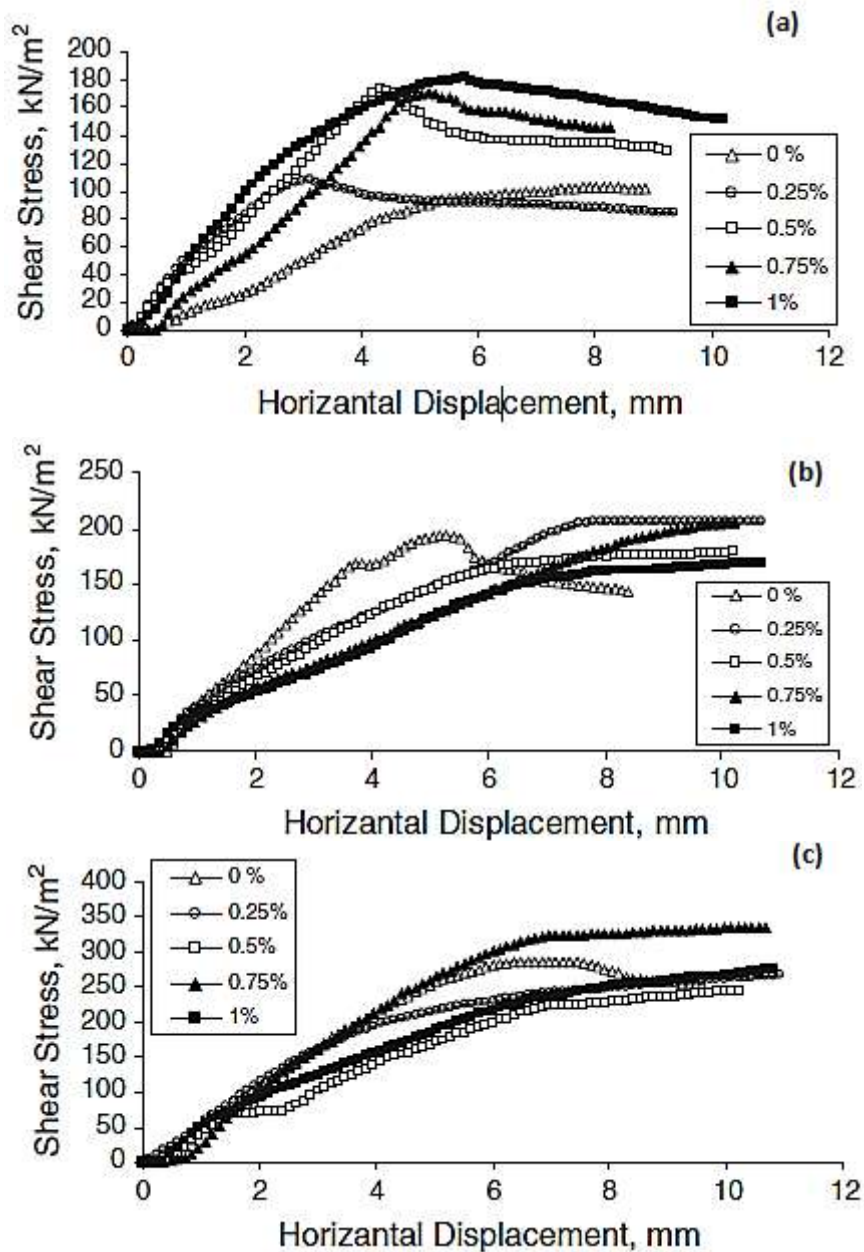


Figure 1.23- Courbe de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontales pour sols renforcé avec différentes teneur en fibre sous des contrainte normale verticale de: (a). $\sigma_N=50$ kN/m²; (b). $\sigma_N=100$ kN/m² et (c). $\sigma_N=200$ kN/m² (Zaimoglu et Yetimoglu, 2012).

1.7.3.2. Densité relative des échantillons

Une augmentation de la densité relative du sable donne lieu à une zone de contact interfaciale plus efficace entre la fibre et la matrice de sable. A une densité relative plus élevée, il y a resserrement des particules donnant effet d'un sol plus dense ce qui mène à une résistance et une rigidité plus grande (Shivanet et Baleshwar, 2013). Liu et al. (2011) ont effectués des essais au cisaillement à l'anneau sur des échantillons de sable saturés renforcés par des fibres de polypropylène. La figure 1.24, illustre un histogramme montrant l'effet du sable non

renforcé et les sables renforcés par des fibres (0.2, 0.4, 0.6 et 0.8%) sur le comportement à la résistance au pic sous trois états de densité (lâche, moyennement dense et dense). On constate que le cas des sables moyennement dense et denses est très affecté par la présence des fibres. La résistance au pic fluctue entre 250 kPa et 280 kPa.

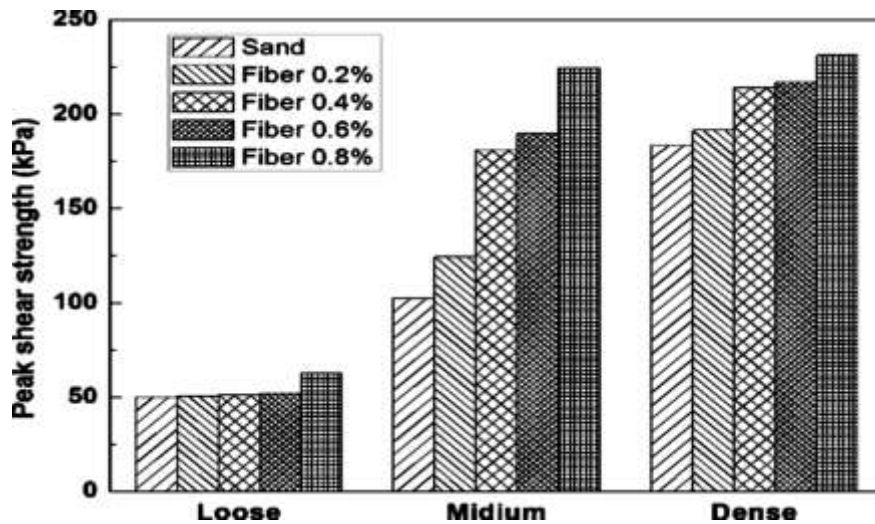
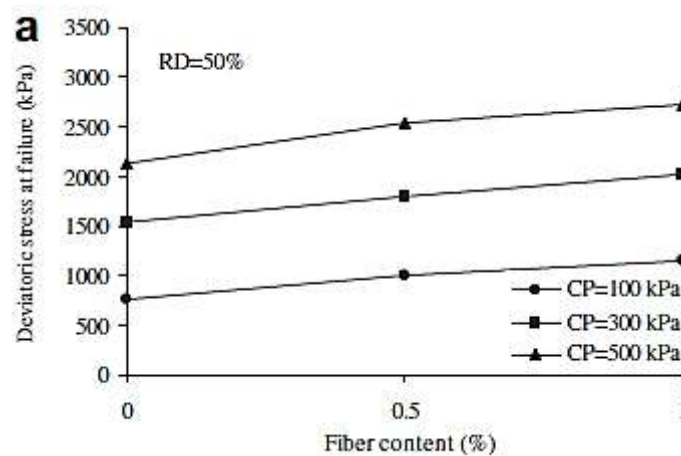


Figure 1.24- La force de cisaillement des pics des échantillons non renforcés et renforcés avec trois densités différentes (Liu et al., 2011).

Hamidi et Hooresfet (2013) ont effectué des essais conventionnels de compression triaxiale pour déterminer l'effet du ciment et des fibres de polypropylène sur le comportement de la résistance d'un sable de mer ; propre et uniforme. Les résultats de la figure 1.25 montrent que l'addition de fibres de polypropylène au sol cimenté montrent que l'effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement à un impact très positif quand le sable est testé avec une densité relative plus élevée ($D_r = 70\%$).



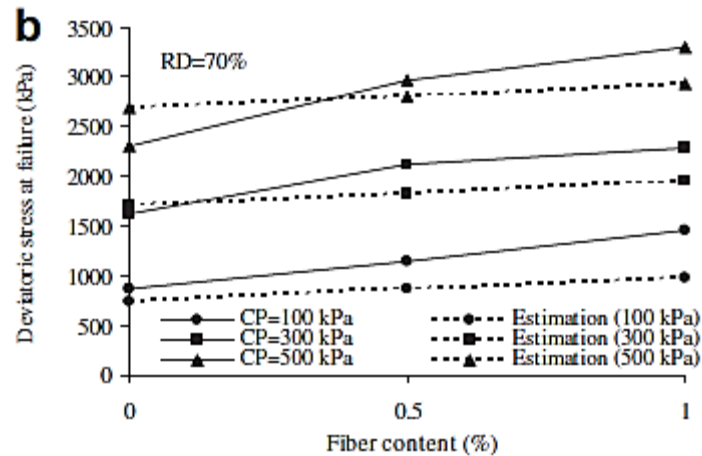


Figure 1.25- Variation de la résistance au cisaillement avec une teneur en fibres pour différentes pressions de confinement et deux densités relatives (Hamidi et Hooresfet, 2013).

1.7.3.3. Teneur en eau

Plusieurs études réalisées sur l'effet de l'humidité (teneur en eau) sur le comportement mécanique des sols ont prouvés une diminution remarquable des caractéristiques mécaniques mesurées. Lovisa et al. (2010) ont mené des essais de cisaillement direct pour étudier l'effet de la teneur en eau et la densité relative sur le comportement de résistance au cisaillement d'un sable mal gradué (classé comme SP) renforcé par des fibres de verre ($w_f = 0,25\%$) distribuées de façon aléatoire et sous deux conditions d'état (sec et humide). Les échantillons ont été préparés à des densités relatives variant (10%, 28%, 50% et 81%), de teneur en eau de 0, 1, 2, et 3% et soumis à trois contraintes normales ($\sigma_N = 15, 27$ et 55 kPa). Les résultats d'essais présentés dans la figure 1.26, indiquent d'une certaine façon que pour des conditions sèches, le taux d'augmentation de l'angle de frottement maximal (sols non renforcés) étant supérieur à celui du sol renforcés, ceci lorsque la densité relative augmente de 10% et 81% ; ainsi que l'angle de frottement au pic du sable renforcé par des fibres à l'état humide est inférieur à environ 3 fois que dans un état sec à une densité relative supérieure à 50%.

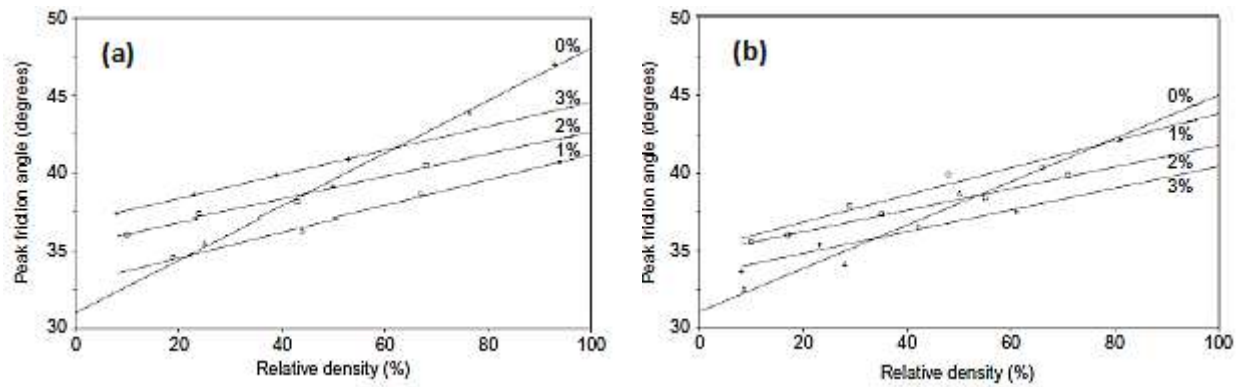


Figure 1.26- Variation de l'angle de frottement en fonction de la densité relative pour différents teneurs en eau: (a). sol non renforcé, (b). sol renforcé (Lovisa et al., 2010).

L'effet des propriétés mécaniques des fibres de verre recyclées sous forme de huit « 8FG MAT » sur la résistance des trois sols (tourbe, sable et d'argile) à l'état sec et humide ont été étudiés par Mujah et al. (2013). La figure 1.27 montre l'amélioration de la résistance au cisaillement en termes d'angle de frottement interne du sol renforcé par 8FG MAT. Les angles de frottement internes sont caractérisés par des augmentations significatives lorsque les trois sols se trouvent à l'état sec et condition renforcé.

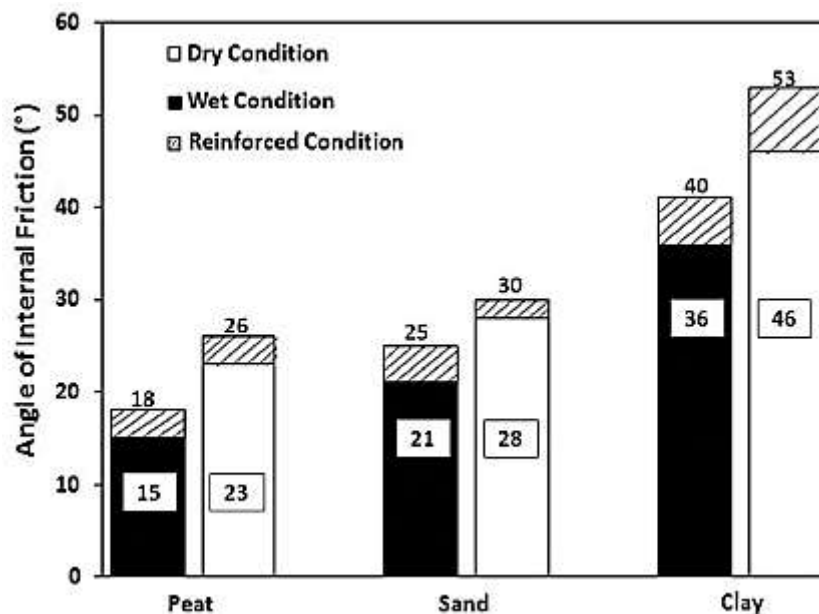


Figure 1.27- Amélioration de la résistance au cisaillement en fonction de l'angle de frottement interne, à l'état sec et humide du sol renforcé et non renforcé (Mujah et al., 2013)

Cependant on peut noter que des résultats similaires ont été publiés par Benessalah et al. (2015). Les essais ont été réalisés avec une série d'essai de cisaillement direct sur un sol sableux de la région de Chlef (Algérie) avec inclusion de différents pourcentages de fibres de verre (10 mm de longueur) et à des contraintes normales verticales de 50, 100, 200 et 300 kPa. L'influence de la teneur en eau (0; 1,5; 2,3 et 3%) pour des densités moyennes et élevées

sur le comportement de résistance au cisaillement de sable renforcé et non renforcé (Figure 1.28). Les résultats expérimentaux montrent que les caractéristiques mécaniques sont améliorées avec l'addition de fibres de verre, en particulier pour les échantillons sec.

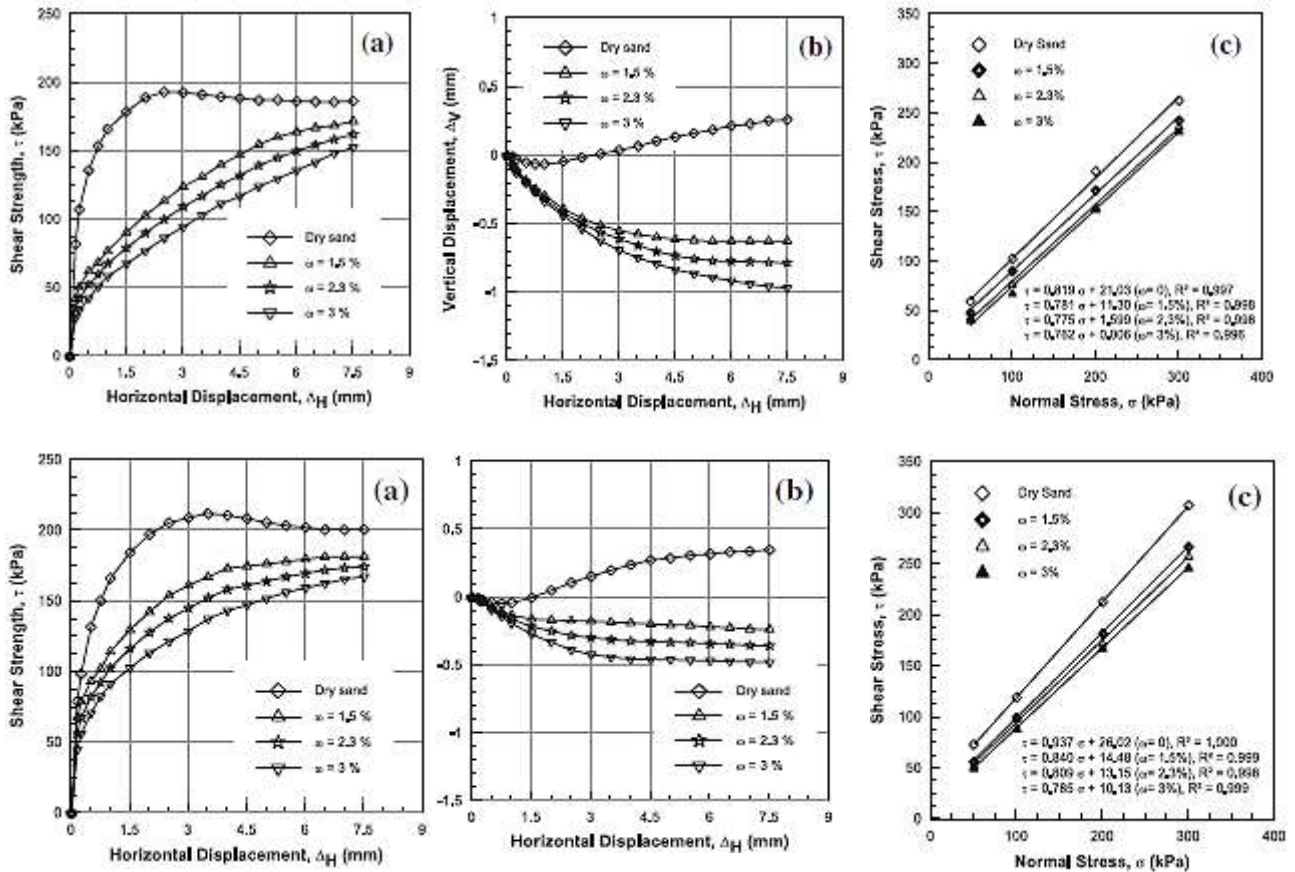


Figure 1.28- Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable renforcé à 200 kPa de contrainte verticale pour des échantillons (Benessalah et al., 2015):
 (a). moyennement denses ($D_r = 48\%$) et (b). Dense ($D_r = 87\%$).

1.7.3.4. Méthodes de préparation de l'échantillon

Pour les échantillons de sol renforcé par des fibres, le processus de préparation des échantillons influe sur toute la structure du composite (sol-fibre), y compris la distribution et l'orientation des fibres qui gouverne en grande partie sur l'efficacité des inclusions (Ibraim et al., 2012). Il existe de nombreuses techniques et méthodes de préparation d'échantillons de sols pulvérulents dans les laboratoires. Les techniques les plus utilisées sont : le compactage humide (MT), la pluviation à sec (AP), la pluviation humide (WP), la déposition à sec par entonnoir (DFD) et la sédimentation à l'eau (WS). L'utilisation d'une technique dépend des conditions in situ du sol à étudier, et de la densité relative que l'on désire obtenir (Romero, 2003). Ces sols peuvent être densifiés par damage statique ou de vibration. Pour les

échantillons de sol renforcés de fibres la méthode la plus souvent utilisée est la technique de damage humide (MT). Cette technique est efficace pour éviter la ségrégation des particules du matériau composite afin d'assurer un bon contrôle de la densité de l'échantillon et de la répartition homogène des fibres (Ibraim et al., 2012). De nombreuses études réalisées au laboratoire et publiées ont implicitement supposé que la technique par damage humide (MT), fournit une répartition aléatoire des orientations des fibres dans toute la masse du sol. La distribution des fibres affecte fondamentalement la réponse mécanique des sols renforcés et leur effet a été étudiée principalement en imposant des orientations préférentielles de fibres (Jewell et Wroth, 1987; Palmeira et Milligan, 1989; Michalowski et Cermák, 2002). Ce n'est que récemment que Michalowski (2008) a reconnu que les orientations des fibres issues de cette technique de fabrication sont susceptibles d'être anisotrope avec un plan de stratification horizontale préférée. Michalowski et Zhao (1996) ont proposé une autre technique différente pour contrôler l'orientation des fibres dans l'échantillon. Ceci étant réalisé par l'utilisation d'une grille d'outil spécialement conçue pour réorienter les fibres dans l'échantillon avant densification par vibration. Cependant, cette procédure ne peut pas être applicable à des fibres avec une tendance à la ségrégation dans le sol ou un pouvoir d'agglomération. Ibraim et al., (2012) ont exploré une nouvelle procédure de fabrication d'échantillons renforcés par trois types de fibres sur la base de la vibration de sable humide (MV) et la méthode de damage humide (MT). En se basant sur les résultats des essais triaxiaux en compression et extension réalisés sur des échantillons de sols renforcés. La préparation des échantillons au laboratoire a été effectuée en utilisant les techniques MT (compactage humide) et MV (par vibration) dont les résultats sont présentés dans la figure 1.29.

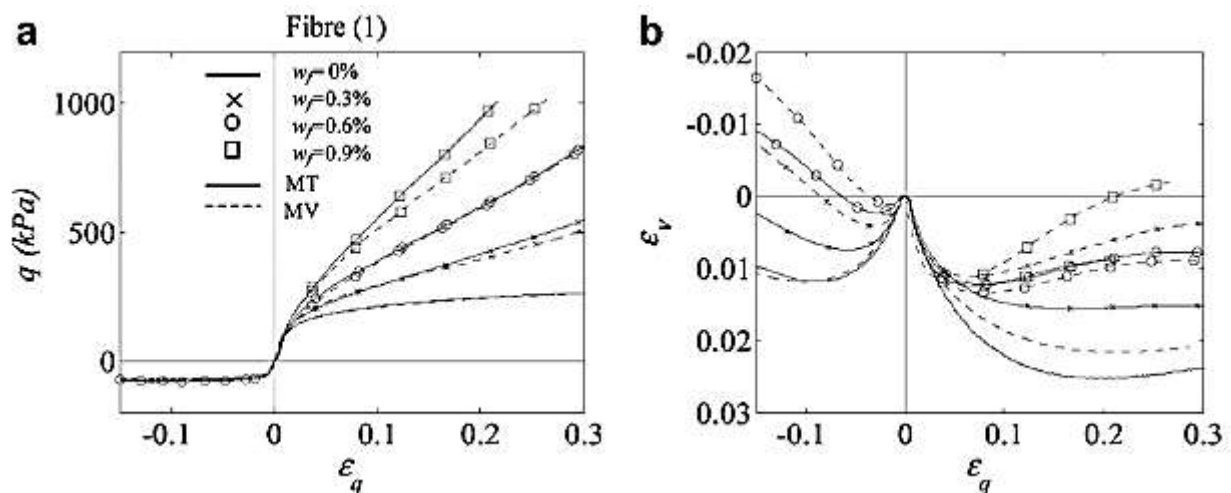


Figure 1.29- T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 1 (Ibraim et al., 2012).

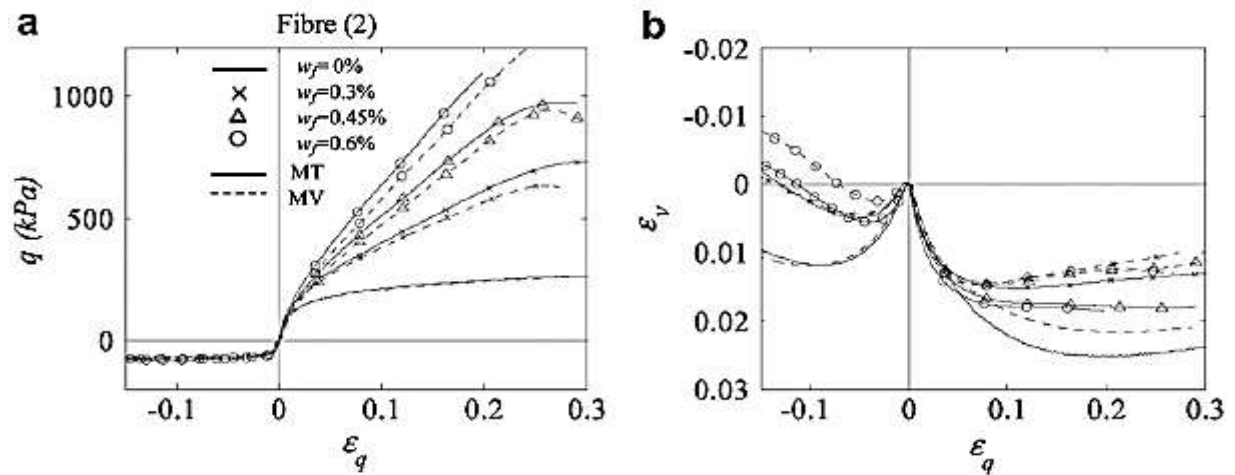


Figure 1.30- T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 2 (Ibraim et al., 2012).

Les échantillons préparés par damage humide (MT) montrent une résistance à la compression légèrement supérieure à celle des échantillons préparés par vibration du sol humide (Figure 1.29a). A partir des deux méthodes de fabrication, le comportement volumétrique du sable renforcé en compression ainsi qu'en extension, montre une approche de la réponse caractéristique d'un sol granulaire à l'état dense. Après une réduction initiale du volume, moins importante que pour le sable non renforcé, la dilatance augmentant avec la teneur en fibres (Figure 1.29.b). Pour les deux types de fibre (2) et (3), Les comportements de réponse en contrainte-déformation sont similaires pour les deux méthodes de fabrication, figures 1.30.a et figure 1.31.a). En conclusion, la présence de fibres génère un comportement plus dilatant dans les deux méthodes (compactage humide) et MV (par vibration du sol humide). En outre, les résultats indiquent que les réponses mécaniques des échantillons renforcés préparé avec les deux procédés de fabrication (MT et MT) sont relativement similaires.

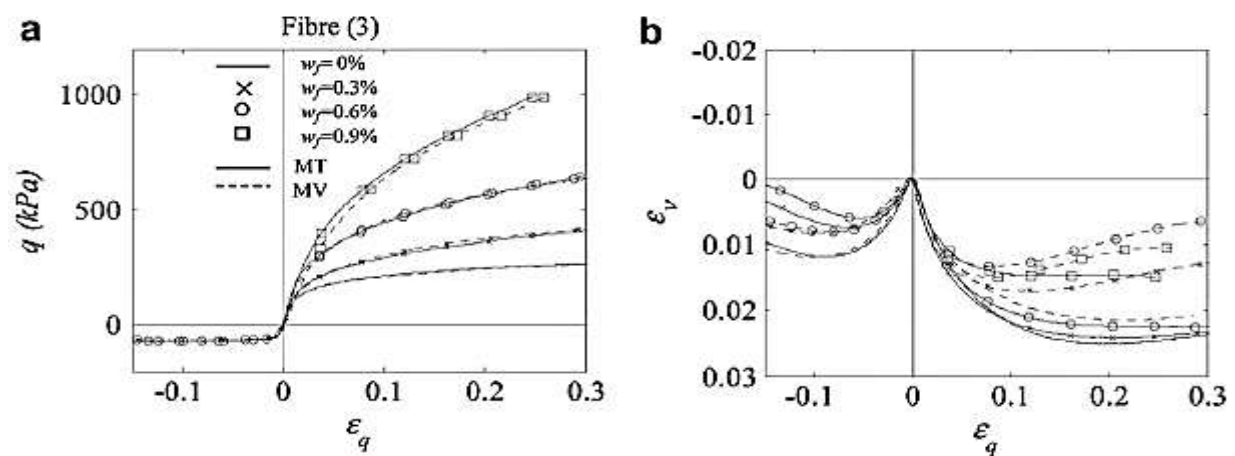


Figure 1.31- T Essais de compression triaxiale sur des échantillons préparés avec MT et MV et sol renforcé avec des fibres de type 3 (Ibraim et al., 2012).

Brahim et al. (2015) ont étudié le comportement de résistance au cisaillement du sable de Chlef renforcé avec un nombre différent de couches de géotextiles réalisés à partir d'essais triaxiaux drainés. La figure 1.32 caractérise l'influence des méthodes de préparation des échantillons sur la résistance au cisaillement du sable renforcé par des couches de géotextiles. Les résultats des essais ont révélé clairement que les échantillons préparés par des techniques de pluviation à sec (AP) présentent une rigidité au cisaillement supérieure à ceux préparés par damage humide (MT). De plus, les résultats des tests montrent que les échantillons préparés avec la méthode damage humide (MT) montrent un comportement contractant par rapport à ceux préparés par pluviation à sec (AP).

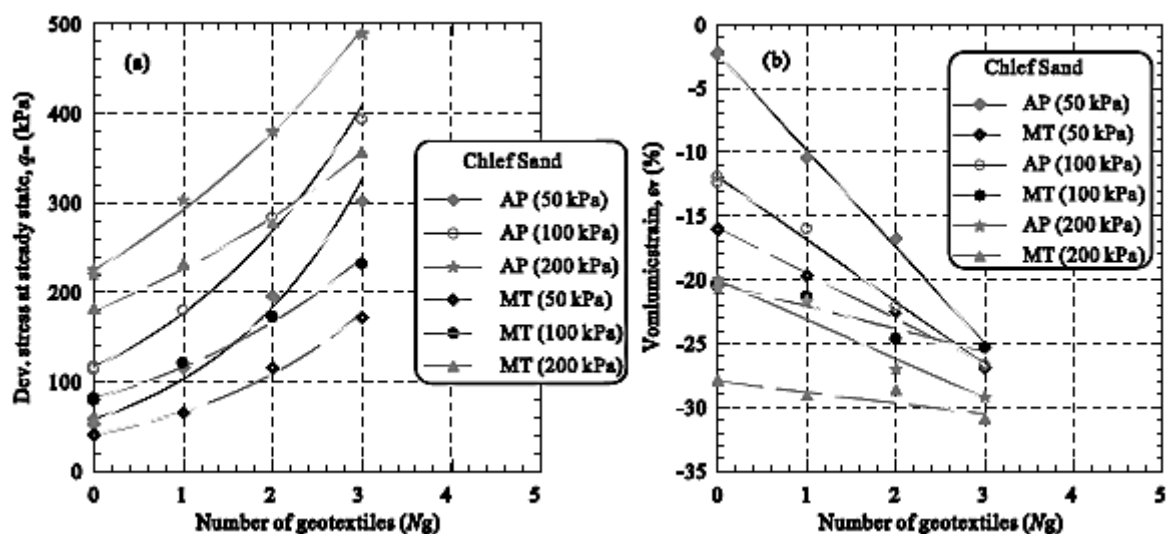


Figure 1.32- Effet de la méthode de préparation des échantillons sur la résistance au cisaillement de sable renforcé avec différents couches de géotextiles sur contrainte de déviateur (a) et la variation de volumique (b). (Brahim et al., 2015)

1.8. Mécanismes et modèles de renforcement des sols par fibre

La présence de fibres dans une masse de sol augmente sa résistance et réduit sa déformation (c'est-à-dire son tassement et son mouvement latéral). Cette partie présente les mécanismes de base et les modèles de renforcement des sols, en se concentrant sur la répartition aléatoire des fibres dans la masse du sol.

1.8.1. Mécanismes de base de renforcement des sols

Si le sol renforcé est considéré comme un matériau homogène, mais avec des caractéristiques anisotropes, le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être expliqué le mécanisme de base du sol renforcé. Considérons une situation simplifiée, illustrée aux figure 1.33.a, b, où deux échantillons cylindriques d'un sol sans cohésion sont soumis à la même charge triaxiale avec

la contrainte principale mineure (contrainte de confinant) σ_3 et la contrainte principale majeure σ_1 . Le premier échantillon de sol est non renforcé et le second est renforcé par fibres répartie de façon aléatoire. La figure 1.33.c montre une vue agrandie de l'élément de sol renforcé, comme indiqué à la figure 1.33.b, avec une fibre disposé d'une façon horizontale. En raison du frottement de la surface et / ou de l'adhérence entre la fibre et le sol, la fibre applique une contrainte de confinement $\sigma_R (= \Delta\sigma_3, \text{ augmentation de la contrainte principale mineure})$ sur le sol, et dans ce processus, la fibre est étirée avec la mobilisation d'une force de traction T_f comme le montre la figure 1.33.c. Notez que la force de traction T_f et la contrainte de confinement σ_R varient avec l'orientation de la fibre dans la masse du sol. Supposons que le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été atteint dans l'échantillon de sol non renforcé. Pour ce cas, l'état de contrainte dans la masse du sol peut être représenté, dans l'espace de contrainte normale (σ) et de contrainte de cisaillement (τ), par un cercle de Mohr-Coulomb 'a' comme indiqué sur la figure 1.33, qui est tangent à l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb pour le sol non renforcé. Si l'échantillon de sol renforcé est soumis au même état de contrainte, puis en raison du frottement de la surface et / ou de la liaison d'adhérence entre les deux constituants (sol/fibre), la déformation latérale / déformation de l'échantillon réduit.

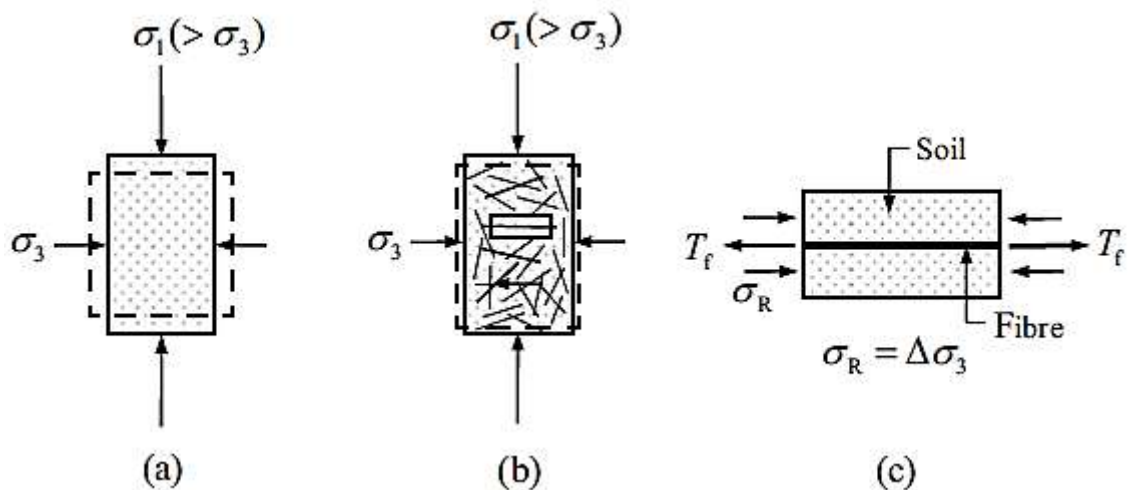


Figure 1.33- Mécanisme de base de renforcement du sol (Sekula, 2017):

- (a) éprouvette de sol cylindrique non renforcée; b) éprouvette de sol cylindrique renforcé de fibres;
 (c) vue agrandie d'un élément de sol renforcé, comme indiqué en (b).

La déformation latérale de l'échantillon de sol renforcé est généralement supérieure à celle du renfort mais plus petite que la déformation latérale de l'échantillon de sol non renforcé. Cela signifie que dans le cas d'un frottement parfait et / ou liaison d'adhésion entre le renforcement et le sol, le renfort est prolongé, résultant en une force de traction mobilisée T_f , et le sol est

comprimé par une contrainte latérale de compression supplémentaire comme la restriction de renforcement σ_R ($\frac{1}{4} \Delta\sigma_3$), introduit dans la masse du sol dans la direction de la fibre comme le montre la figure 1.33c. L'état de contrainte dans le sol représenté par le cercle de Mohr-Coulomb 'b' dans la figure 1.34 n'est plus tangent à l'enveloppe de rupture l_U , et donc l'échantillon de sol renforcé est capable de supporter de plus grandes contraintes que ceux dans le cas de sols non renforcés.

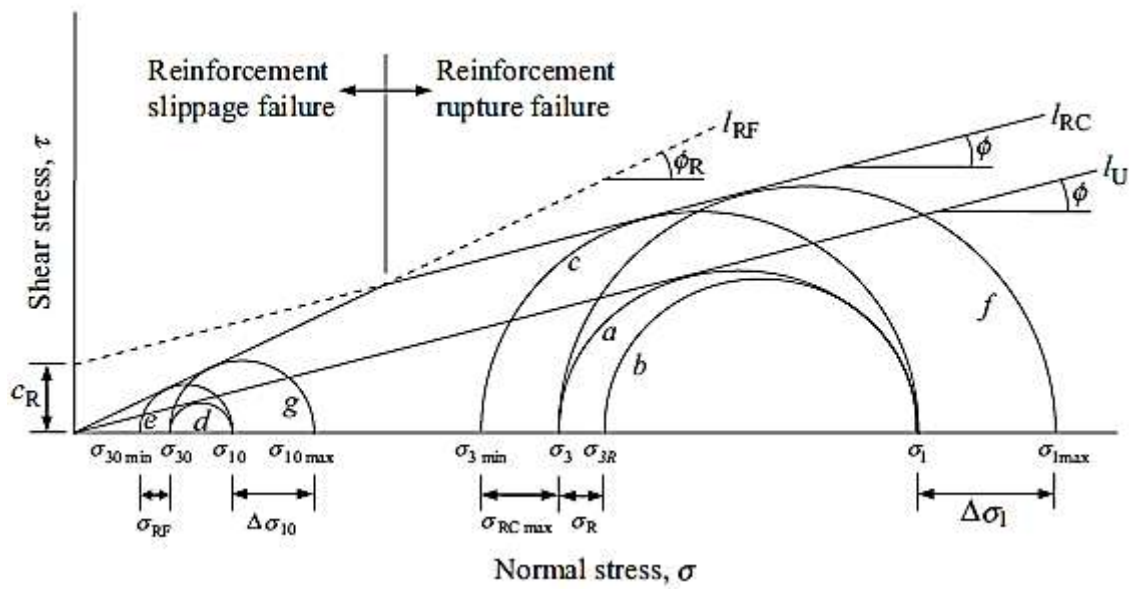


Figure 1.34- Mécanisme de base de sol renforcée par des fibres: les cercles de Mohr-Coulomb pour les cas renforcés et non renforcés (Sekula, 2017).

Considérons que l'échantillon de sol renforcé, illustré à la figure 1.33.b, est en expansion horizontale en raison d'une diminution de la contrainte horizontale appliquée σ_3 avec une contrainte verticale constante σ_1 , et supposer que la rupture se produit par rupture du renfort, c'est-à-dire que la restriction latérale σ_R est limitée à une valeur maximale $\sigma_R C_{Max}$ en fonction de la résistance du renforcement. Cet état de contrainte est représenté par le cercle de Mohr-Coulomb 'c' sur la figure 1.34. L'augmentation de la force peut être caractérisée par une cohésion constante intercepte c_R en tant que cohésion apparente, introduit en raison de renforcement (Schlosser et Vidal, 1969). Les résultats obtenus à la fois des essais de compression triaxiale et les essais de cisaillement direct sur des échantillons de sable renforcé avec des inclusions de traction ont montré que la cohésion apparente du sol renforcé est fonction de l'orientation des inclusions par rapport à la direction de l'extension maximale dans le sol (Long et al., 1972; Schlosser et Long, 1974; Jewell, 1980; Gray et Al-Refeai, 1986). Ainsi, l'enveloppe de résistance pour un sol renforcé sans cohésion pour des conditions de rupture peut être interprétée en termes d'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb l_{RC} pour

le sol cohésif homogène comme indiqué dans la figure 1.34. Pour le cercle de Mohr-Coulomb 'a', les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont liées par la formule suivante :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.2$$

Où φ est l'angle frottement interne du sol non renforcé.

Pour le cercle 'c' de Mohr-Coulomb, représentant l'état de contrainte du sol renforcé à la rupture, les contraintes principales σ_1 et $\sigma_{3 \min}$ sont liées :

$$\sigma_1 = \sigma_{3 \min} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c_R \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.3$$

Depuis

$$\sigma_{3 \min} = \sigma_3 - \sigma_{RC \max}$$

Comme le montre la figure 1.34, Eq. (1.3) devient:

$$\sigma_1 = (\sigma_3 - \sigma_{RC \max}) \times \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c_R \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.4$$

La combinaison d'Eq. (1.2) et (1.4) conduit à :

$$c_R = \frac{\sigma_{RC \max} \times \tan(45^\circ + \varphi/2)}{2} = \frac{\sigma_{RC \max} \sqrt{K_P}}{2} = \frac{\sigma_{RC \max}}{2\sqrt{K_a}} \quad 1.5$$

Où

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad 1.6$$

Et

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.7$$

Notez que K_a et K_p sont les coefficients de Rankine des pressions latérales actives et passives, respectivement. Notez également que la cohésion anisotrope est produite dans le sens de l'orientation du renfort, et ce concept est basé sur les études de résistance au cisaillement en laboratoire sur des échantillons de sol renforcés. Vous pouvez maintenant considérer que l'échantillon de sol renforcé montré dans la figure 1.43.b se développe horizontalement en raison d'une diminution de la contrainte appliquée horizontalement $\sigma_3 = \sigma_{30}$ avec une contrainte verticale constante $\sigma_1 = \sigma_{10}$, représenté par le cercle de Mohr 'd', et supposer que

la rupture se produit par un glissement entre le renfort et le sol, c'est-à-dire la retenue latérale σ_R est limitée à σ_{RF} , qui est proportionnelle à σ_{10} . Donc,

$$\sigma_{RF} = \sigma_{10}F \quad 1.8$$

Où F est un facteur de frottement qui dépend de la cohésion caractéristique de l'interface sol-renforcement. Ce concept est basé sur les résultats expérimentaux du Yang (1972) tel que présenté par Hausmann et Vagneron (1977). L'état de rupture de la contrainte est représenté par le cercle de Mohr «e» sur la figure 1.34. L'augmentation de la résistance peut être caractérisée par un angle de frottement accru φ_R . Ainsi, l'enveloppe de résistance pour un sol renforcé sans cohésion pour la condition de glissement de renforcement peut être interprétée en termes de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb pour le sol homogène sans cohésion comme indiqué sur la figure 1.34. Pour Mohr cercle 'd', les contraintes principales σ_{10} et σ_{30} sont liées :

$$\sigma_{10} = \sigma_{30} \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.9$$

Substituer l'équation (1.6) dans l'équation (1.9) rendements :

$$\sigma_{10} = \frac{\sigma_{30}}{K_a} \quad 1.10$$

Pour le cercle de Mohr 'e', les contraintes principales σ_{10} et $\sigma_{30 \min}$ sont liées par la relation suivante:

$$\sigma_{10} = \sigma_{30 \min} \tan^2(45^\circ + \varphi_R/2) \quad 1.11$$

Comme $\sigma_{30 \min}$, σ_{30} , σ_{RF} , comme le montre la Fig. 1.34, Eq. (1.11) devient :

$$\sigma_{10} = (\sigma_{30} - \sigma_{RF}) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.12$$

Substituer l'équation (1.8) dans l'équation (1.12) rendements

$$\sigma_{10} = (\sigma_{30} - \sigma_{10}F) \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad 1.13$$

La combinaison d'Eqs. (1.9) et (1.13) conduit à :

$$1 = (K_a - F) \times \left(\frac{1 + \sin \varphi_R}{1 - \sin \varphi_R} \right)$$

Or

$$\sin \varphi_R = \frac{1 + F - K_a}{1 - F + K_a} \quad 1.14$$

Vous pouvez maintenant considérer que l'échantillon de sol renforcé montré dans la figure 1.33.b s'étend horizontalement en raison d'une augmentation de σ_1 appliqué avec une constante σ_3 , et supposons que la rupture se produit par rupture du renfort ou le glissement de renforcement. Ces états de rupture sont représentés par les cercles de Mohr-Coulomb 'f' et 'g' dans la figure 1.34, respectivement. Notez que le renforcement augmente la résistance à la compression du sol par $\Delta\sigma_1$ ou $\Delta\sigma_{10}$ selon le type de mode de rupture du sol renforcé comme indiqué sur la figure 1.34.

1.8.2. Modèle Gray et Ohashi (GO)

Gray et Ohashi (1983) ont proposé un modèle simple pour décrire la déformation et le mécanisme de rupture d'un sol sans cohésion renforcé de fibres et estimer la contribution du renforcement des fibres à l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol. Le modèle se compose d'une longue fibre élastique, s'étendant sur une longueur égale de chaque côté d'un plan de cisaillement potentiel dans le sable (figure 1.35). La fibre peut être orientée initialement perpendiculairement au plan de cisaillement ou à un angle quelconque avec l'horizontale « θ ». Le cisaillement provoque la distorsion de la fibre, mobilisant ainsi la résistance à la traction dans la fibre. La force de traction dans la fibre peut être divisée en composants normaux et tangentielle par rapport au plan de cisaillement. La composante normale augmente la contrainte de confinement sur le plan de rupture, mobilisant ainsi une résistance au cisaillement supplémentaire dans le sable, alors que la composante tangentielle résiste directement au cisaillement. La fibre est supposée être suffisamment mince pour offrir peu en cas de résistance au cisaillement. Si de nombreuses fibres sont présentes, leurs surfaces en section transversale sont calculées, et la concentration totale en fibres est exprimée en termes de rapport de surface de fibre, A_r , défini par l'équation (4.15) tel que reproduit ci-dessous:

$$A_r = \frac{A_f}{A} \quad 1.15$$

Où A_f est la section transversale totale des fibres dans un plan (par exemple plan de cisaillement / rupture) dans la masse du sol renforcée et A est la surface totale du plan dans la masse du sol renforcée, qui comprend les particules du sol, les fibres et les vides.

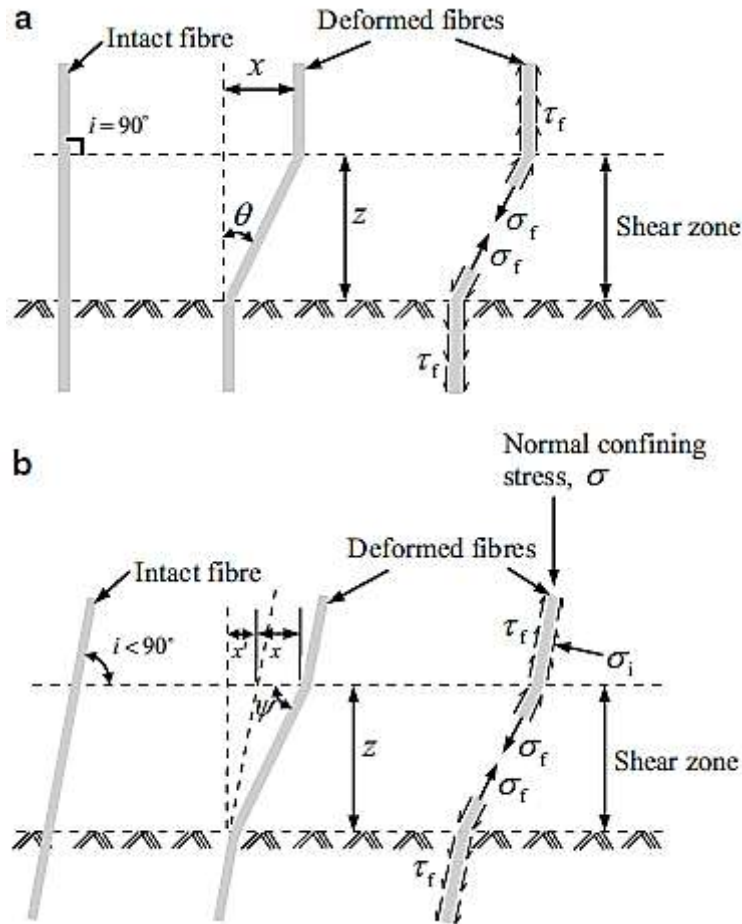


Figure 1.35- Modèle d'armature flexible en fibres élastiques, s'étendant à travers la zone de cisaillement d'épaisseur z :(a). $i = 90^\circ$; (b). $i < 90^\circ$ (Gray et Ohashi, 1983; Shukla et al., 2009)

L'augmentation de la résistance au cisaillement $\Delta S (=S_R-S, S_R$ et S sont respectivement la résistance au cisaillement du sol renforcé et du sol non renforcé) du renfort fibreux dans le sable peut être estimée à partir des expressions suivantes:

$$\Delta S = \sigma_R (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) \tag{1.16}$$

Pour les fibres orientées initialement perpendiculairement au plan de cisaillement (figure 1.35.a), et

$$\begin{aligned} \Delta S &= \sigma_R [\sin(90^\circ - \psi) + \cos(90^\circ - \psi) \tan \phi] \\ &= \sigma_R (\cos \psi + \sin \psi \tan \phi) \end{aligned} \tag{1.17}$$

Pour des fibres orientées initialement selon un angle arbitraire i avec l'horizontale (Fig.1.35.b),

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{z}{x+x'}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{k + \cot i}\right) \quad 1.18$$

où σ_R est la résistance à la traction mobilisée des fibres par unité de surface de sol granulaire renforcé de fibres, qui provient principalement des fibres; \emptyset est l'angle de frottement interne du sol non renforcé; θ est l'angle de déformation de cisaillement; x est le déplacement horizontal en cisaillement; z est l'épaisseur de la zone de cisaillement; i est l'angle d'orientation initial de la fibre par rapport à la surface de cisaillement, $x' = z \cot i$; et $k = x/z$ est le taux de déformation au cisaillement.

La résistance à la traction mobilisée des fibres par unité de surface de sol (σ_R) peut être estimée par la formule suivante :

$$\sigma_R = A_r \sigma_f = \left(\frac{A_f}{A}\right) \sigma_f \quad 1.19$$

Où σ_f est la contrainte de traction maximale développée dans la fibre au niveau du plan de cisaillement, qui dépend d'un certain nombre de paramètres et des variables de l'essai. Les fibres doivent être suffisamment longues et suffisamment frictionnelles pour éviter l'arrachement; inversement, la contrainte de confinement doit être assez élevée de sorte que les forces d'arrachement ne dépassent pas le frottement de la surface le long de la fibre. Il est également nécessaire de supposer une sorte de répartition des contraintes de traction sur la longueur de la fibre. Deux possibilités probables ou raisonnables sont les distributions linéaires et paraboliques, avec contrainte de traction un maximum au niveau du plan de cisaillement et décroissant à zéro aux extrémités de la fibre. Les contraintes de traction résultant au niveau du plan de cisaillement pour ces deux distributions sont données par les expressions suivantes (Waldron 1977):

$$\sigma_f = \left(\frac{4E_f \tau_f}{D}\right)^{1/2} [z(\sec \theta - 1)]^{1/2} \quad 1.20$$

Pour la distribution linéaire, et

$$\sigma_f = \left(\frac{8E_f \tau_f}{3D}\right)^{1/2} [z(\sec \theta - 1)]^{1/2} \quad 1.21$$

Pour la distribution parabolique, où E_f est le module ou la rigidité longitudinale de la fibre, τ_f est la contrainte de frottement de la surface le long de la fibre et D est le diamètre de la fibre. Le modèle Gray et Ohashi (GO) a été trouvé pour prédire correctement l'influence de divers paramètres (rapport de surface de fibre, longueur de fibre, module de fibre, orientation initiale de fibre et densité relative de sable), qui régissent la résistance au cisaillement du sol renforcé de fibres comme observé dans les essais de cisaillement direct menés par Gray et Ohashi (1983). Par exemple, dans les essais de cisaillement direct, l'augmentation maximale de la résistance au cisaillement, à la fois théoriquement et expérimentalement, a été observé pour les fibres placées à un angle de 60 avec le plan de cisaillement, c'est-à-dire dans le sens de la déformation principale majeure. Notez qu'une variation du modèle force-équilibre de Waldron a été proposé par Jewell et Worth (1987) en plaçant le renfort rigide symétriquement, c'est-à-dire, étendue également sur le plan horizontal / de cisaillement dans les essais de cisaillement direct. La force dans le renfort agissant à travers le plan de cisaillement est résolue en composantes normales et tangentielles au plan de cisaillement. Ces deux composants de la force de renforcement sont considérés pour améliorer la résistance au cisaillement du sol en réduisant directement la force de cisaillement agissant sur le sol et en augmentant la résistance au cisaillement disponible dans le sol. L'expression de l'augmentation de la résistance au cisaillement présentée par Jewell et Worth (1987) est similaire à celles proposées par Waldron (1977) et Gray et Ohashi (1983) (Eq (1.16) et (1.17)).

Le comportement des sols renforcés par des fibres a été étudié numériquement par plusieurs chercheurs en développant leur propre analyse et programmes numériques ou en utilisant la méthode des 'élément fini. Certains chercheurs ont également tenté de présenter des modèles constitutifs basés sur certaines hypothèses pour résoudre les problèmes de valeur limite avec des sols renforcés de fibres comme une analyse numérique. La non-uniformité de l'orientation des fibres et l'anisotropie ont également été décrits en termes d'une fonction spécifique de distribution d'orientation des fibres, résultant en un modèle constitutif anisotrope (Diambra et al., 2007).

1.9. Conclusion

La technique de renforcement des sols avec des fibres naturelles ou synthétiques présente plusieurs avantages, et par conséquent, cela est devenu l'un des coûts rentables et des techniques d'amélioration du sol respectueuses de l'environnement dans la pratique actuelle

de la construction. Il existe un grand nombre d'applications de sols renforcés par des fibres dans les domaines de l'ingénierie civile et autres domaines. Les principales applications peuvent être classées comme des applications géotechniques, applications de transport, applications hydrauliques et géoenvironnementaux. Les géosynthétiques traditionnels tels que géotextile, géogrille, géocelle etc. ont montrés leur bonne efficacité, et ils sont de plus en plus utilisés dans l'ingénierie géotechnique et routière; mais l'utilisation de fibres de verre en tant que renforcement dans les sols composites (sables-fibres), a commencé à donner ses fruits que lors des deux dernières décades. Les différents travaux réalisés sur le comportement des sols renforcés par fibres ont montré que l'adjonction des fibres dans la masse de sol provoque une augmentation de la résistance au cisaillement et de la ductilité du composite. Cependant, il n'existe pas un consensus général sur cette règle alors que beaucoup d'études ont montrés quelques contradictions. Les divergences des résultats publiés dans la littérature s'accroissent dans différentes combinaisons à savoir:

1. Les caractéristiques du sol: types (cohésion et angle de frottement); la forme et la taille des particules; la granulométrie, la taille moyenne des particules (D_{50}), le coefficient d'uniformité (C_u).
2. Caractéristiques des fibres: types de fibres (naturels / synthétiques / déchets); formes et diamètre des fibres, longueur des fibres et le rapport d'aspect (longueur/ diamètre); résistance à la traction, l'absorption d'eau; et la durabilité (résistance à la dégradation biologique et chimique).
3. La teneur en fibre, la distribution et l'orientation des fibres.
4. Les types de liants utilisés tels que la chaux, le ciment, les cendres volantes, les laitiers etc.,
5. La teneur en eau et la densité relative.
6. Méthode de préparation des mélanges (sol-fibres)
7. Conditions de réalisation d'essais (in-situ) ou au laboratoire: contrainte normale, confinement, vitesse de chargement, vitesse de cisaillement, etc.

Chapitre 2

*Dispositif Expérimental
et Matériaux utilisés*

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous avons présenté un dispositif expérimental nous permettant de réaliser à bon escient nos différents essais portant sur les mélanges sables-fibres de verre ou sables- fibre de verre- résidu de clinker. Le choix a été porté sur deux appareillages bien connu dans le domaine de la géotechnique à savoir; l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande dont le plan de cisaillement est totalement imposé par la contrainte de cisaillement horizontale et l'appareil triaxiale classique dont le plan de rupture des échantillons cylindriques forme généralement un angle de 45° par rapport à l'horizontale. Un mode opératoire détaillé des différents mélanges basé sur des méthodes de fabrication et la mise en place des échantillons dans les moules d'essai (boîte de cisaillement et cellule triaxiale) a été aussi décrit dans ce chapitre afin d'étudier l'influence des différents paramètres physiques et mécanique des sables sur le comportement des mélanges. Des essais de répétabilité effectués à partir des deux appareillages utilisés (Cisaillement à la boîte et l'appareil triaxial) ont montré de ce fait la fiabilité de ces appareils pour la continuité de nos essais.

2.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

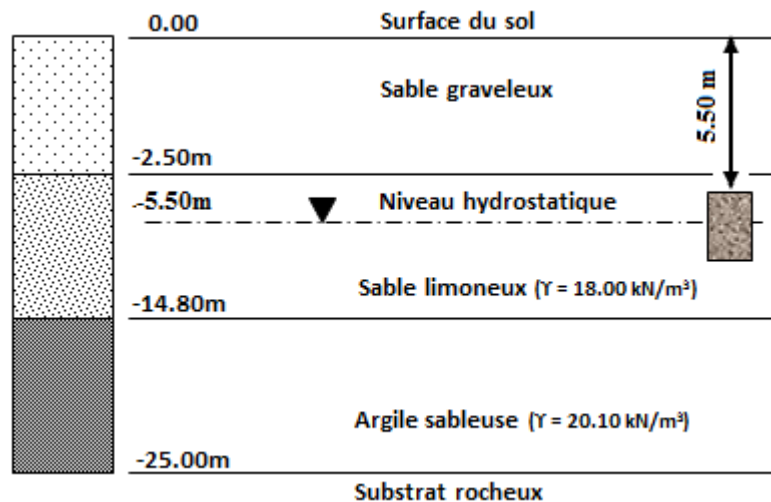
2.2.1. Sables

Deux types de sable ont fait objet de cette étude à savoir le sable d'Oued Chlef et le sable d'Oued Rass dont les caractéristiques physiques sont présentées dans le tableau 2.1. Les deux sables (Chlef et Rass) sont prélevés aux deux confluent des Oueds de Chlef et Rass, la figure 2.1 représente le profil géotechnique du sol déposé pour lequel des échantillons du sol ont été extraits, tous les échantillons ont été prélevés d'une couche de sol liquéfiable située à 6.00 m au-dessous de la surface de sol.

Le premier de couleur grisâtre, est un sable moyen, alluvionnaire, de diamètre moyen $D_{50} = 0.492$ mm, de forme arrondie et à faible plasticité ($I_p = 5\%$). Le deuxième de couleur jaunâtre, alluvionnaire, de structure fine, de diamètre moyen $D_{50} = 0.298$ mm et contenant un faible pourcentage de limon de l'ordre de 0.8 %.

Tableau 2.1 : Propriétés principales des sables utilisés dans cette étude (Chlef et Rass).

Propriétés	Sable de Chlef	Sable de Rass
Diamètre effective, D_{10} (mm)	0,181	0,128
Coefficient d'uniformité, C_u (D_{60}/D_{10})	3,029	2,747
Poids volumique des grains solides, γ_s (kN/m^3)	27,17	26,13
Indice des vides minimum, $e_{min}(\cdot)$	0.58	0,590
Indice des vides maximum, $e_{max}(\cdot)$	0.98	0.950
Couleur	Blanc gris	Marron claire
Forme des particules	Arrondi	Arrondi
Classification, USCS	SP	SP

**Figure 2.1-** Profil géotechnique du sol en place sur le site.

La figure 2.2 montre une image réelle et une analyse poussée au microscope à balayage électronique (MEB) dont l'agrandissement à $500 \mu\text{m}$ des deux matériaux qui ont déjà fait objet par plusieurs chercheurs de l'Université de Chlef ; on cite à cet égard les travaux de: Della et al. (2010); Arab et al. (2011); Belkhatir et al. (2013); Djafer Henni et al. (2013); Krim et al. (2016), le tableau 2.2 mentionnant la composition chimique de ces sables composés essentiellement de silice ($\text{SiO}_2 > 55\%$ pour le sable de Chlef et $\text{SiO}_2 > 75\%$ pour le sable de Rass).

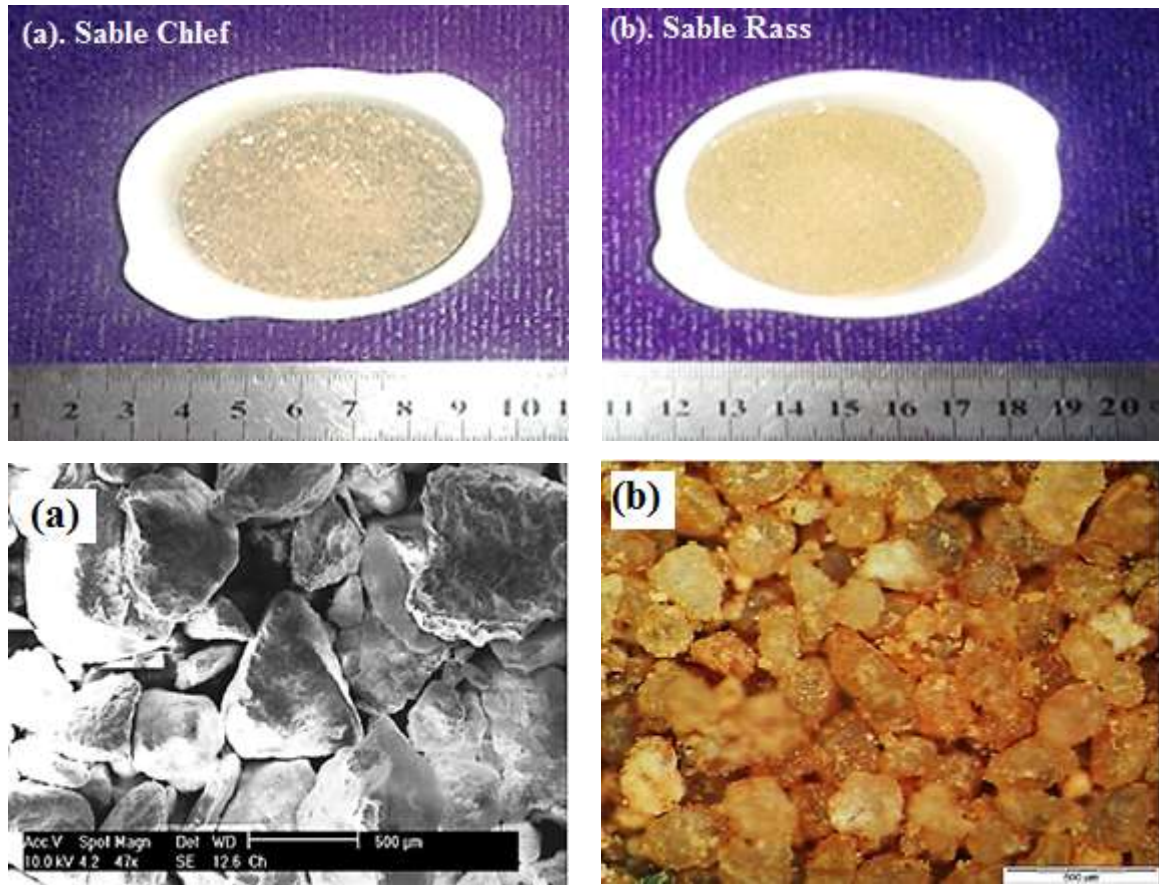


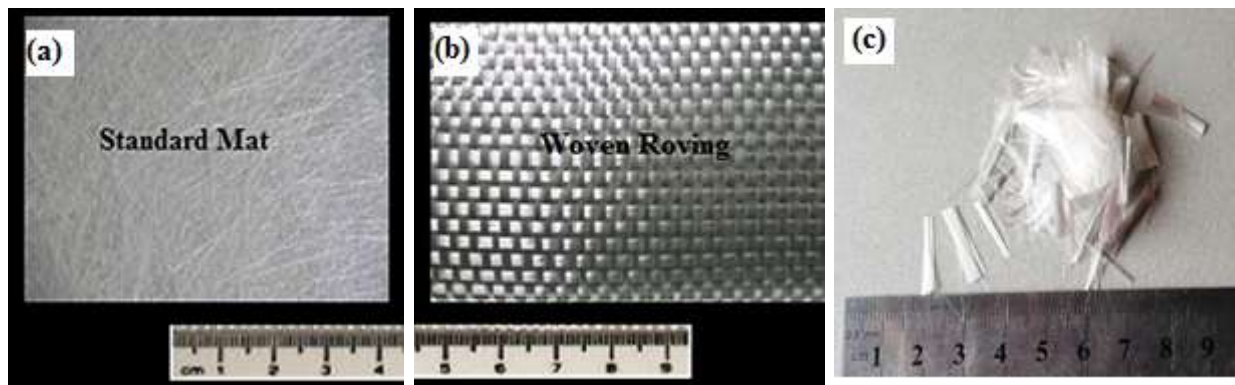
Figure 2.2- Images et vue au microscope électronique à balayage des sables: **(a)**. Sable Chlef (Belkhatir et al. 2010), **(b)**. Sable Rass (Krim et al., 2013).

Tableau 2.2 : Analyse chimique des sables testés (Arab, 2008).

Compositions (%)	Chlef	Rass
Teneur en silice (SiO_2)	55.89	78.20
Teneur en alumina (Al_2O_3)	5.58	2.03
Teneur en oxide de fer (Fe_2O_3)	7.58	5.58
Oxide de titane (TiO_2)	0.00	0.00
Chaux (CaO)	15.42	8.13
Magnésie (MgO)	0.00	0.00
Oxide de potassium (K_2O)	Traces	Traces
Oxide de sodium (Na_2O)	Traces	Traces
Sulfates (SO_4)	0.28	0.24
Chlorides CL-Solubles	0.14	0.14
Carbonates (CaCO_3)	24.60	13.94
Insolubles	0.53	0.93
Perte au feu	14.34	6.23

2.2.2. Fibres de verre

Trois types de fibre de verre ont été utilisés dans cette étude et présentés sous forme de Mats à fils coupés (*Standard Mat*) (figure 2.3.a) et de tissu complexe (*Woven Roving*) (figure 2.3.b) et de fils coupés en 15 mm (figure 2.3.c) de masse spécifique de 300 gr/m². Dans ce contexte on peut citer l'Entreprise Nationale des Plastiques et Caoutchoucs (ENPC) de Chlef, sise zone industrielle Oued Sly; utilise ce produit (fibre de verre + résine thermodurcissable) à des fins d'étanchéités pour la fabrication des coques de bateaux, de réservoirs et autres projets a caractères purement lucratifs.



(a). *Standard Mat (SM)*

(b). *Woven Roving (WR)*

(c). *fille coupé*

Figure 2.3- Echantillon de fibre de verre utilisé.

Les caractéristiques essentielles de cette fibre de verre, sont regroupées dans le tableau 2.3, de couleur blanchâtre, de bonne rigidité à la traction (2500 N), non bio dégradable et de densité $G_s = 2.62$, ce produit a donné des résultats probants dans l'amélioration des sols et ce confirmé par plusieurs chercheurs (Gray et Ohashi, 1983; Gray et Al- Refaei, 1986; Maher et Gray, 1990; Al- Refaei, 1991; Consoli et al., 1998; Ahmad et al., 2012; Mujah et al., 2013; Bensaleh et al., 2015).

2.2.3. Résidu du clinker

Le choix de ce type de résidu de clinker a été motivé par le fait qu'il représente un additif très actif dans le développement et l'augmentation de la résistance. Vu sa disponibilité dans l'enceinte de la cimenterie de Chlef (GICA) en grande quantité, son coût reste à la portée des entreprises utilisant ce produit pour l'amélioration des sols en place. Le résidu de clinker utilisé dans cette enquête est obtenu auprès d'un fournisseur local (GICA_ Groupe Industriel des Ciments d'Algérie). Ces résidus de clinker sont des poussières qui proviennent du four

rotatif à une température d'environ 1450°C, le brut obtenu après le broyage et l'homogénéisation des matières premières (Calcaire (80%) et argile (20%)). Cette poussière de clinker est reprise pour vérifier le comportement d'un sol composite (Fibre de verre de sable - résidu de clinker). Ils sont simplement ajoutés et mélangés avec le sol, comme le ciment, la chaux, les cendres volantes ou d'autres méthodes de stabilisation chimique.

Tableau 2.3 : Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de verre Mat 300g/cm².

Nom	Unité	E -glass Woven Roving
Couleur	/	Blanc
Largeur	(mm)	0,12
Épaisseur	(mm)	D = 0,013
Densité spécifique	/	G _s = 2,62
Poids spécifique des fibres	(g/m ²)	300
Résistance à la traction	(N)	τ = 2500
le coefficient de Poisson	/	ν = 0,35
Module de cisaillement	(GPa)	G = 29,2
Module de Young " direction longitudinal"	(GPa)	E _J = 73

La composition chimique des résidus de clinker comme le montre dans le tableau 2.4, montre que cette poussière ou résidu de clinker, est composée principalement de de chaux (CAO) d'un taux de 66.76% et d'un taux moyen en silice SiO₂ de l'ordre de 22.34%. Les courbes granulométriques des matériaux analysés (Sable de Oued chlef, Oued Rass et Résidu de clinker) sont reportés dans la figure 2.4.

Tableau 2.4 Compositions chimique du résidu de clinker.

Composition chimique	value (%)
Silicon dioxide , SiO ₂	22.34%
Aluminium oxyde, AL ₂ O ₃	5.13%
Ferric oxide, Fe ₂ O ₃	3.78%
Calcium oxide, CAO	66,76%
Titanium oxide , TiO ₂	0.5%
Potassium oxide, K ₂ O	0.5 - 1%
Sodium oxide , NA ₂ O	0.5 - 1%
Magnesium oxide, MgO	0.47%

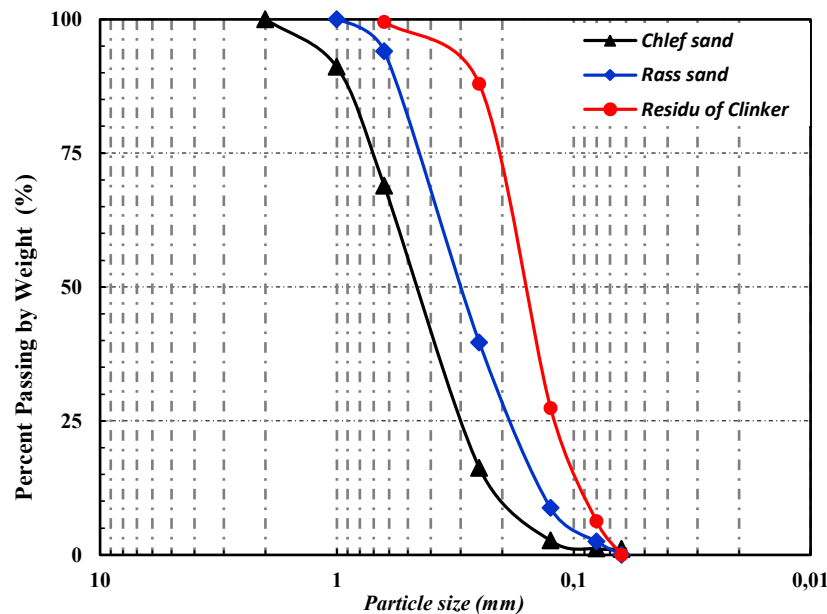


Figure 2.4- Courbes granulométriques des matériaux utilisés (sable de Chlef et de Rass et Résidu de clinker).

2.3. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude a trait à deux types d'appareillages très connus dans le domaine de la géotechnique. Nous évoquons ci-dessous l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande disponible au niveau du laboratoire de Génie Civil (Université de Chlef), et l'appareil triaxial classique existant au niveau du laboratoire de Génie Civil et géo Environnement de l'université de Lille (France).

2.3.1. Essais à la boîte de cisaillement direct

2.3.1.1. Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur des échantillons de sable placé dans une boîte de cisaillement, séparée dans un plan horizontal en deux parties égales. Ce plan de séparation constitue un plan de glissement dans lequel le cisaillement de l'échantillon est imposé (figure 2.5).

Pour un essai donné, l'échantillon est soumis à une charge verticale N , normale au plan de cisaillement, appliquée sur la partie supérieure de l'échantillon et maintenue constante pendant tout l'essai. Après consolidation de l'échantillon sous cette charge, les deux demi-boîtes sont entraînées à vitesse constante ($V = 1 \text{ mm/min}$) dans un mouvement dans la direction de leur plan de séparation, avec un déplacement relatif ΔL . L'effort horizontal T qu'il est nécessaire d'appliquer pour produire ce déplacement est mesuré en fonction de ΔL .

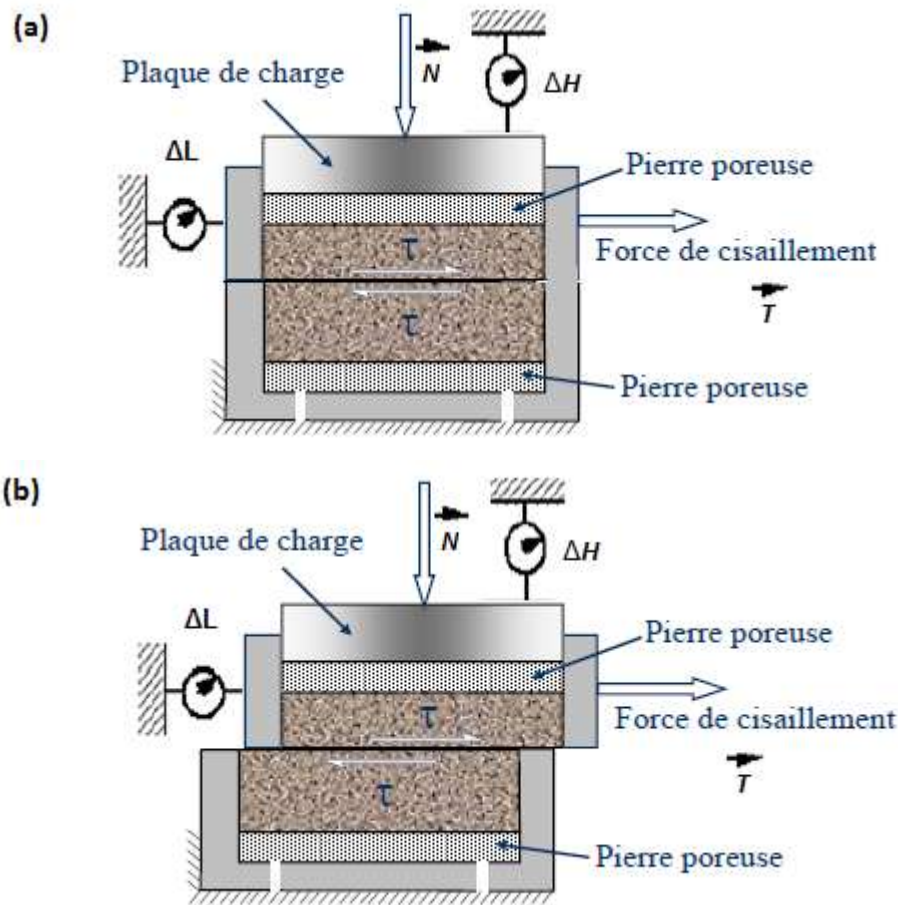


Figure 2.5 - Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte: (a). en début de cisaillement et (b). en cours de cisaillement.

La valeur de T correspondant à la rupture de l'échantillon permet, en répétant l'essai pour plusieurs valeurs de N , d'accéder aux paramètres de résistance au cisaillement du sol (C et ϕ). En effet, la charge N rapportée à la section A de l'échantillon représente la contrainte normale moyenne sur le plan de rupture σ_N (kPa), et l'effort de cisaillement T rapporté à la section A représente la contrainte de cisaillement moyenne t sur ce même plan τ (kPa).

2.3.1.2. Appareillage

Le bâti permettant d'appliquer et de mesurer les déplacements et les efforts sur l'échantillon est représenté sur la figure 2.6. La boîte de section carrée est placée dans un chariot qui peut être entraîné en translation à l'aide d'un moteur dont la vitesse est paramétrable. La charge verticale est appliquée à l'échantillon, via un étrier, par des poids actionnant un système de bras de levier. Les déplacements horizontaux ΔL et verticaux ΔH sont mesurés à l'aide de comparateurs ou de capteurs électroniques. L'effort horizontal T est mesuré à l'aide d'un anneau dynamométrique ou d'un capteur de force.

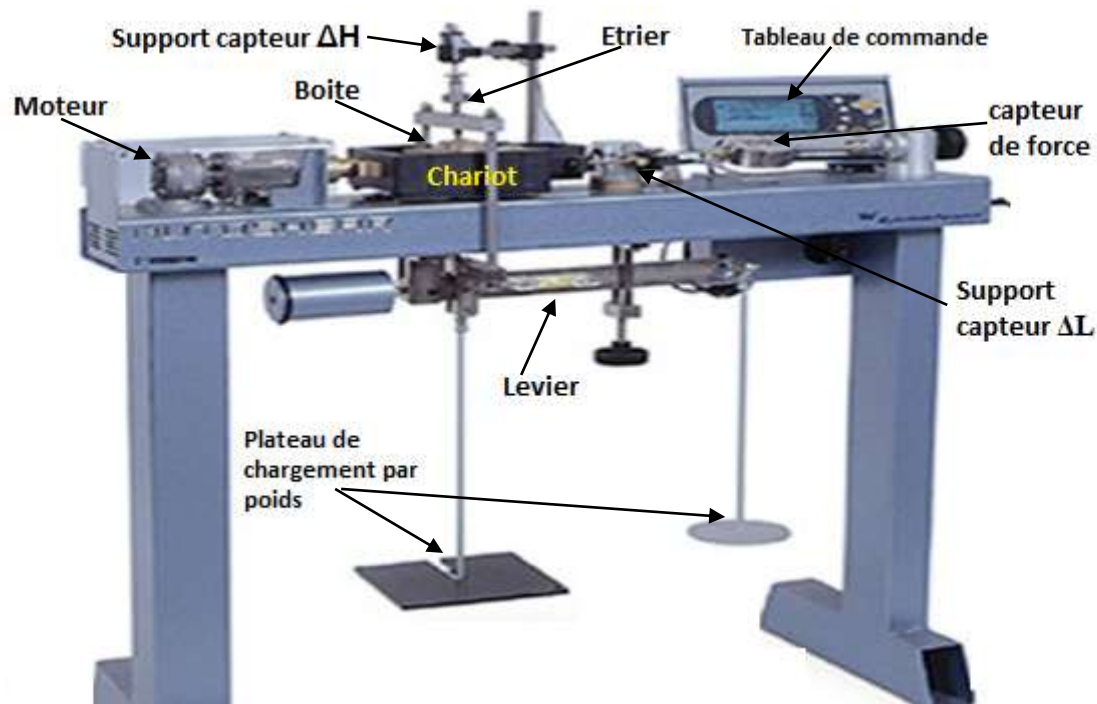


Figure 2.6- bâti de cisaillement.

2.3.1.3. Mode opératoire

La boîte est assemblée (figure 2.7) à l'aide des vis et munie de son fond. On place au-dessus de celui-ci une pierre poreuse et une plaque striée (stries vers le haut, au contact de l'échantillon, et orientées perpendiculairement à la direction de cisaillement). L'échantillon est ensuite mis en place en trois couches, par déversement, en tassant modérément chaque couche à l'aide de la dame en bois. L'échantillon fini doit mesurer environ 25 mm d'épaisseur. On place alors au-dessus de celui-ci la deuxième plaque striée (stries vers le bas, toujours au contact de l'échantillon, orientées perpendiculairement à la direction de cisaillement), puis la deuxième pierre poreuse, et enfin le couvercle (ou piston) qui servira à appliquer la charge verticale.

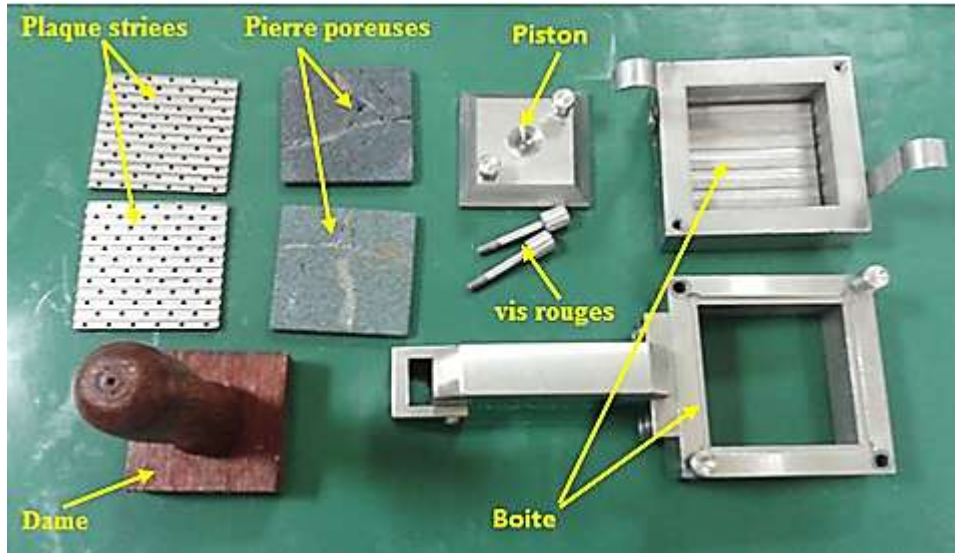


Figure 2.7- boîte de cisaillement et accessoires utilisée pour la fabrication des échantillons.

2.3.1.4. Préparation des échantillons

a. Sable renforcé par des nappes en fibre de verre

La figure 2.8 montre la disposition des nappes dans des échantillons renforcés. L'arrangement de une, deux couches de fibre ont été considérés pour les échantillons renforcés (1_SM et 2_SM) pour le type 1 et (1_WR et 2_WR) pour le type 2, tandis qu'un échantillon non renforcé (0_R) a également été testé pour fournir une base de comparaison et l'évaluation des effets de renforcement sur le comportement du sol. Les échantillons de sable ont été préparés avec une densité relative ($D_r = 85\%$) et soumis à des contraintes verticales variables ($\sigma_N = 100, 200$ et 300 kPa). Tous les essais ont été cisailés à une vitesse de 1 mm/minute. Les contraintes de cisaillement (τ) ont été enregistrées en fonction de déplacement horizontal (ε_h).

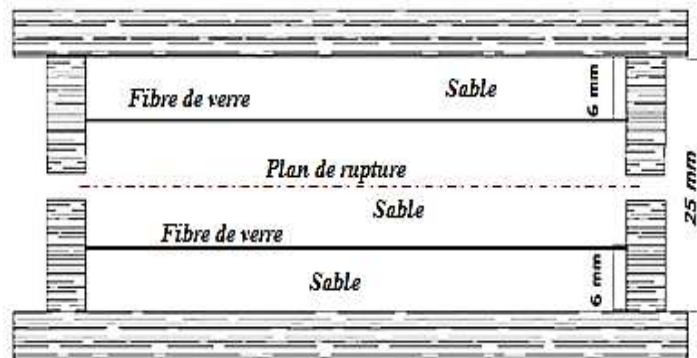


Figure 2.8- Disposition des nappes en fibre de verre dans l'échantillon.

b. Sable renforcé par des fils de fibre de verre

Une série d'essais de cisaillement direct a été menée pour étudier les paramètres qui influent sur le comportement au cisaillement des sables renforcés par des fibres de verre réparties de façon aléatoire dans le sol. Le programme expérimental consiste à préparer des échantillons de sable sec non renforcés et renforcés par des fibres de verre dont les teneurs en fibre varient de : 0.2%, 0.4% et 0.6%. Le mélange composite (sable + fibres de verre) et sa mise en place dans la boîte est illustré dans la figure 2.9.

La concentration moyenne des fibres est déterminée selon la relation 2.1:

$$w_{RC} = \frac{W_{RC}}{W_s} \times 100(\%) \quad 2.1$$

Où, W_f est le poids de la fibre, et W_s est le poids du sable sec.

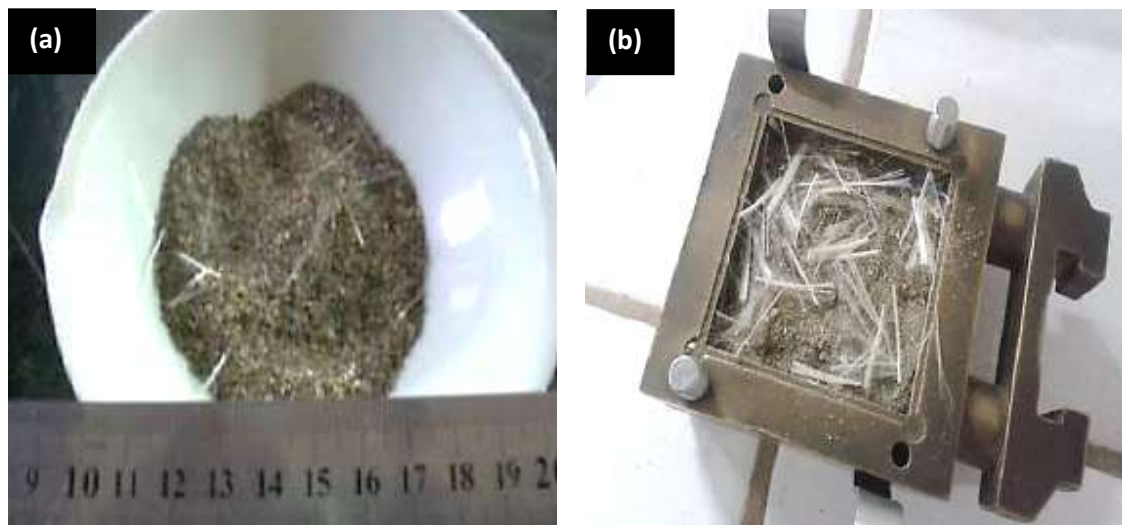


Figure 2.9- Arrangement des fibres de verres dans l'échantillon.

c. Sable renforcé par des fils de fibre de verre et traité par des résidus de clinker

Dans les études précédentes, les sols ont également été stabilisés par d'autres matériaux chimiques tels que la chaux, la cendre volante, le ciment, les laitiers des hauts fourneaux (Schnaid et al., 2001; Haeri et al., 2005; Hamidi et Haeri, 2008; Haeri et Hamidi, 2009; Consoli et al., 1998, 1999, 2004, 2005, 2009, 2013; Hamidi et al., 2013). Cependant, aucune de ces études n'a montré que les résidus de clinker (poussière étalée en surface après cuisson du calcaire à la sortie des hauts fourneaux) a contribué dans l'amélioration du comportement mécanique des sols renforcés par résidu de clinker ; ce qui montre l'enjeu principal de nos objectifs assigné à cette étude.

Pour la préparation des échantillons nous avons utilisés la méthode de damage humide avec un teneur en eau égale à 1.5%, en ajoutant des résidus de Clinker à des teneurs différentes (c'est-à-dire, 1, 3 et 5% en poids) et des fibres de verre. L'examen visuel des échantillons analysés a prouvé que les mélanges étaient d'une uniformité satisfaisante. Les spécimens ont été compactés en trois couches dans un moule de dimension 60 × 60 mm en plan et 25 mm de hauteur et une densité relative $D_r = 50\%$. Les moules ont été placées dans une chambre humide soumises à une température de 25 ± 2 °C pendant sept jours avant l'essai (figure 2.10). La concentration moyenne du résidu de clinker (w_{RC}) ajoutée dans les mélanges composites est définie par l'équation (2.2):

$$w_{RC} = \frac{W_{RC}}{W_s} \times 100(\%) \quad 2.2$$

Avec, W_{RC} est le poids des résidus de clinker, et W_s est le poids du sable sec.

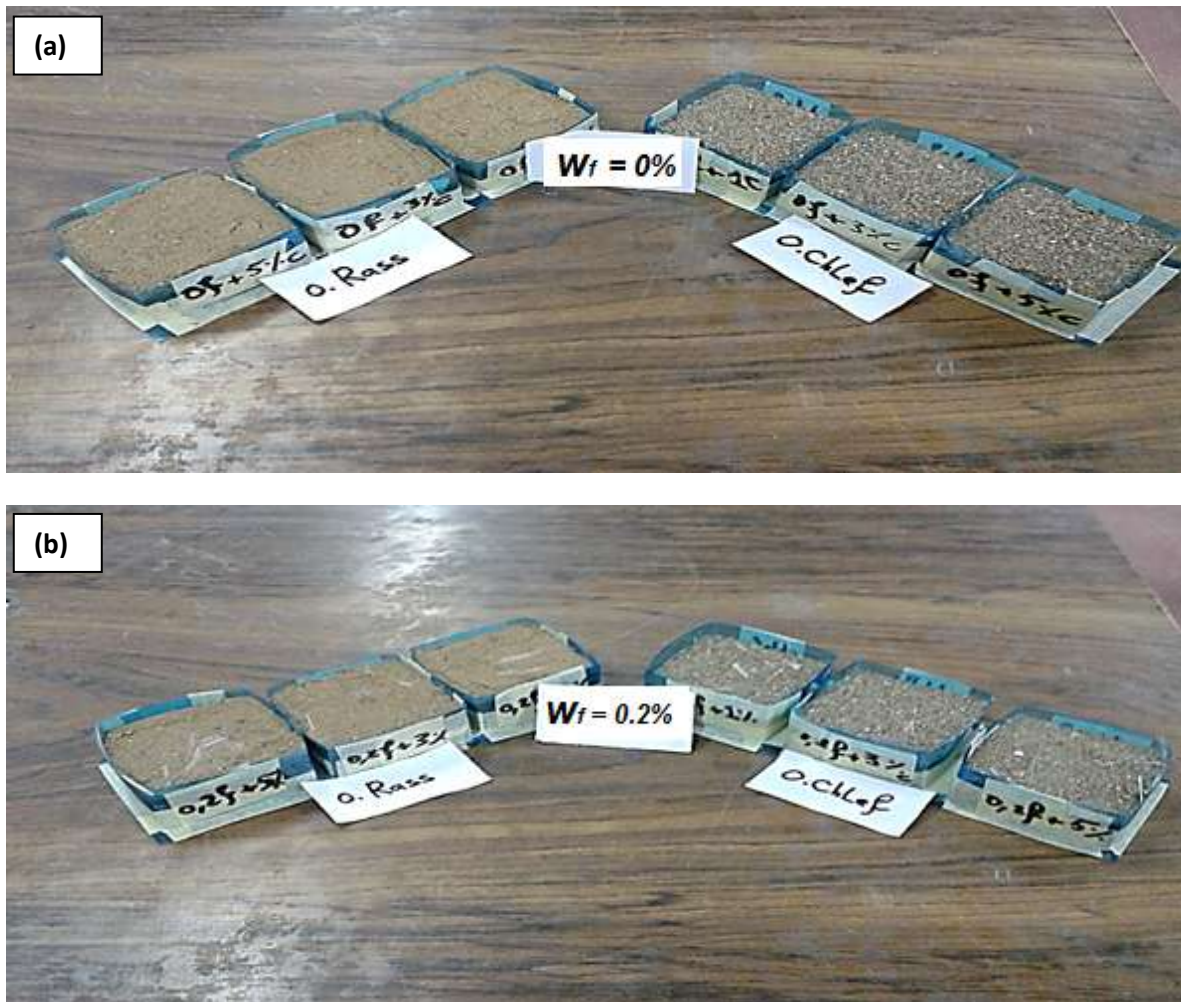


Figure 2.10- Images des échantillons des sables de Chlef et Rass traité par le résidu du clinker pour : (a). non renforcé et, (b). Renforcé avec 0.2% de fibre de verre

2.3.1.5. Application du chargement et cisaillement

Une fois que les poids correspondant à la charge N à appliquer sont placés sur le plateau, libérer le levier et noter le tassement de l'échantillon jusque à la stabilisation (pour un sable la partie de consolidation est très rapide). Pour le cisaillement, on retire les vis de solidarisation des demi-boîtes (vis rouges) et démarrer le moteur commandant le déplacement du chariot, à une vitesse de cisaillement constante pour tous les essais ($v = 1 \text{ mm/min}$), identique pour une même série d'essais correspondant à différentes valeurs de N . on effectuait les lectures de T et éventuellement ΔH en fonction de ΔL . On arrête l'essai quand ΔL atteint 15mm.

2.3.1.6. Expression des résultats

Pour chaque essai, la contrainte normale effective sur le plan de rupture est $\sigma = N/A$. La contrainte de cisaillement est $\tau = T/A$. On néglige les effets du frottement des demi-boîtes l'une sur l'autre, du sol sur les demi-boîtes et on détermine la variation de la section cisailée au cours de l'essai par la formule suivante Eq (2.3):

$$A_{cr(i)} = A_0 - \Delta L_{(i)} \quad 2.3$$

Sachant que :

- $A_{cr(i)}$ la section cisailée au cours de l'essai
- A_0 la section initiale de la boîte 60 cm²
- $\Delta L_{(i)}$ le déplacement horizontal au cours de l'essai

Suivant l'état de densité initiale des échantillons, on obtient deux types de courbes (figure 2.11) :

- Pour un sable initialement dense, la courbe d'évolution de τ présente un pic. La valeur $\tau_{f,p}$ correspondante est en général prise comme valeur de t à la rupture. Puis tend à se stabiliser. Un pallié peut être atteint pour des déplacements horizontaux importants (rarement observé dans les essais de cisaillement direct). Ceci définit une contrainte à la rupture $\tau_{f,f}$ dite à l'état final. La courbe d'évolution de ΔH , après une phase initiale de contractance ($\Delta H < 0$, tassement de l'échantillon), montre de la dilatance (expansion verticale de l'échantillon).

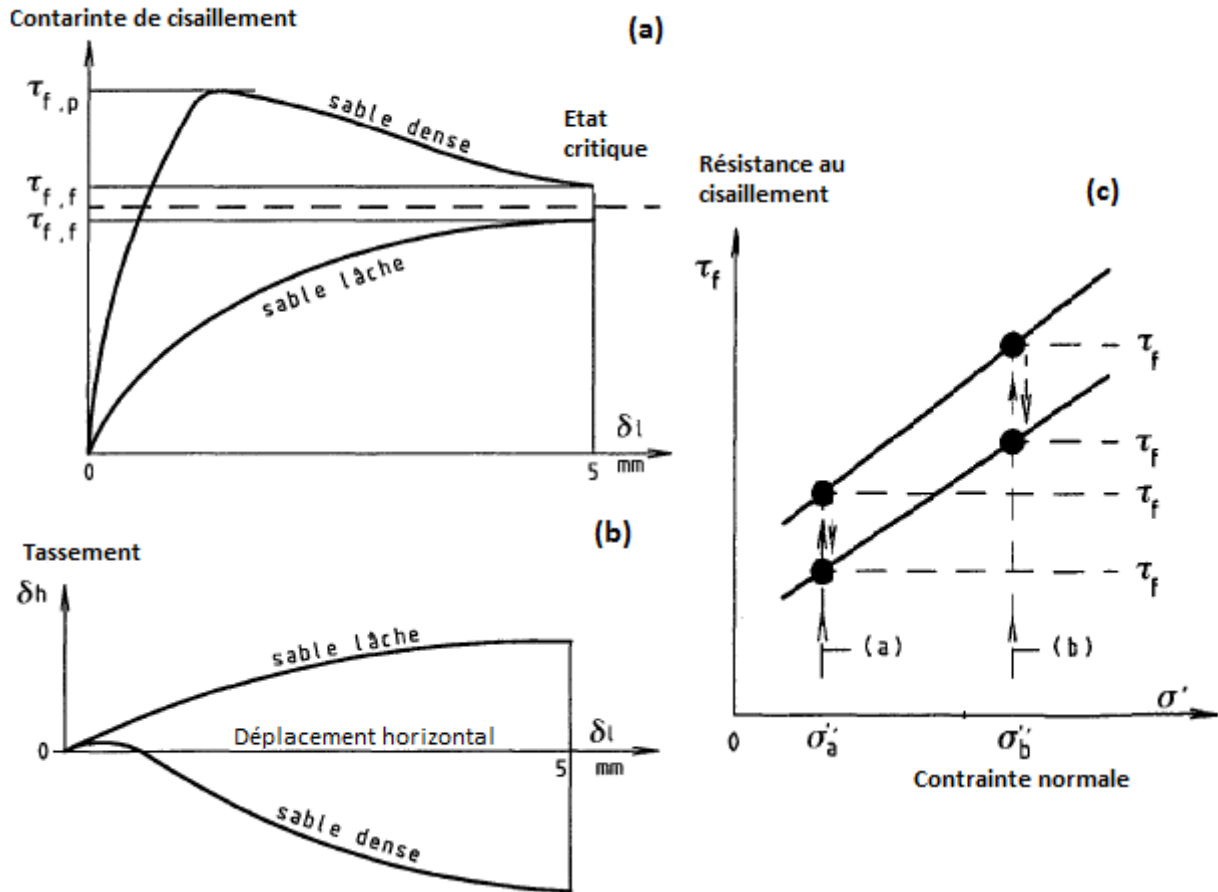


Figure 2.11- Courbes d'essai de cisaillement sur des matériaux sableux (NF P94-71-1), (a). Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b). Courbe de tassement en fonction du déplacement dans le plan de cisaillement et (c). Paramètres de résistance au cisaillement pour un critère de rupture défini.

- Pour un sable initialement lâche, la courbe d'évolution de t croît continuellement vers un palier. La valeur $\tau_{f,f}$ correspondante est alors prise comme valeur de t à la rupture, si elle correspond à un $\Delta L < 5$ mm. Sinon, c'est la valeur de t correspondant à $\Delta L = 5$ mm qui est prise comme valeur à la rupture. La courbe d'évolution de ΔH est toujours contractante ($\Delta H < 0$, tassement de l'échantillon).

2.3.2. Essais monotones à l'appareil triaxial

2.3.2.1. Principe de l'essai

L'essai triaxial est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols. Il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage et de charge (Figure 2.12). Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta U = 0$) et

des essais non drainés ($\Delta U \neq 0$) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée).

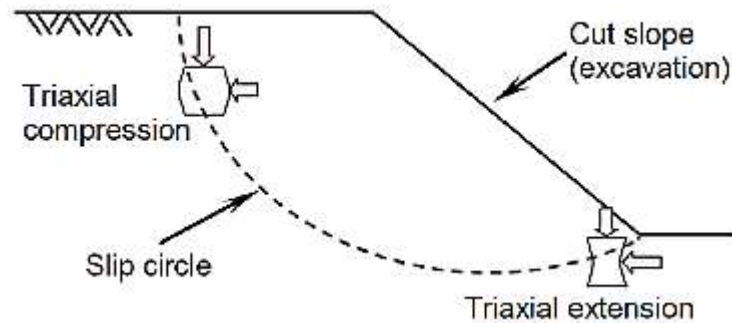


Figure 2.12- Exemples des différentes applications de l'essai Triaxial : (stabilité des pentes)

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique isolée dans une membrane étanche et placé dans une cellule, soumise à une contrainte latérale isotrope σ_3 par l'intermédiaire du fluide (eau désaérée et déminéralisée) existant dans la cellule qui est mis en pression. Un piston sert à appliquer progressivement un accroissement de contrainte axiale σ_1 , jusqu'à la rupture. Outre le chemin de contrainte le plus classique, l'essai triaxial permet de réaliser des chemins de contraintes plus spécifiques comme par exemple des chemins à rapport de contraintes η constant, à contrainte moyenne totale p constante ou encore à contrainte principale majeure σ_1 constante. La figure 2.13 montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sable lâche et dense en conditions drainée et non drainée.

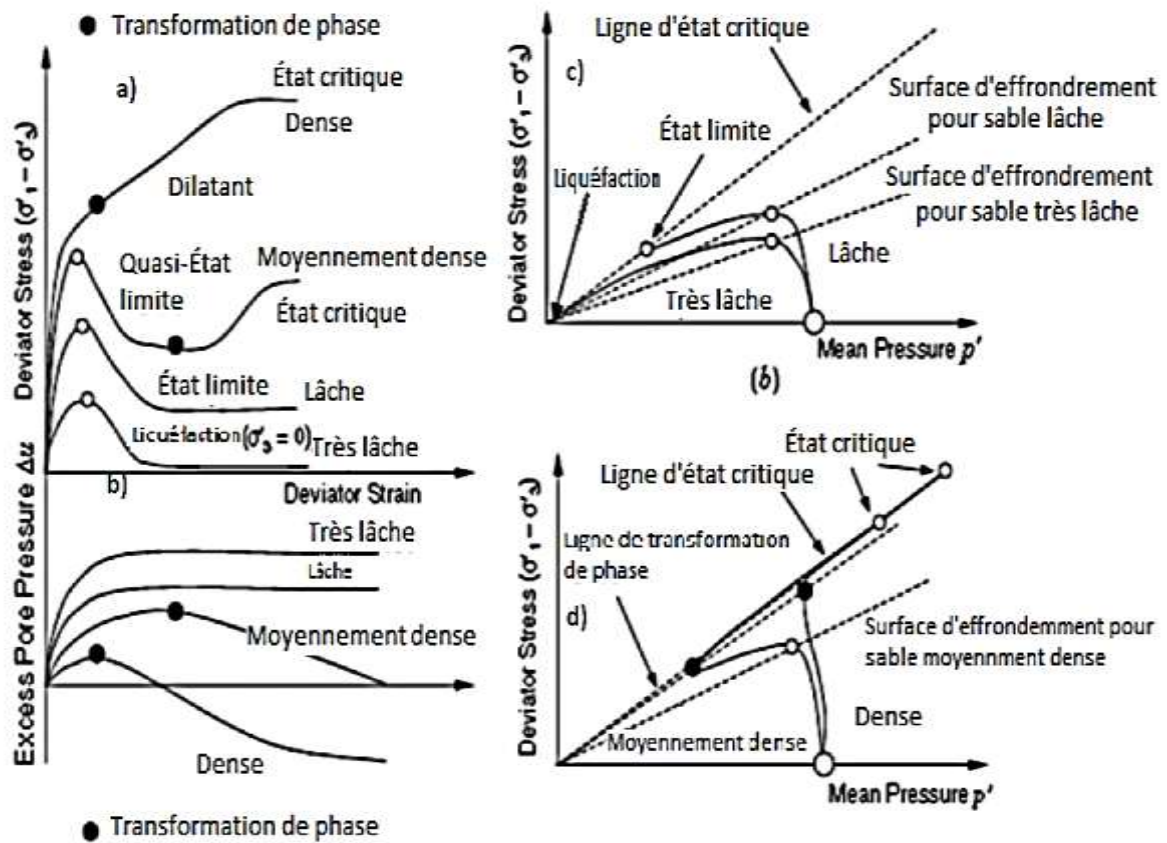


Figure 2.13- Résultats typiques d'essais triaxiaux.

2.3.2.2. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental que nous avons utilisé existant au niveau du laboratoire de génie civil et géo environnement (LGCgE) à Lille France, est présenté schématiquement dans la figure 2.14. Il comprend une cellule triaxiale et son instrumentation, un dispositif d'application d'une force axiale sur le piston de la cellule (presse), et un dispositif de mise en pression de la cellule (contrôleur digital pression-volume) et des capteurs permettant la mesure du déplacement du piston et de la force axiale et un système d'acquisition piloté par un ordinateur PC.

a. La presse

La presse utilisée est de type électromécanique à vis (TRITECH- SOLS MESURES) utilisée généralement dans la détermination des caractéristiques mécaniques des sols. Sa capacité maximale est de 50 kN peut être contrôlée manuellement à l'aide d'un tableau de commande digital ou par ordinateur (figure 2.15.a). Elle est constituée essentiellement d'un plateau

inférieur qui est fabriqué en acier inoxydable, d'une cellule triaxiale, d'un anneau dynamométrique, d'une cellule de charge et d'une cellule de charge submersible logées dans la cellule triaxiale.

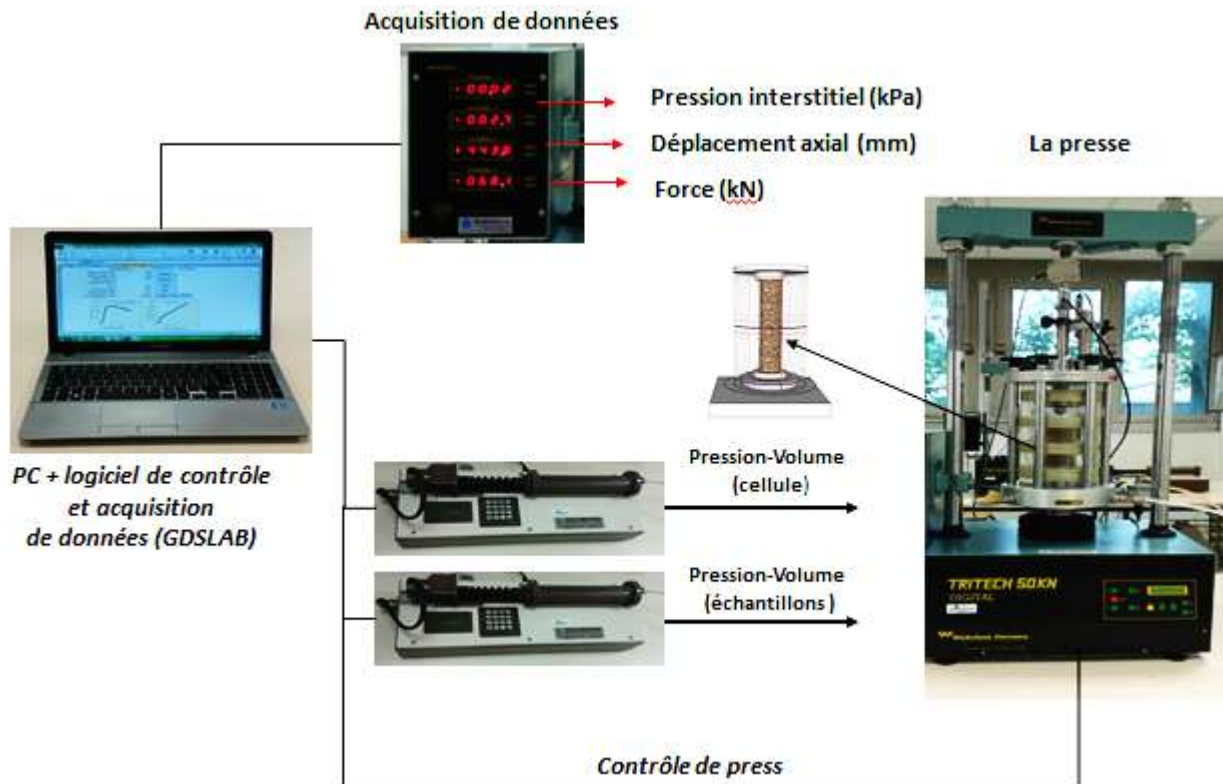


Figure 2.14- Dispositif expérimental de l'appareil Triaxial.

b. La cellule triaxiale

La cellule triaxiale est constituée d'une chambre cylindrique et d'un socle, les deux parties sont assemblées à l'aide de cinq tirants se logeant dans cinq colonnes et se vissant dans le socle. Les parois de la chambre sont en Plexiglas ce qui permet de suivre visuellement la déformation de l'échantillon au cours de l'essai. La pression maximale que peut supporter la cellule est de 3500 kPa. La cellule communique avec l'extérieur par l'intermédiaire d'un conduit percé dans le socle. Le remplissage de la cellule et la saturation de l'échantillon sont réalisés à l'aide d'un réservoir en plexiglas contenant de l'eau déminéralisée et désaérée grâce à une pompe à vide. Les embases sont deux plaques circulaires en aluminium (Figure 2.15.b). Leur diamètre est supérieur à celui de l'échantillon. Ce dernier est équipé d'une pastille en bronze fritté et relié par un tube en plastique souple à des conduits ménagés dans le socle et ouverts à l'extérieur. La charge axiale est appliquée à l'embase supérieure à l'aide d'un piston de charge en acier inoxydable. Ce piston est relié à la traverse de la presse par une rotule à bille.

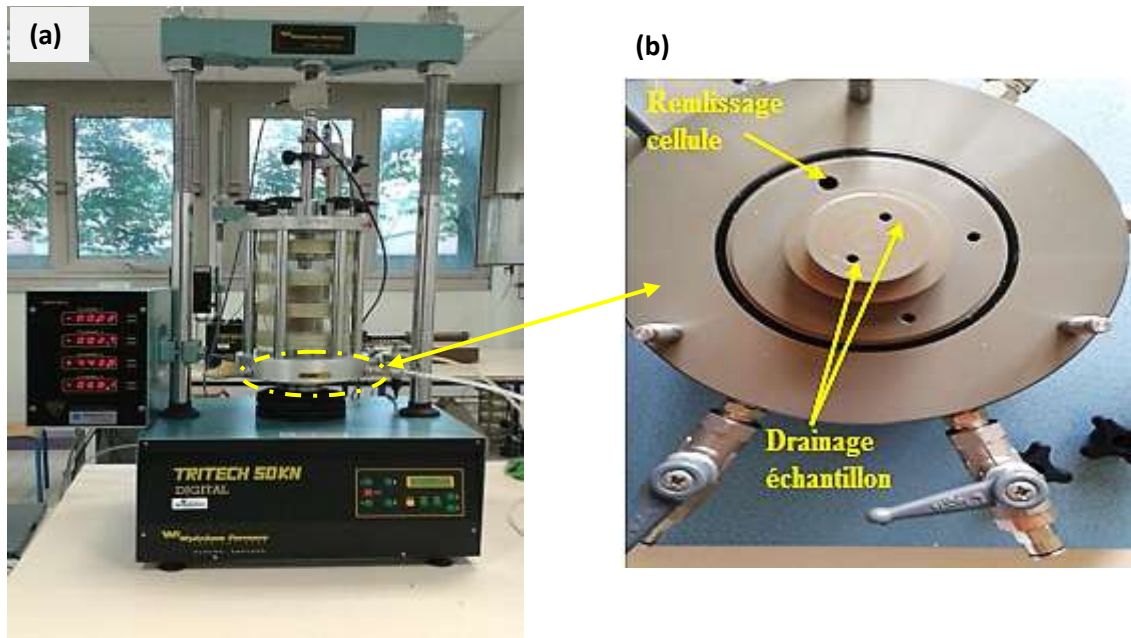


Figure 2.15- (a). Presse triaxiale (b). Embase inférieure.

c. Le moule de fabrication des échantillons

Le moule est composé de trois coquilles semi-cylindriques (Figure 2.16.a). Les trois coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une de l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. La figure 2.16.b montre une manchette (membrane) d'essai permettant d'assurer une étanchéité de l'échantillon (échantillon-eau) et les différents accessoires utilisés pour la fabrication des échantillons.

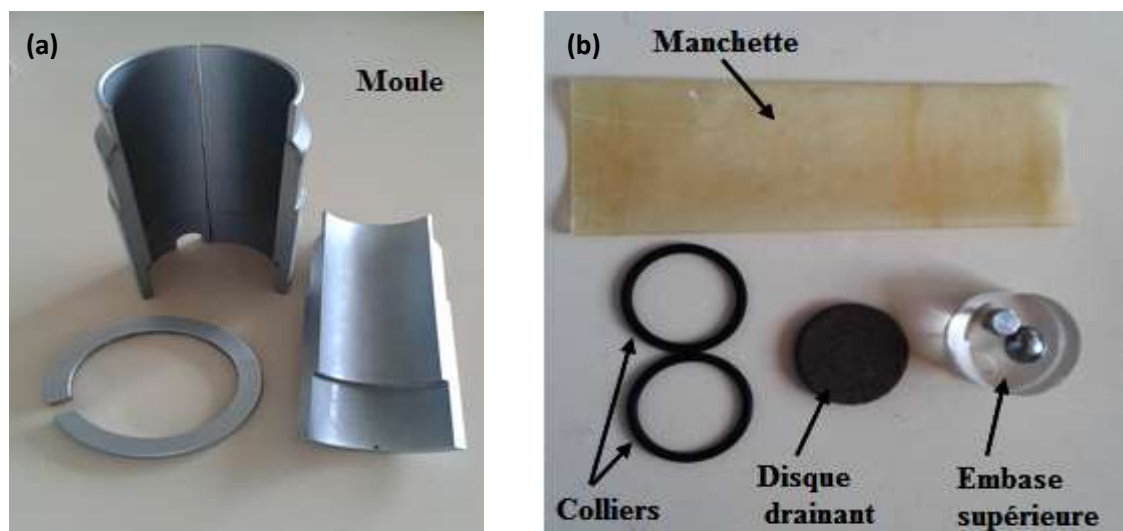


Figure 2.16- Moule et accessoires utilisés pour la fabrication de l'échantillon.

d. Contrôleurs de pression et de volume (GDS)

Au cours d'un essai triaxial, on mesure les variations de volume de l'échantillon, la pression interstitielle, la variation de la force axiale et du déplacement axial. Les mesures des variations de volume de l'échantillon et application des pressions sont généralement basées sur la mesure du volume d'eau échangée avec l'échantillon saturé. La mesure des variations de volume de l'échantillon et la mise en pression de la cellule sont effectuées à l'aide de deux contrôleurs de pression et de volume (GDS). Il s'agit d'une pompe hydraulique contrôlée par un microprocesseur (Menzies, 1988). Ce contrôleur permet de régler et de mesurer la pression et la variation de volume d'un fluide. Le contrôleur de pression et de volume (GDS) est présenté schématiquement dans la figure 2.17. Il est constitué d'un cylindre dans lequel l'eau désaérée est mise en pression et déplacée par un piston coulissant dans ce cylindre.

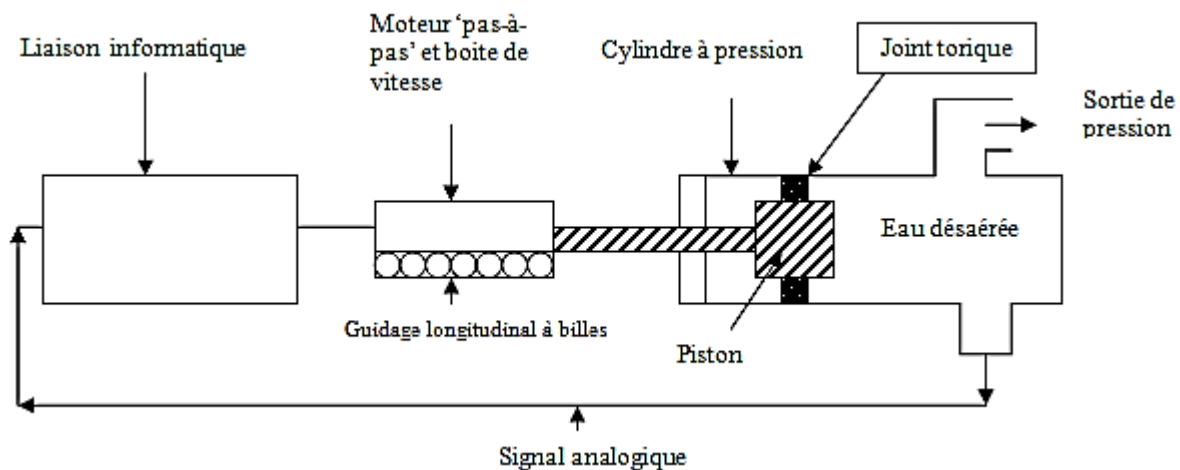


Figure 2.17- Présentation schématique d'un contrôleur GDS (Menzies, 1988).

e. Acquisition des données

La chaîne d'acquisition est constituée d'un micro-ordinateur compatible PC relié à une centrale d'acquisition. Ce dernier reçoit des signaux des capteurs de force et de déplacement. Le PC est également relié directement aux contrôleurs GDS et à la presse. Ce dispositif permet de mesurer la variation de la force axiale, la variation de la hauteur et de volume de l'échantillon, la pression interstitielle, et la pression de confinement dans la cellule.

2.3.2.3. Préparation de l'échantillon et mode opératoire

Le but principal de cette étude expérimentale a été mené afin d'élucider la façon dont la fibre de verre affecte les paramètres de résistance au pic drainée et non drainée et résiduelle représentant le comportement mécanique et le comportement à la liquéfaction des mélanges

(sable- fibre). Les essais ont été réalisés sur deux types de sables prélevés sur les berges des deux Oueds Chlef et Rass. Les mélanges sables –fibres ont été préparés à différents pourcentages en fibres variant entre 0% et 0.6%. Le poids de chaque mélange est calculé selon l'état de densité considéré ($D_r = 25\%$ pour l'état lâche et $D_r = 50\%$ pour l'état moyennement dense).

Les fibres préparés et coupés en petits morceaux (15 mm), ont été mélangées manuellement de manière aléatoire dans le sable mis dans un récipient jusqu'à ce que toutes les fibres soient réparties d'une manière uniforme et homogène dans le sable.

a. Mode de déposition des matériaux

✓ Etat de densité : lâche ($D_r = 25\%$)

Pour la fabrication des échantillons lâches nous avons utilisées la méthode de déversement à sec (DS). Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur de chute (figure 2.18) qui est dans notre cas quasi nulle.

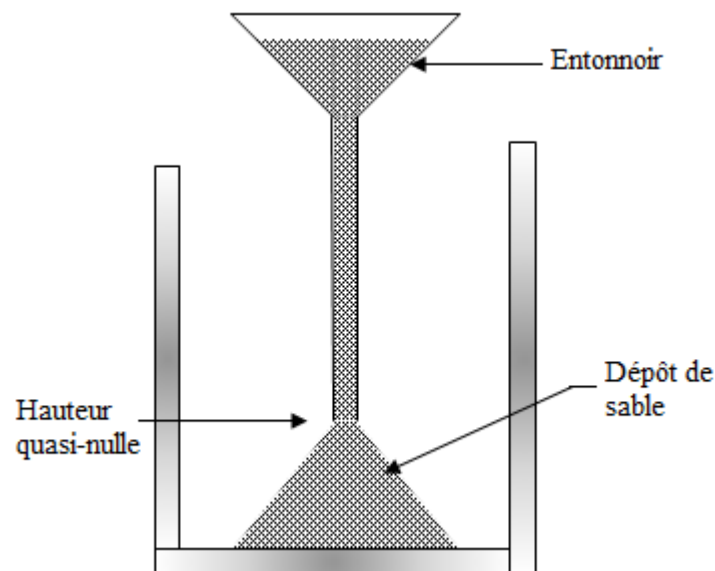


Figure 2.18- Préparation par déversement à sec.

✓ Etat de densité : moyennement dense ($D_r = 50\%$)

Nos matériaux ont été préparés selon la technique de Ladd (1978) qui consiste à préparer l'échantillon des mélanges sable-fibres en sept couches successives en utilisant la sous compaction et ceci dans le but d'atteindre des densités uniformes. Dans ce cas nous avons utilisés la méthode de déposition à sec qui permet de verser les mélanges à partir d'un cône dans le moule en respectant l'état de densité fixé (figure 2.19). Le concept de la sous

compaction préconisée par Ladd (1978) et modifié par Chan (1985), est basé sur le fait que les couches successives sont placées sans sous compaction c'est-à-dire que le compactage de chaque couche peut densifier celle en dessous, et recommande une variation de densité relative de 1% entre les deux couches. Les dimensions des échantillons sont respectivement ($H= 100$ mm, $\varnothing= 50$ mm). Pour n couches données, la valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme pourcentage de sous compaction U_n . Elle est donnée par la formule suivante :

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{nt - 1} \times (n - 1) \right] \quad 2.4$$

Le pourcentage moyen pour chaque couche est égal à :

$$\bar{U} = \frac{U_n}{n} \quad 2.5$$

La hauteur de chaque couche de sous compaction est donnée par :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad 2.6$$

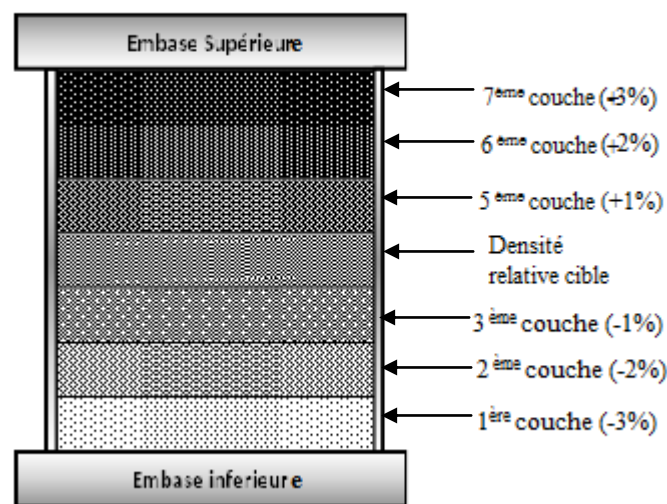


Figure 2.19- Préparation des échantillons par la méthode de sous compaction.

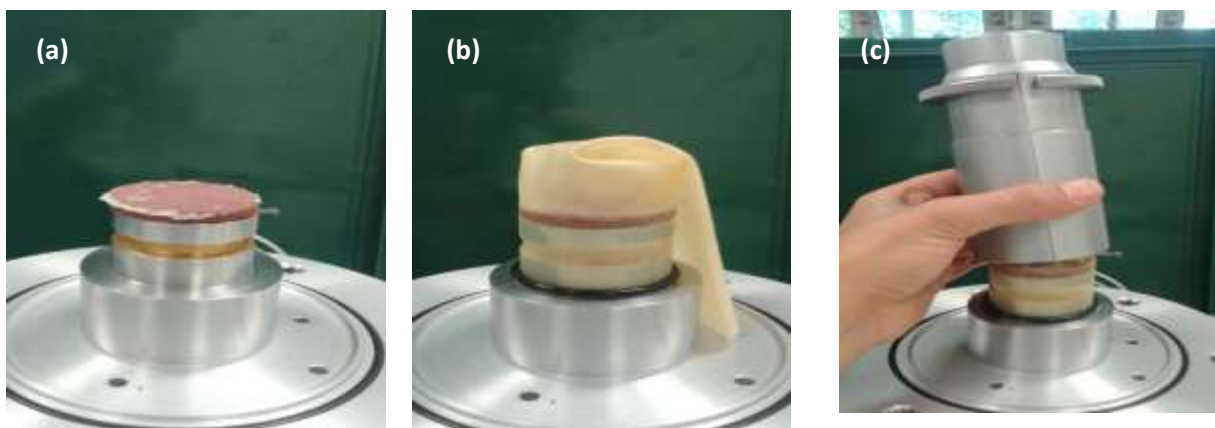
Avec :

- U_{ni} Pourcentage de sous compaction de la couche initiale
- U_{nt} Pourcentage de sous compaction de la couche finale (usuellement nulle)
- n Nombre de couche
- nt nombre total de couches
- ni première couche initiale
- h_i hauteur de la nième couche
- h_t hauteur totale de l'échantillon

Les différentes étapes de confection de l'échantillon sont énumérées comme suit (Figure 2.20):

- a) L'embase inférieure est munie d'un disque drainant, éventuellement protégé par un papier filtre.
- b) La manchette est ensuite fixée à l'aide d'un collier sur l'embase inférieure.
- c) Le moule scindé en trois parties est assemblé et posé sur l'embase inférieure. Au besoin, on peut plaquer la manchette sur les parois du moule par aspiration (pompe à vide) pour obtenir un échantillon droit.
- d) L'échantillon est ensuite préparé par déversement à sec à l'aide d'un cône (pour les échantillons lâche) et par la méthode de sou-compaction dans les échantillons moyennement dense. On peut densifier légèrement le sable (veiller à ne pas percer la manchette).
- e) Le disque drainant est munie, éventuellement protégé par un papier filtre.
- f) L'embase supérieure est placée ainsi que le collier (rabattre sur l'échantillon la manchette qui dépasserait éventuellement) et on applique une légère dépression (15 à 25 kPa) dans l'échantillon en actionnant la pompe à vide reliée au conduit de drainage de l'échantillon sur l'embase inférieure.
- g) Le moule est retiré avec précaution. Dans les opérations suivantes de montage de la cellule, on veillera à ne pas perturber l'échantillon. En particulier, maintenir la dépression à l'intérieur de celui-ci jusqu'à l'application de la pression de confinement.

NB : Une fois nos échantillons mis en place dans la cellule, nous devons procéder à la saturation et à la consolidation avant de passer à l'étape de cisaillement.



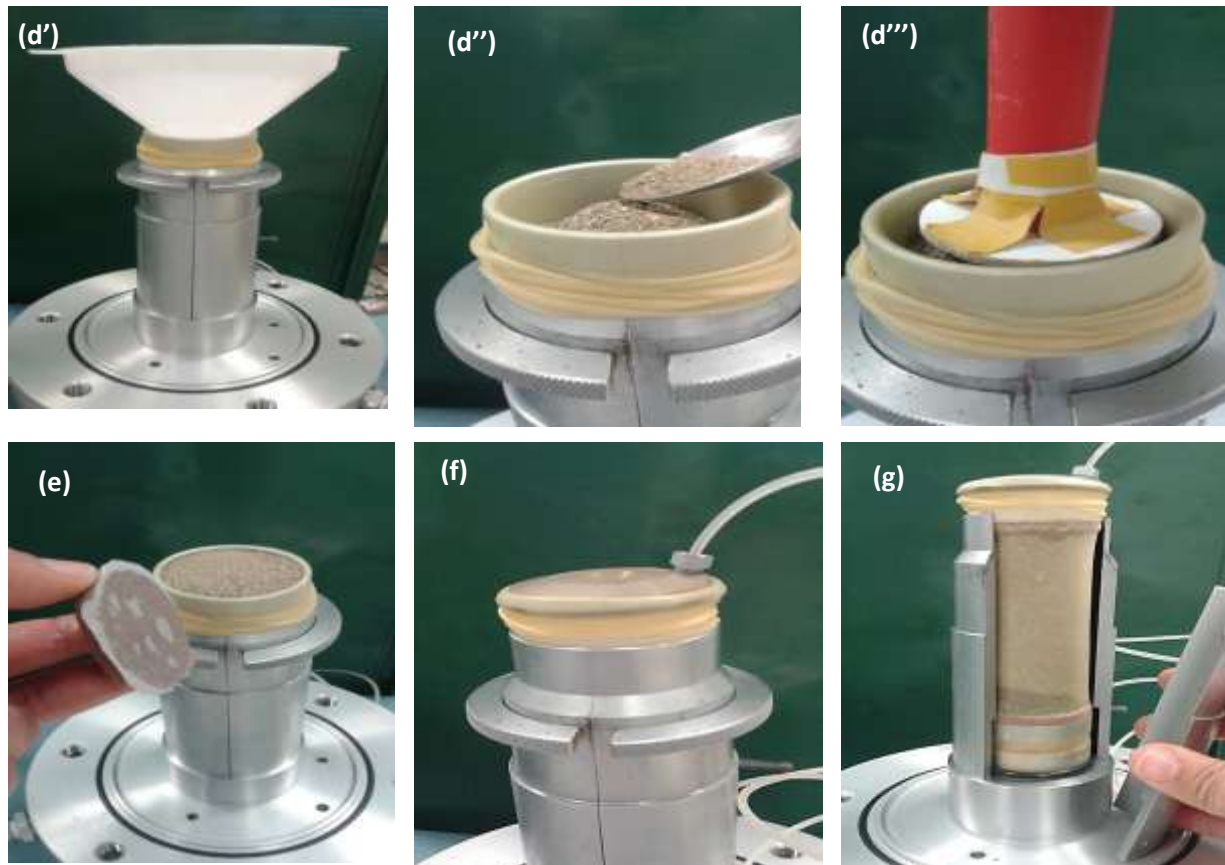


Figure 2.20- Différentes étapes pour la fabrication de l'échantillon.

b. Saturation

On rappelle que la saturation d'un échantillon dans une phase expérimentale et plus particulièrement lors d'un essai triaxial revêt une importance primordiale. Généralement, on assure une bonne saturation des échantillons par la technique du gaz carbonique (CO_2) initiée par Lade et Duncan (1973). Cette technique consiste essentiellement à dissoudre les bulles d'air contenu dans le sol composite (sable – fibre) et de les remplacer par une eau déminéralisée. L'état de saturation se fait avant la phase de consolidation des échantillons et mesuré par le paramètre de *SKEMPTON* « *B* ». Dans tous les cas de nos essais réalisés, nous avons enregistré des valeurs « *B* » supérieurs à 0,97.

c. Consolidation et cisaillement

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une augmentation dans la cellule triaxiale par le contrôleur le (GDS1) pression/volume et le contrôleur GDS2 à l'intérieur de l'échantillon. La contre pression exercée par le contrôleur (GDS2) d'une valeur de 100 kPa, permet de réduire les micro-bulles d'air de gaz se trouvant entre les interstices confinées entre les particules de grains solides et les fibres de verre. Les échantillons ont été

consolidés isotropiquement à trois niveaux de contraintes moyennes efficaces de 100, 200 et 300 kPa, puis soumis à une charge triaxiale de compression monotone (drainée et non drainée) avec une vitesse de déformation constante (0.5 mm/min pour les essais non drainé et 0.1 mm/min pour les essais drainé).

Après avoir assuré le contact entre le piston de charge et l'embase supérieure, on lance le programme d'asservissement et assurer un suivi de lectures des résultats répertoriés dans le programme d'acquisition. Ce programme permet d'imposer durant l'essai une vitesse de descente du piston de charge, de maintenir la contre-pression et la pression dans la cellule, et de mesurer les variations de la hauteur de l'échantillon ΔH , de la force axiale F , la pression interstitielle ΔU et du volume de l'échantillon ΔV . A partir de ces mesures et des caractéristiques initiales de l'échantillon (H_0 , V_0), les variables caractérisant l'évolution de l'échantillon sont calculées par les relations suivantes :

- Déviateur de contrainte, $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- Contrainte moyenne totale, $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
- ΔU : surpression interstitielle,
- Contrainte moyenne effective, $p' = p - \Delta U$
- Déformation axiale, ε_1 ou ε_a
- Déformation volumique, $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$

Le programme permet de visualiser sur l'écran l'évolution de différentes courbes ajustées au cours de l'essai (Figure 2.21). Il permet de stocker les données tous les 30 secondes au cours de l'essai. Les essais sont menés jusqu'à 15 % de déformation axiale. A la fin de l'essai, on fait descendre l'embase inférieure à partir du vérin de la chambre basse de la presse triaxiale et on diminue la pression dans la cellule jusqu'à atteindre la pression nulle (zéro kPa). On vide la cellule. Enfin, on retire les joints de serrage, on enlève le sable et on nettoie les embases.

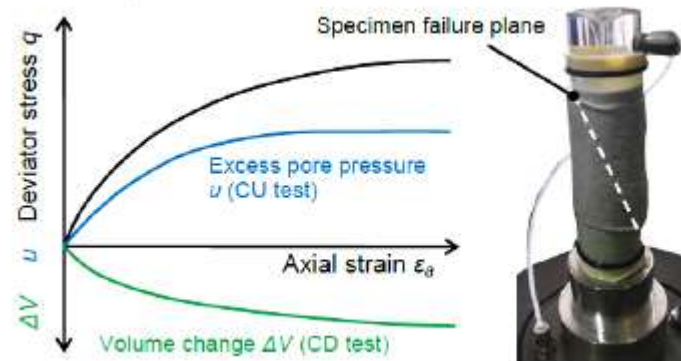


Figure 2.21- Réponse mécanique en condition drainé (CD) et non drainé (CU).

2.4. Répétabilité des essais

Avant toute étude expérimentale, il est nécessaire de réaliser une étude de répétabilité des essais. Cette dernière a pour but de vérifier les paramètres qui peuvent influencer sur les essais tels que la température, le matériau et les instruments utilisés, et notamment la procédure suivie par l'expérimentateur. La fiabilité des résultats expérimentaux dépend alors essentiellement de la bonne répétabilité des résultats.

A cet effet, et afin de collecter de résultats issues de notre appareillage utilisé (essai de cisaillement direct et essai triaxiale), nous avons procédé à des tests de répétabilité avec des matériaux provenant de la région de Chlef (Algérie) en l'occurrence le sable de Oued Chlef.

2.4.1. Appareil de la boîte de Cisaillement

Pour tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais sur le sable de Chlef à une contrainte normale de 200 kPa et à une densité relative moyen égale à 50%. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.22. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

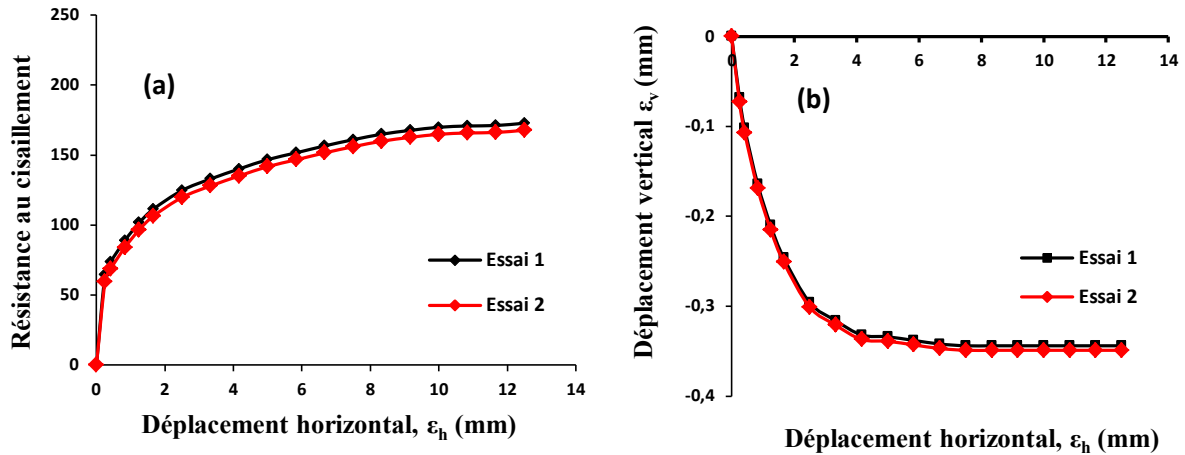
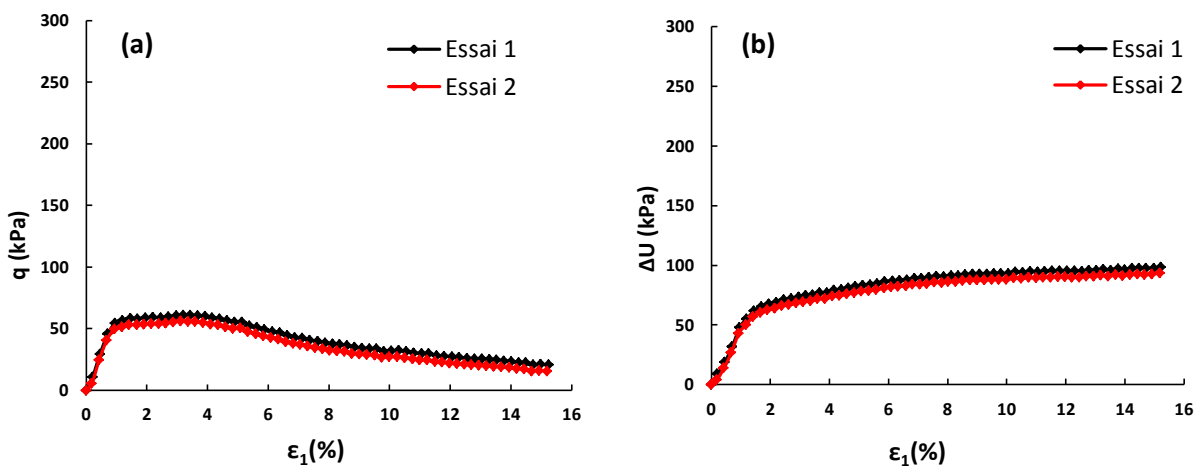


Figure 2.22- Essais de répétabilité sur le sable de Chlef ($D_r = 50\%$, $\sigma_N = 200$ kPa)
 (a) - Evolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal.
 (b) - Evolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontale.

2.4.2. Appareil triaxial

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais triaxiaux monotones de type non drainés sur le sable naturel d'Oued Chlef à une pression de confinement de 100 kPa et à une densité relative de $D_r = 25\%$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.23. On note aussi dans ce cas un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire présenté.



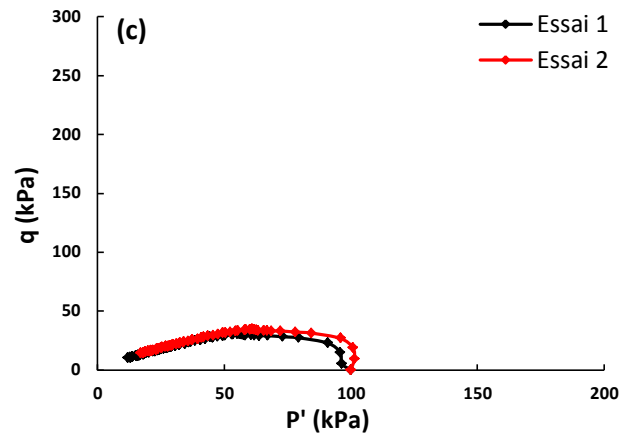


Figure 2.23- Essais de répétabilité monotones non drainés sur le sable de Chlef
(a) - Evolution du déviateur de contrainte
(b) – Evolution de la pression interstitielle
(c) - Chemin de contrainte q - p'

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté un appareillage adéquat à la réalisation des différents essais correspondants aux matériaux utilisés. Le dispositif expérimental utilisé dans le cadre de cette étude est composé de deux appareils distinctes à savoir; l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande et l'appareil triaxial statique.

Les matériaux utilisés dans cette étude représentant la clé principale de l'obtention des résultats qui seront présentés et interprétés dans les chapitres suivants. Ces matériaux, composés essentiellement de deux sables d'Oued Chlef et Rass, additionnées par des fibres de verre de différentes formes et par d'autres procédés de mesure en utilisant les résidus de clinker provenant de la cimenterie de Chlef. Le mode opératoire suivi a été élaboré d'après des recommandations de différents chercheurs, il permet de confectionner des échantillons homogènes et de réaliser des essais de bonne qualité. Enfin, des tests de répétabilité ont été réalisés afin de mieux appréhender la fiabilité de notre appareillage mis à notre disposition pour la suite de nos essais.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de la granulométrie, la densité relative et la contrainte verticale et les autres paramètres sur le comportement des sols renforcé et non renforcé par différents types de fibre de verre et de résidu du clinker.

Chapitre 3

*Influence de quelques
paramètres physiques
sur la résistance au
cisaillement*

3.1. Introduction

Ce chapitre présente une étude au laboratoire à partir de l'appareil de cisaillement direct effectué sur deux sables prélevés de la région de Chlef (sable d'Oued Chlef et sable d'Oued Rass) renforcés par trois types de fibre de verre. Une partie de ces échantillons a été traitée avec une teneur en résidu de clinker varie de 1% à 5% afin d'étudier l'influence des inclusions de ces matériaux sur le comportement mécanique des sols en terme de résistance au cisaillement, de déformation volumique, de cohésion et angle de frottement interne en fonction des sollicitations appliquées. L'objectif principal de cette étude consiste plus particulièrement en une recherche combinée de l'effet de différents paramètres essentiels à savoir : le type de renfort, le nombre de nappes de renfort, la teneur et la longueur de fibre et l'effet du résidu de clinker sur la résistance mécanique des mélanges.

3.2. Sols renforcés par nappes

3.2.1. Résistance au cisaillement: à l'état lâche

Les figures (3.1.a et 3.1.b) montrent l'évolution de la résistance au cisaillement τ (kPa) en fonction du déplacement horizontal ε_h (mm) réalisés sur des échantillons non renforcés et renforcés par différentes nappes en fibre de verre sous une contrainte normale constante $\sigma_N = 200$ kPa et une densité relative lâche : $D_r = 25\%$. Il en ressort de la figure 3.1 que la résistance du sable caractérisée par la contrainte de cisaillement augmente d'une manière significative avec le nombre croissant de nappes sous une contrainte normale constante pour les deux types de fibres de verre.

Cependant, les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons non renforcés, renforcés par une nappe et deux nappes de fibre de verre de type Standard Mat (SM) et soumis à une contrainte normale constante de: 200 kPa, ont enregistré les valeurs suivantes: 132.64, 164.82 et 224.85 kPa, respectivement (figure 3.1.a). En revanche, la figure 3.1.b, caractérise les mêmes observations que celles observées dans la figure 3.1a de la résistance au cisaillement réalisée sur des échantillons représentant la deuxième catégorie de fibres (Woven Roving) et les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons renforcés par une nappe et deux nappes de fibre de verre de type Woven Roving (WR), ont enregistré les valeurs suivantes: 191.16 et 244.83 kPa. On en déduit des valeurs enregistrées que le deuxième type de fibre de verre (Woven Roving) paraît plus rigide que le premier type (Standard Mat) du fait de l'écart de résistance élevée entre les deux types de fibres de verre utilisée.

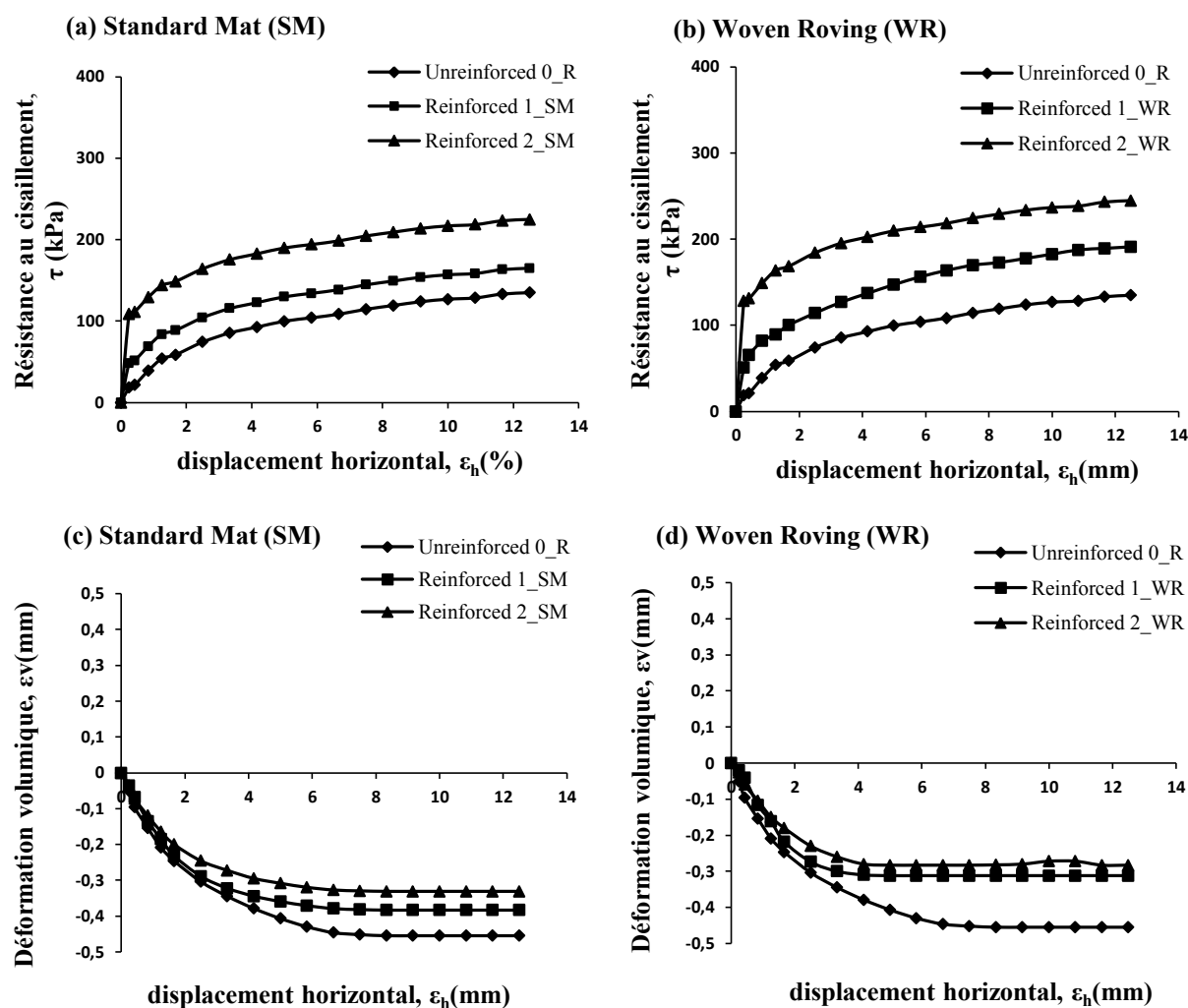
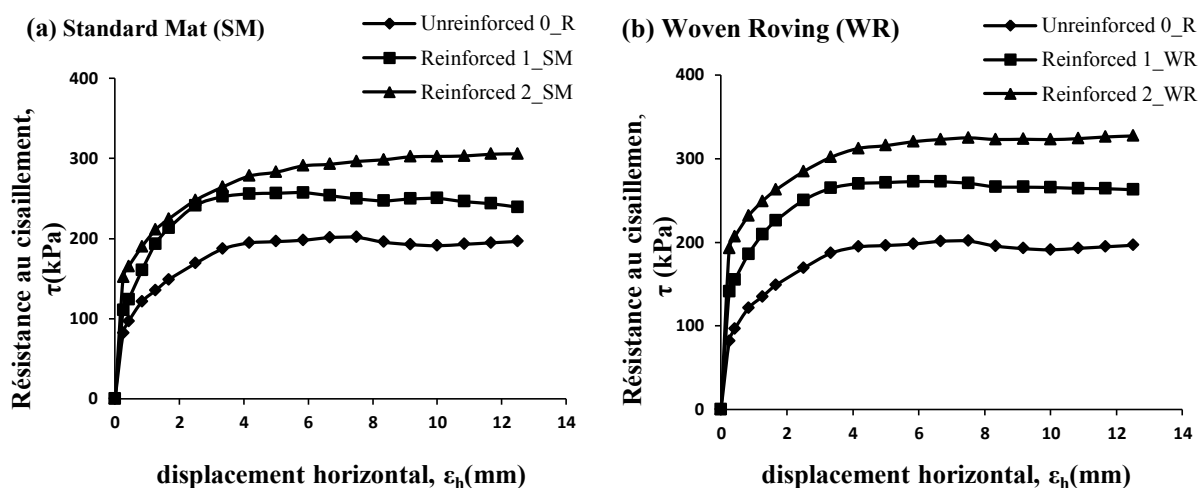


Figure 3.1- Variation de la résistance au cisaillement (a, b) et de la déformation volumique (c, d) en fonction du déplacement horizontal pour le sable de Chlef renforcé non et renforcé ($\sigma_N = 200\text{kPa}$, $D_r = 25\%$).

Les variations de la déformation volumique ϵ_v (mm) en fonction du déplacement horizontal ϵ_h (mm) effectué sur des échantillons non renforcés et renforcés sont présentées dans la figure 3.1.c pour le premier type (Standard Mat) et sur la figure 3.1.d pour le deuxième type de fibre de verre (Woven Roving). Il en ressort d'après les figures que les comportements des sols composites montrent une certaine rigidification lorsqu'on utilise deux types de fibres de verre. En effet, le premier type de fibre de verre (Standard Mat) montre une certaine contractance prolongée à 4% de déformation, présentant un palier horizontal jusqu'à 12 % de déformation (figure 3.1 c). Par contre le deuxième type de verre (Woven Roving), indique une tendance à une dilatance au-delà de 6% de déformation tout en observant le même comportement pour le sol renforcé par une seule nappe et deux nappes (figure 3.1.d).

3.2.2. Résistance au cisaillement: à l'état moyennement dense

La figure 3.2 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal $\varepsilon_h(mm)$ des échantillons moyennement dense ($Dr = 50\%$) renforcés et non renforcés par fibre de verre et soumis à une contrainte normale constante $\sigma_N = 200$ kPa. Nous pouvons constater sur la figure 3.2.a et 3.2.b que la résistance au cisaillement des échantillons renforcés augmente d'une manière significative avec un nombre croissant de nappes sous une contrainte normale constante pour les deux types de fibre de verre. Cependant, les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une nette augmentation passant de: 201 kPa pour les sols non renforcés à 257 et 306 kPa pour des échantillons renforcés avec une seule nappe et deux nappes de type Mat standard (figure 3.2.a), respectivement. Pour le deuxième type de fibre de verre (Woven Roving), les valeurs maximales de la résistance au cisaillement ont enregistré une nette augmentation passant de: 201 kPa pour les sols non renforcés à 273 et 327 kPa pour des échantillons renforcés avec une seule nappe et deux nappes (figure 3.2.a), respectivement. La variation de la déformation volumique $\varepsilon_v(\%)$ en fonction du déplacement horizontal $\varepsilon_h(mm)$ pour les échantillons non renforcés et renforcés sous une contrainte normale constante $\sigma_N = 200$ kPa et une densité relative moyenne $Dr = 50\%$ sont présentées dans les figures (3.2.c et 3.2.d). Des observations similaires ont été observées pour un état moyennement dense, mentionnant un début de contractance jusqu'à 4% de déformation horizontale pour les deux types de fibre de verre utilisées, puis un palier horizontale est observée jusqu'à 12% de déformation. Il est à noter que pour un sol moyennement dense ($Dr=50\%$), le comportement observé pour une nappe et deux nappes de type (Woven Roving) enregistre des valeurs différentes que celle observée dans le cas d'un sol à l'état lâche.



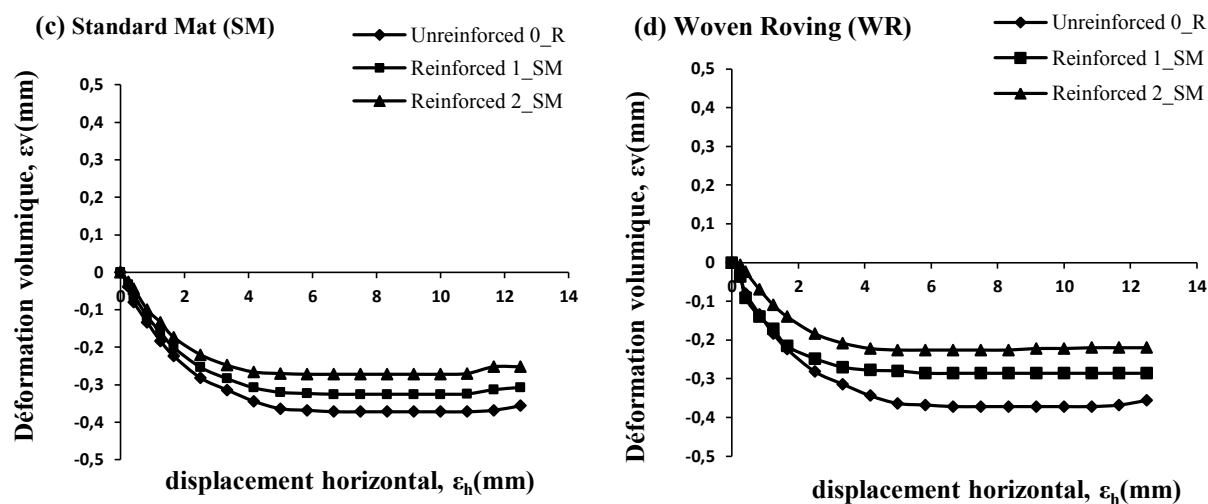


Figure 3.2- Variation de la résistance au cisaillement (a, b) et de la déformation volumique (c, d) en fonction du déplacement horizontal pour le sable de Chlef renforcé non et renforcé ($\sigma_N = 200\text{kPa}$, $Dr = 50\%$).

3.2.3. Effet de la densité relative et la contrainte normale sur la résistance au cisaillement maximale

La figure 3.3 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction du nombre de nappes de fibre de verre (N_p) et de la contrainte normale (σ_N) pour des échantillons préparés à l'état lâche et moyennement dense; renforcés avec des nappes de fibre de verre de type Standard Mat (figure 3.3.a) et des nappes de fibre de verre de type Woven Roving (figure 3.3.b). Il en ressort d'après les deux figures présentées que la résistance au cisaillement maximale augmente linéairement avec l'augmentation du nombre de nappes de fibre de verre et la contrainte normale pour les deux états de densité relative ($Dr = 25\%$ et 50%). Cependant, on note que les valeurs enregistrées avec les fibres de verre du type Woven Roving montrent de meilleures performances que ceux obtenus à partir de premier type de fibre de verre (Standard Mat).

Du point de vue densité relative, nous notons aussi que la résistance maximale au cisaillement reste influencée par une variation de la densité relative. À l'état lâche et sous une contrainte normale de 100 kPa , des échantillons non renforcés, renforcés par une nappe et deux nappes de fibre de verre de type Woven Roving (figure 3.3.b), sont caractérisés par les valeurs suivantes : $80,76\text{ kPa}$, $134,63\text{ kPa}$ et $157,16\text{ kPa}$, respectivement. En revanche, à un état moyennement dense, les valeurs de la résistance au cisaillement maximal sont les suivantes: $111,84\text{ kPa}$, $202,07\text{ kPa}$ et $235,87\text{ kPa}$, pour des échantillons non renforcés, renforcés par une seule nappe et deux nappes de fibre de verre de type Woven Roving (figure 3.3.b), respectivement. Ces résultats sont corroborés par les résultats accordés par Chen et al. (2014).

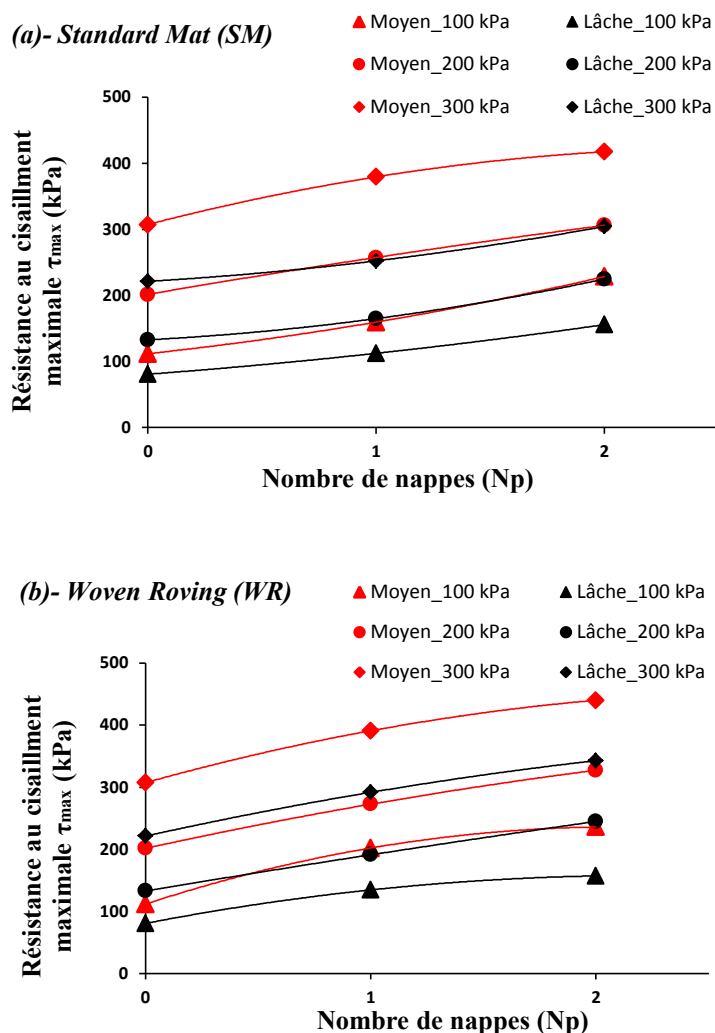


Figure 3.3- Évolution de la résistance au cisaillement avec le nombre des nappes et la contrainte normal pour l'état lâche et moyennement dense pour le sable non renforcé et renforcé avec: (a). Type de Standard Mat, (b). Type de Woven Roving.

3.2.4. Effet de type et de nombre de nappes sur les paramètres de résistance au cisaillement du sable

Les figures 3.4 et 3.5 indiquent les variations de la contrainte de cisaillement maximal τ_{max} (kPa) en fonction de la contrainte normale σ_N (kPa) pour le sable Chlef, à l'état lâche et moyennement dense non renforcé et renforcé avec la fibre de verre de type Standard Mat (figure 3.4) et la fibre de verre de type Woven Roving (figure 3.5). Il en ressort à partir des résultats obtenus des figures 3.4 et 3.5, une augmentation significative de la résistance au cisaillement maximal quand on passe d'un sable non renforcé à un sable renforcé et traduit une linéarité effective quand la contrainte normale augmente de 100 kPa à 300 kPa en prenant en considération les deux densités relatives (lâche et moyennement dense) ainsi que les deux types de fibre de verre. Il est à remarquer que le deuxième type de fibre de verre (Woven

Roving) est caractérisé par ses bonnes performances de résistance obtenue compte tenu de ses bonnes caractéristiques mécaniques de rigidité à la traction (2500 N) par rapport au premier type de fibre (Standard Mat).

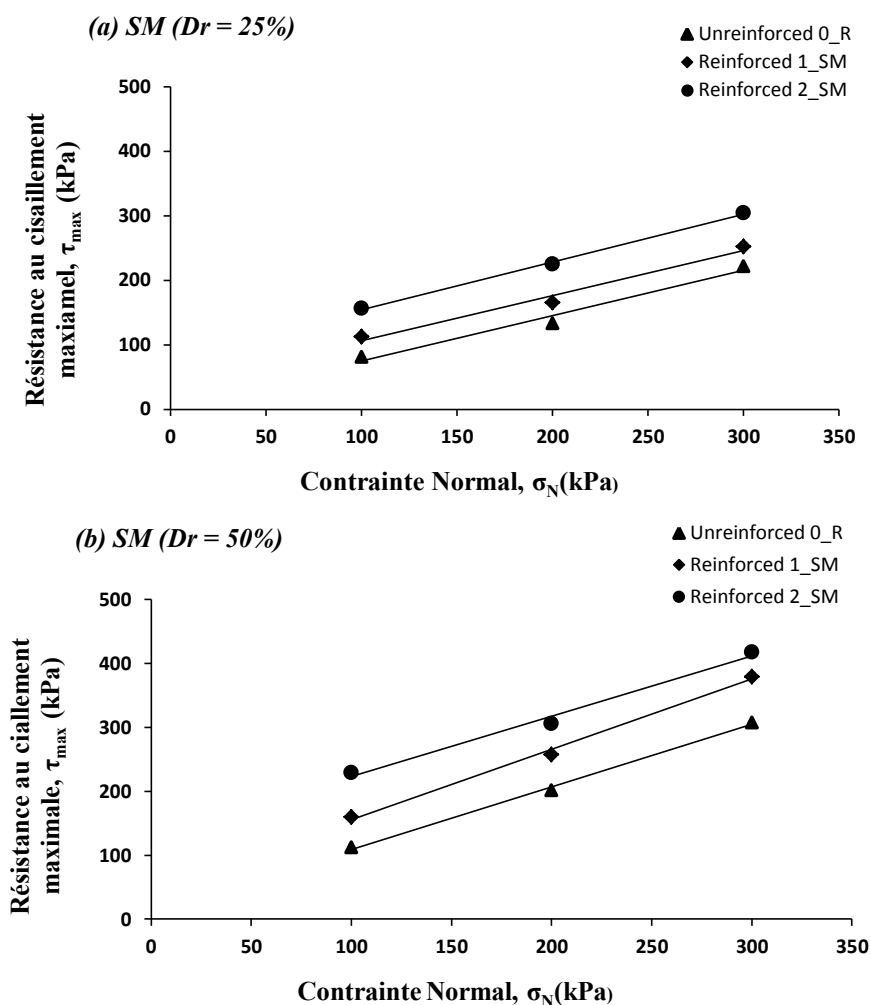


Figure 3.4- Effet du nombre de nappes de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé avec fibre de verre de type Standard Mat pour : (a). L'état lâche ($Dr = 25\%$), (b). L'état moyennement dense ($Dr = 50\%$).

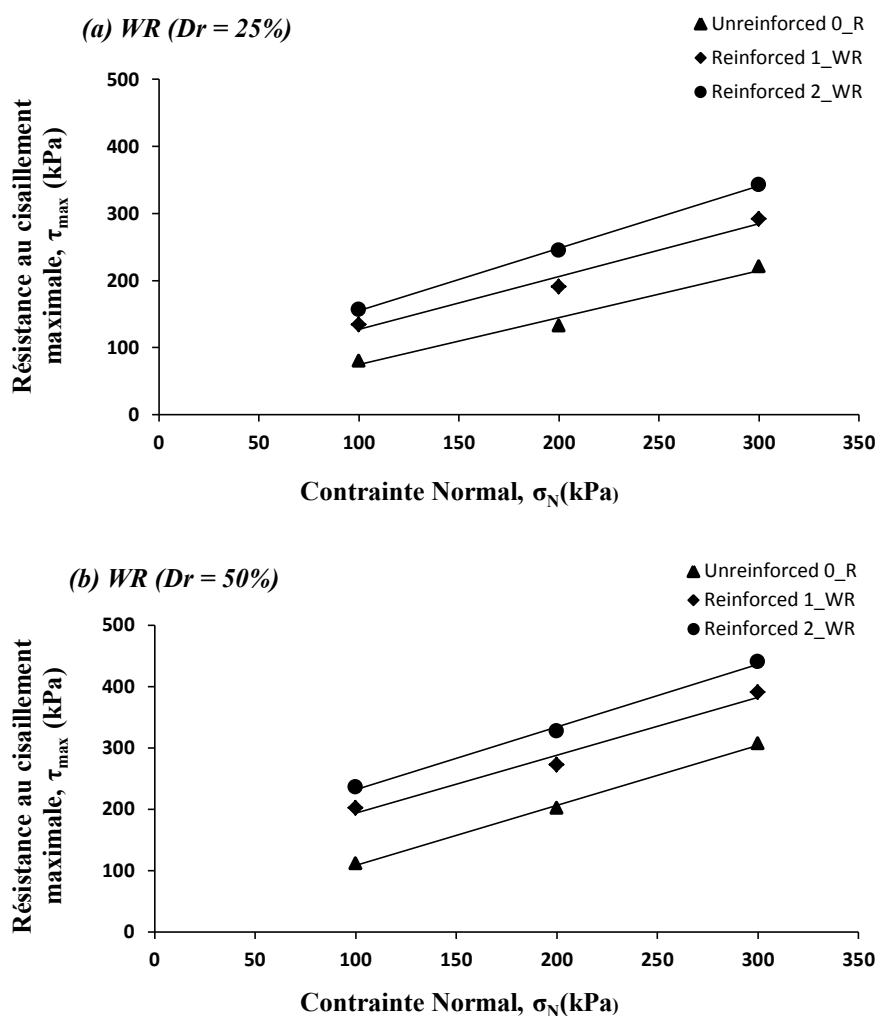


Figure 3.5- Effet du nombre de nappes de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé avec fibre de verre de type Woven Roving pour: (a). L'état lâche ($Dr = 25\%$), (b). L'état moyennement dense ($Dr = 50\%$).

L'équation de l'enveloppe du cercle de Mohr-Coulomb associée aux différents essais relatifs au sable non renforcés et renforcés se traduit par la relation suivante:

$$\tau_{Peak} (kPa) = \alpha \times \sigma_N (kPa) + \beta \quad 3.1$$

Où: α est la pente de la droite (angle de frottement) et β est l'ordonnée à l'origine exprimant la cohésion du sable analysé.

Les paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) obtenus à partir d'une analyse de régression linéaire pour différents types et nombre de nappes de renforcement à l'état lâche et moyennement dense sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: Paramètres de résistance au cisaillement pour l'état lâche et moyennement dense.

Etat de densité	Moyennement dense (Dr = 50%)		Lâche (Dr = 25%)	
	C (kPa)	φ (°)	C (kPa)	φ (°)
Type de renforcement				
Non renforcé (0_R)	08,55	27,78	05,44	25,78
Renforcé par nappe (1_SM)	45,59	42,75	36,575	35,08
Renforcé par deux nappes (2_SM)	98,33	45,58	57,75	37,72
Renforcé par nappe (1_WR)	89,73	43,65	48,74	38,15
Renforcé par deux nappes (2_WR)	130,25	47,76	67,67	42,86

3.2.4.1. Effet du renforcement sur la cohésion

La figure 3.6 montre l'évolution de la cohésion en fonction du nombre de nappes de fibre de verre, à l'état lâche (figure 3.6.a) et moyennement dense (figure 3.6.b). On constate de ce qui ressort des deux figures, une amélioration effective du sable renforcé par nappes, indiquant des valeurs élevées de la cohésion obtenue à partir de la fibre de verre du type Woven Roving. Les valeurs de cette même cohésion sont traduites par de faibles écarts obtenus à l'état lâche entre le premier type et le deuxième type de fibre de verre contrairement à ce qui est évalué et trouvé à l'état moyennement dense. Les courbes indiquent aussi qu'il existe une cohésion initiale due à la présence de fines argileuse faiblement plastique.

En général, nous pouvons résumer les valeurs de cohésion à l'état lâche pour le sable de Chlef non renforcé, renforcé par une nappe et deux nappes de type Standard Mat variant de: 5.44, 36.58 et 57.75 kPa, respectivement. Pour le deuxième type de fibre de verre (Woven Roving), les valeurs de la cohésion varient de : 48.74 kPa et 67.67 kPa pour le sable renforcé avec une nappe et deux nappes, respectivement.

Pour les échantillons moyennement denses (figure 3.6.b), les valeurs de la cohésion varie de 8,55 kPa pour le sable non renforcé à 45,60 kPa pour le sable renforcé d'une nappe à 98,33 kPa pour le sable renforcé avec deux nappes de type Standard Mat, tandis que pour le sable renforcé par type Woven Roving, la valeur de la cohésion varie de 89,72 kPa à 130,25 kPa pour le sable renforcé d'une nappe à deux nappes de type fibre de verre, respectivement. Ce qui dénote de bonnes performances mécaniques à l'état moyennement dense par rapport à ceux obtenus à l'état lâche.

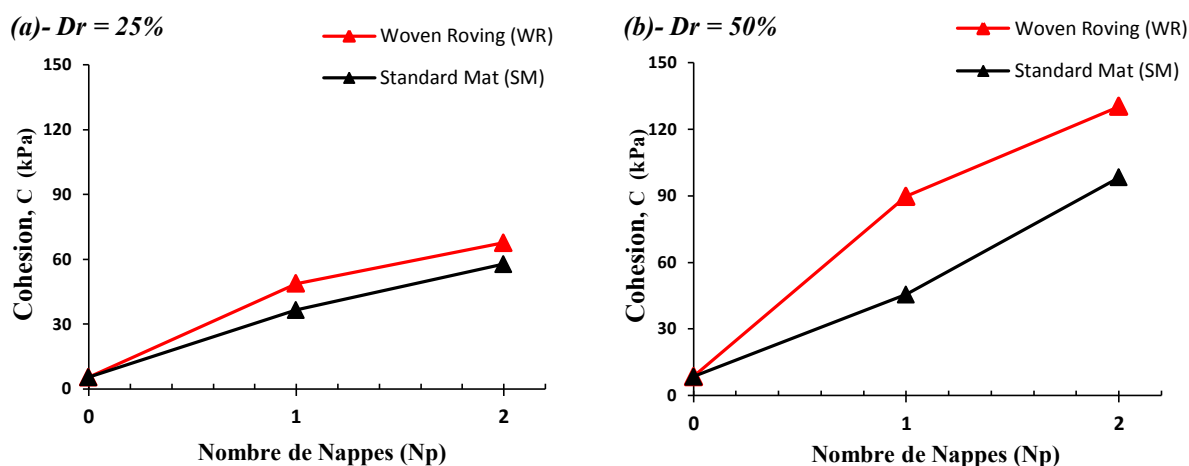


Figure 3.6- Evolution de la cohésion en fonction du nombre de nappes de fibre pour: (a). État lâche, (b). État moyennement dense.

3.2.4.2. Effet du renforcement sur l'angle de frottement interne

La figure 3.7 montre la variation de l'angle de frottement en fonction du nombre de nappes de fibre de verre, à l'état lâche (figure 3.7.a) et moyennement dense (figure 3.7.b). Les résultats indiquent qu'il existe une augmentation significative de l'angle de frottement interne (φ°) avec l'augmentation du nombre de nappes, que ce soit à l'état lâche ou moyennement dense avec les deux types de fibre de verre utilisés.

À cet effet, nous avons noté que pour le sable lâche les valeurs de l'angle de frottement fluctuent entre $25,78^\circ$ pour le sable non renforcé à $37,70^\circ$ pour le sable renforcé avec deux nappes de type Standard Mat, ce qui entraîne un taux d'augmentation de 46%. Tandis que pour le deuxième type (Woven Roving), l'angle de frottement passe de $25,78^\circ$ pour le sable non renforcé à $42,86^\circ$ pour le sable renforcé avec deux nappes, ce qui entraîne ainsi un taux d'augmentation de 66% (Fig.3.7.a).

Cependant, les valeurs de l'angle de frottement enregistrés pour le sable de Chlef à l'état de densité moyenne variant entre $27,78^\circ$ pour le sable non renforcé à $45,58^\circ$ pour le sable renforcé avec deux nappes de fibre de verre du type Standard Mat et de $47,7^\circ$ pour le sable renforcé avec deux nappes de fibre de verre du type Woven Roving, respectivement (Fig.3.7.b).

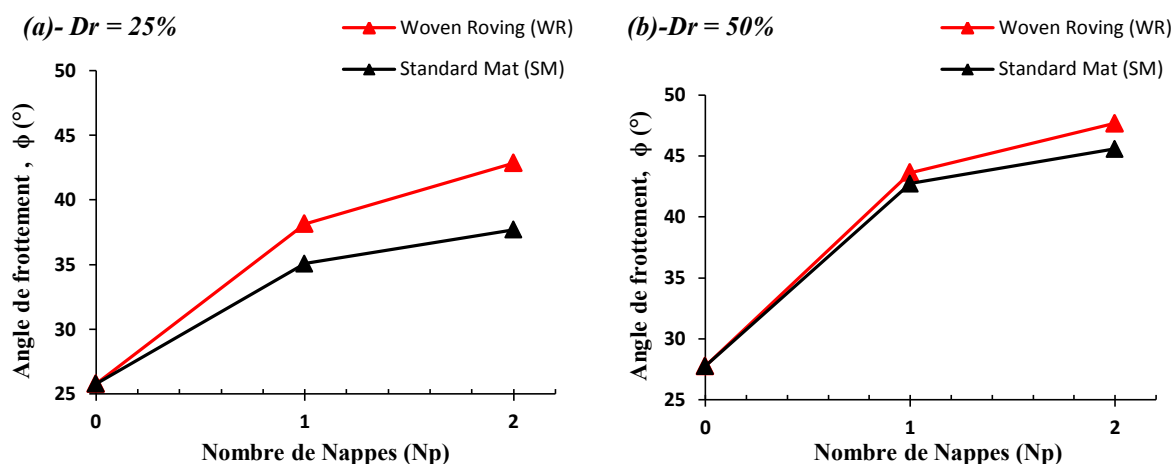


Figure 3.7- Evolution de l'angle de frottement en fonction du nombre de nappes de fibre pour: (a). État lâche, (b). État moyennement dense.

D'une manière générale, les résultats de cette étude ont montré que l'inclusion des nappes de fibres de verre assure un surplus de résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques mécaniques intrinsèques (cohésion et angle de frottement interne) du sable renforcé par rapport au sable non renforcé. Nos résultats sont parfaitement en accord avec ceux obtenus dans la littérature (Benessalah et al., 2016) sur le sable de Chlef renforcé par différentes nappes de géocelle et les résultats des travaux de Nouri et al. (2016) sur le même sable renforcé par différentes nappes en plastique.

3.2.5. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f)

Afin d'évaluer l'effet du renforcement par des nappes en fibre de verre sur la résistance au cisaillement du sable, nous avons introduit le rapport de résistance au cisaillement (R_f), tel que défini par Zhang et al. (2006), selon la relation suivante :

$$R_f = \frac{\tau_{max,Sol\ renforcé}}{\tau_{max,Sol\ non\ renforcé}} \quad 3.2$$

D'où :

$\tau_{max,Sol\ renforcé}$ résistance au cisaillement maximale du sable renforcé et,

$\tau_{max,Sol\ non\ renforcé}$ résistance au cisaillement maximale du sable non renforcé.

Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement (R_f) pour différents types et nombres de nappes de fibre de verre sont calculés et résumés dans le tableau 3.2. La figure 3.8 montre la variation du rapport de résistance au cisaillement pour le sable renforcé au sable non renforcé à l'état lâche et moyennement dense sous différentes contraintes normales ($\sigma_N = 100, 200, 300$

kPa). A l'état lâche (figure 3.8.a), on constate que le rapport de résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de nombre de nappes de fibres de verre et diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. Les valeurs du rapport de résistance au cisaillement R_f enregistrés pour le premier type de fibre de verre (Standard Mat) échelonne les valeurs suivantes pour deux nappes : 1,93, 1,69 et 1,37 pour des contraintes normales variant de 100, 200 et 300 kPa, respectivement et de 1,95, 1,84 et 1,55 pour le deuxième type de fibre de verre (Woven Roving).

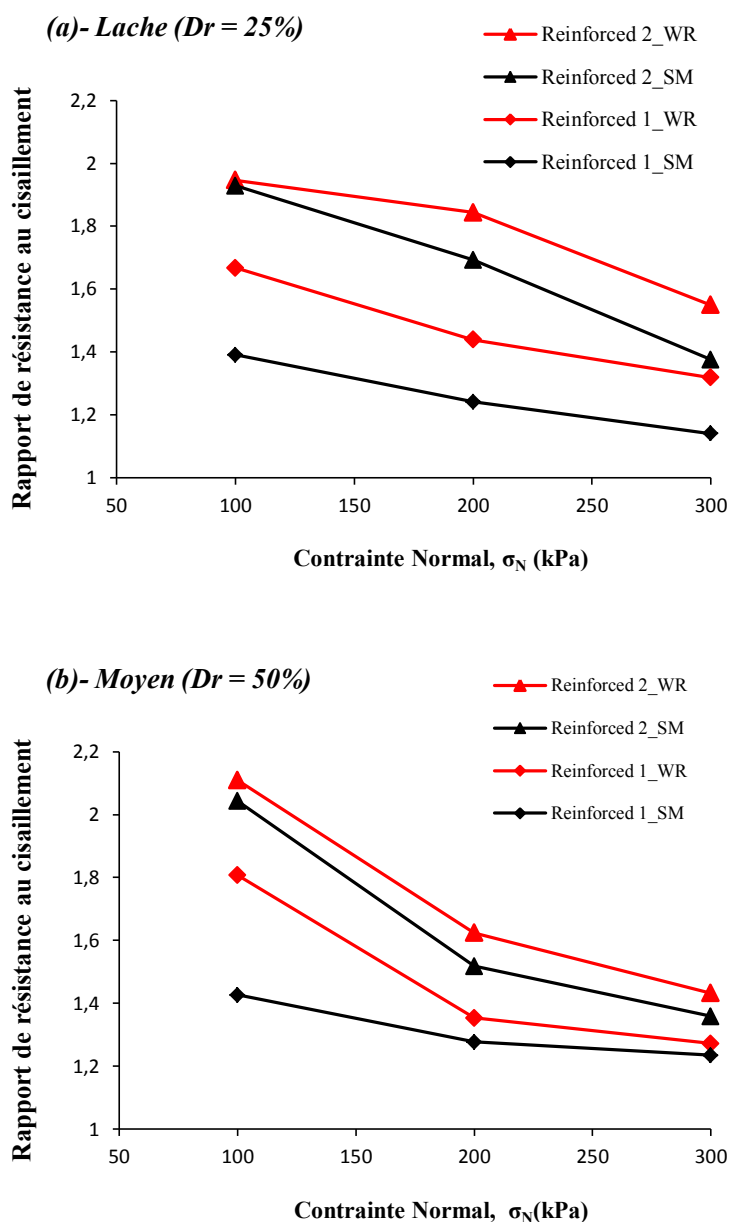


Figure 3.8- Variation des rapports de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normal pour : (a). État lâche, (b). État moyennement dense.

À l'état moyennement dense (figure 3.8.b), les résultats indiquent que le rapport de résistance (R_f) du sable renforcé par des nappes en fibres de verre augmente avec l'augmentation du nombre de nappes et diminue brusquement de 100 kPa à 200 kPa tout en restant relativement stable au-delà de 200 kPa. L'amélioration du sable composite est caractérisée par des valeurs du rapport de résistance élevée plus particulièrement pour de faible contrainte normale ($\sigma_N = 100$ kPa). Ces résultats sont corroborés par plusieurs chercheurs activant dans le domaine du renforcement des sols (Dos Santos et al., 2010 et Chen et al., 2014). En général, la technique de renforcement des nappes de fibres de verre est plus efficace pour les échantillons à faible contrainte normale verticale, il est donc recommandé d'utiliser cette technique pour améliorer les propriétés mécaniques des applications géotechniques proches de la surface (Shao et al., 2014).

Tableau 3.2: Résumé des rapports de résistance au cisaillement (R_f).

Etat de densité	Lâche ($D_r = 25\%$)			Moyennement dense ($D_r = 50\%$)		
	100	200	300	100	200	300
Renforcé par nappe (1_SM)	1,391	1,241	1,140	1,426	1,277	1,234
Renforcé par deux nappes (2_SM)	1,929	1,693	1,376	2,043	1,518	1,358
Renforcé par nappe (1_WR)	1,667	1,439	1,319	1,807	1,353	1,272
Renforcé par deux nappes (2_WR)	1,946	1,843	1,549	2,109	1,624	1,432

3.3. Sols renforcés par fibre de verre répartie de façon aléatoire

3.3.1. Effet de la teneur en fibre sur la résistance en cisaillement

Dans cette étude, l'effet de la teneur en fibre a été évalué en testant des échantillons dans lesquels le taux de fibre varie entre 0% à 0,6%, tout en mentionnant le contrôle des autres paramètres tels que; la densité relative D_r (%), la longueur de fibre L_f (mm) et la contrainte normale σ_N (kPa).

Des échantillons renforcés avec des fibres de verre à teneur en fibre variable w_f (0%, 0.2%, 0.4% et 0.6%) et de même longueur ($L_f = 15$ mm) ont été utilisés pour étudier l'effet de la teneur en fibres sur l'amélioration de la résistance au cisaillement maximal de deux type de sables testés à une contrainte normale constante de 300 kPa et à une densité relative moyenne de 50%.

La figure 3.9 illustre la variation de la résistance au cisaillement maximal en fonction de la teneur en fibre pour le sable de Chlef et de Rass. On constate qu'il apparait clairement de la

figure une amélioration significative du sable de Chlef renforcé à une teneur en fibre de 0.2 % relativement à celui obtenu sur le sable de Rass. L'écart enregistré à cet effet au pic fluctue autour de 24 kPa. Cette valeur reste pratiquement constante pour les différentes valeurs en fibres (jusqu'à 0.6 %). La tendance du comportement de ces sables renforcés à différentes teneurs en fibres étant similaires à ceux obtenus par d'autres chercheurs (Jones et al., 2001, Sadek et al., 2010).

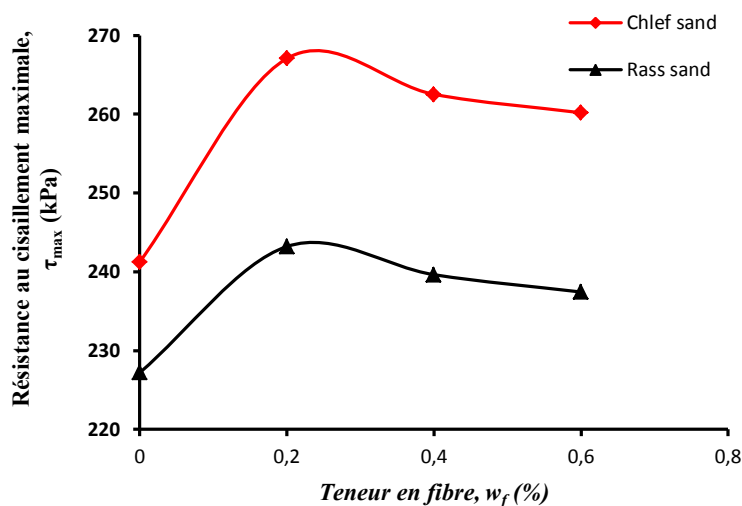


Figure 3.9- Effet de la teneur en fibre sur la résistance en cisaillement maximale pour le sable de Chlef et Rass pour $Dr=50\%$, et $\sigma_N = 300kPa$.

3.3.2. Effet de la longueur de fibre sur la résistance au cisaillement

L'effet de la longueur de fibre de verre sur le sable de l'Oued Chlef et Rass a été évalué en testant des échantillons renforcés avec une teneur en fibre constante ($w_f = 0,2\%$) et d'une longueur de fibre variant entre 10 mm et 30 mm afin d'étudier l'effet de la longueur de fibre sur l'amélioration de la résistance au cisaillement de deux sables soumis à une contrainte normale constante $\sigma_N = 300$ kPa et reconstitué avec une densité relative moyenne ($Dr = 50\%$).

La figure 3.10 montre la variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la longueur de fibre de verre pour des échantillons de sable de Chlef et Rass non renforcé et renforcé avec une teneur en fibre ($w_f = 0,2\%$) testés sous une contrainte normale de 300 kPa. Il en ressort à partir de la figure 3.10 que le sable de Chlef paraît plus résistant que le sable de Rass en enregistrant au pic un écart évalué à 20 kPa. Pour les deux types de sables, une fibre d'une longueur de 20 mm confère une résistance au cisaillement maximal nettement plus élevée par rapport au d'autres longueurs.

Cette augmentation de la résistance au cisaillement du sable composite dépend de la taille relative des fibres et des grains de sol où le renforcement devient plus efficace lorsque le rapport Fibres / grains devient important (Zornberg, 2002; Michalowski et Cermak, 2003).

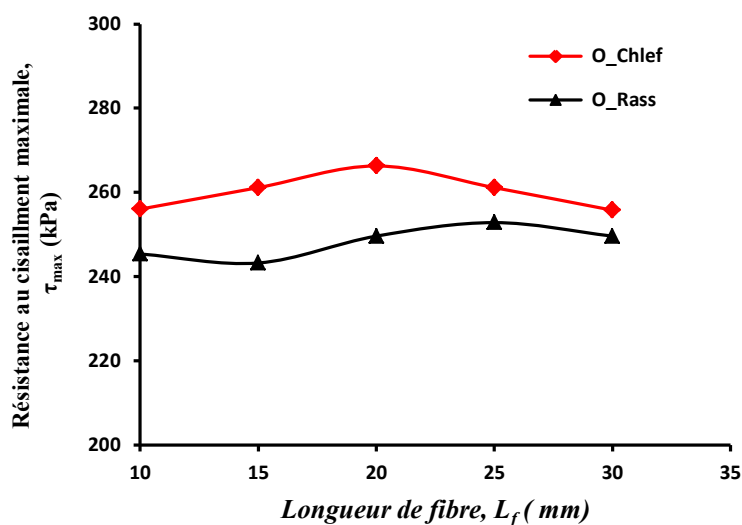


Figure 3.10- Effet de la longueur de fibre sur la résistance en cisaillement maximale pour le sable de Chlef et Rass pour $D_r=50\%$ et $\sigma_N = 300kPa$.

3.4. Effet du résidu du clinker sur la résistance de sable renforcé et non renforcé

Il y a lieu de noter que les études réalisées antérieurement sur les sols composites (sol + fibres + Clinker), sont très limités sur le plan d'amélioration de la résistance au cisaillement des sables car leurs utilisations rentrent généralement dans les domaines des bétons hydrauliques. L'objectif principal dans cette étude étant d'apporter un gain supplémentaire de résistance hormis celle obtenu avec la fibre de verre seule.

Nous étudions dans cette partie le comportement de deux sables de granulométries différentes renforcées par des fibres de verre réparties de façon aléatoire et traités par des résidus de clinker. L'influence de la contrainte normale, effet de l'inclusion (fibres et de résidus de clinker) sur la variation de la résistance au cisaillement maximal et les paramètres de résistance au cisaillement (C et φ) ont été examinés.

3.4.1. Influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement des sables traités et renforcés par fibre de verre

3.4.1.1. Sable de Chlef

La figure 3.11.a illustre la variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la déformation ε_h (mm) des échantillons non renforcés et renforcés du sable de Chlef sous trois contraintes normales: 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa reconstitué à une densité relative moyenne $D_r = 50\%$. On constate à cet effet une augmentation significative de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale. Cependant l'écart entre les échantillons non renforcés et renforcés demeure quasiment négligeable. La figure 3.11.b. présente la variation de la contrainte de cisaillement maximal en fonction de la contrainte normale, illustrant l'enveloppe des cercles de Mohr. Nous constatons de ce fait que le sol renforcé présente une augmentation relative de l'angle de frottement interne ϕ ($^\circ$) et de la cohésion C (kPa) quand le teneur en fibre passe de 0% à 0.2 %.

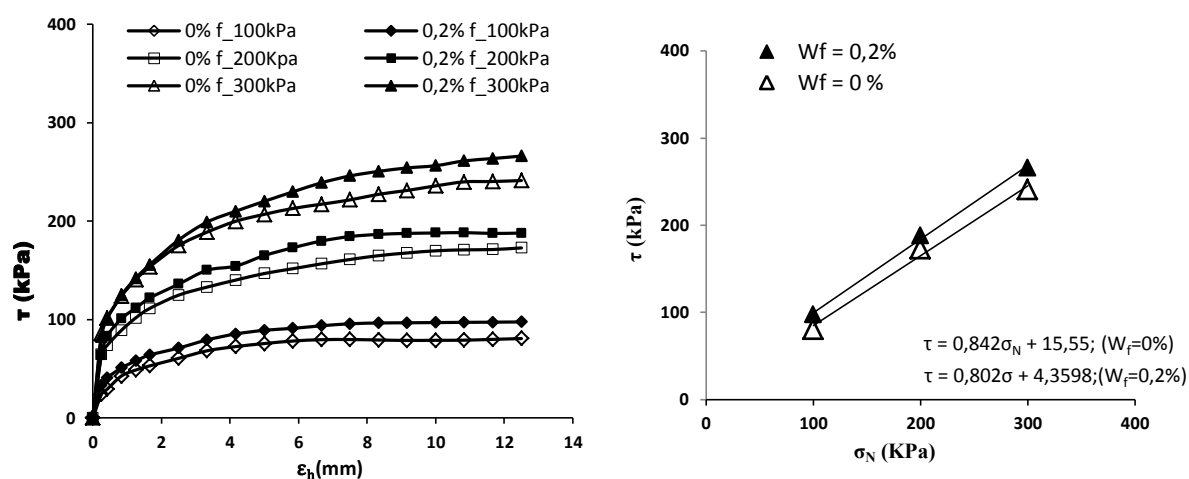


Figure 3.11- Relations contrainte – déformation de l'échantillon renforcé et non renforcé avec une densité relative moyenne $D_r = 50\%$.

La figure 3.12 présente l'effet du renforcement des fibres sur le comportement du sol traité par des résidus de clinker additionnés à 3% en poids sec de l'échantillon sableux mis dans le moule de cisaillement. Les échantillons ont été testés sous trois contraintes normales de : 100kPa, 200kPa et 300kPa. Il est à constater d'après la figure 3.12 qu'il existe une amélioration certaine des échantillons testés lorsque ceux-ci sont traités à partir de 3% de Clinker. L'effet induit à partir des résidus de Clinker passe par un gain de résistance au pic évalué à 60 kPa, ce qui dénote l'utilisation optimiste de ce type de Clinker dans le renforcement par fibre de verre.

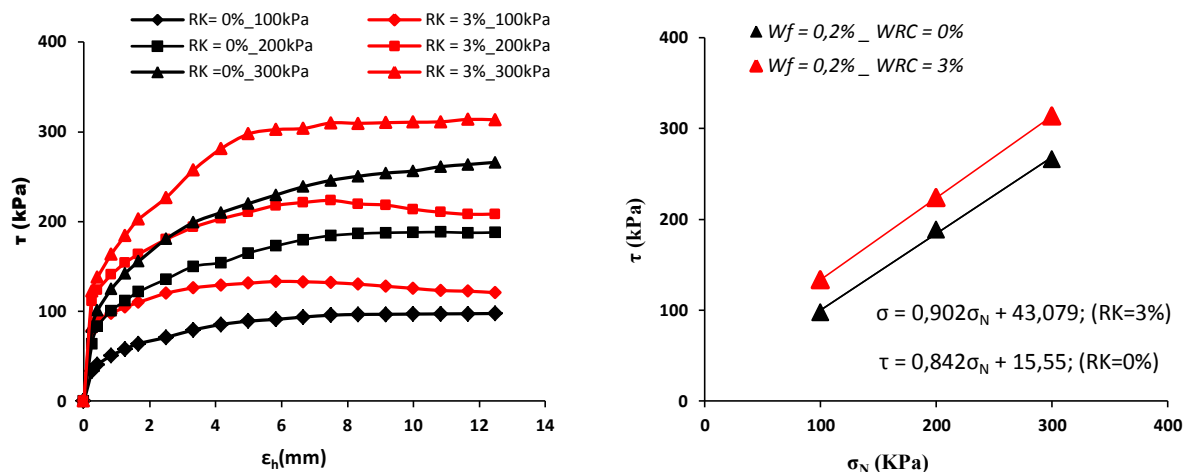


Figure 12- Relations contrainte – déformation de l'échantillon traité et non traité avec une densité relative moyenne $Dr = 50\%$.

3.4.1.2. *Sable de Rass*

La figure 3.13 présente la variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la déformation ε_h (mm) du sable Rass non renforcé, renforcé par fibre de verre (0% et 0.2 %), non traité par des résidus de clinker et soumis sous des contraintes normales de: 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa et reconstitués à une densité relative moyenne $Dr = 50\%$. Les résultats obtenus montrent une amélioration négligeables entre les sols renforcés et non renforcés. Ce pendant la figure 3.13.b montre une certaine corrélation entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale avec un coefficient de régression de l'ordre de 99 %. Ceci nous permet aussi de caractériser les paramètres intrinsèques de résistance à savoir pour la cohésion C (kPa) 3.108 kPa (sable non renforcé, non traité) et 12.09 kPa (sable renforcé à 0.2 % de fibre, non traité) et l'angle de frottement interne φ (°) variant entre $36,97^\circ$ pour un sable non renforcé non traité à 39° pour un sable renforcé à 0.2 % de fibre et non traité.

La figure 3.14 présente l'effet du renforcement des fibres sur le comportement du sable de Rass traité par des résidus de clinker additionnés à 3% sur des échantillons moyennement denses ($Dr = 50\%$) et testés sous des contraintes normales variant de: 100kPa, 200kPa et 300kPa. Il en ressort de la figure 3.14 que le sable de Rass traité par résidus de Clinker semble être plus résistant que le sable de Rass non traité par des résidus de clinker. L'amélioration par ce type de matériaux nous fournit des informations sur les caractéristiques mécaniques de la cohésion C (kPa) variant entre 19.08 kPa (sable renforcé, non traité) et 28.64 kPa (sable renforcé, traité) et de l'angle de frottement interne φ (°) variant entre $38,38^\circ$ (sable renforcé, non traité) à 39.76° (sable renforcé, traité). On constate une amélioration certaine lorsqu'on

passé d'un échantillon renforcé non traité à un échantillon renforcé et traité par des résidus de Clinker.

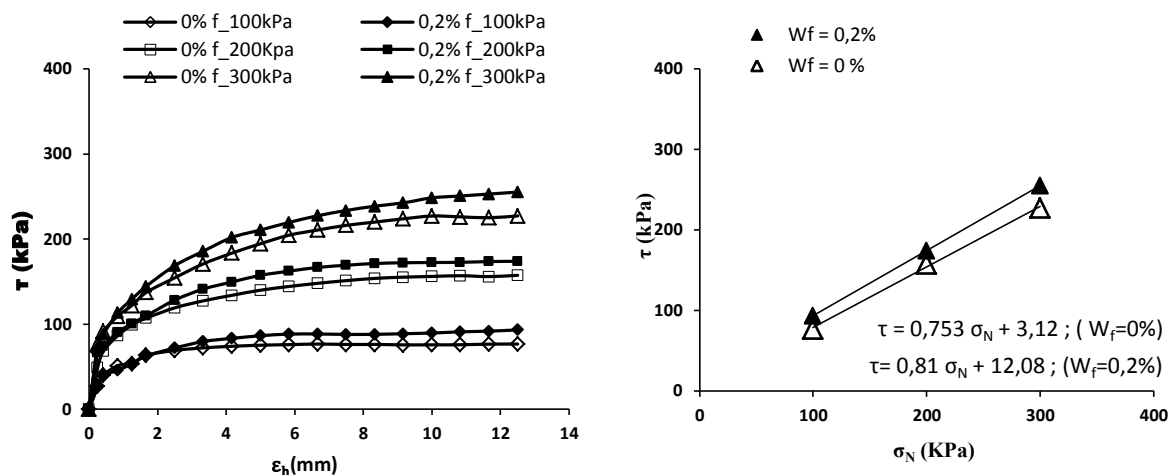


Figure 3.13- Relations contrainte – déformation de l'échantillon renforcé et non renforcé avec une densité relative moyenne $Dr = 50\%$.

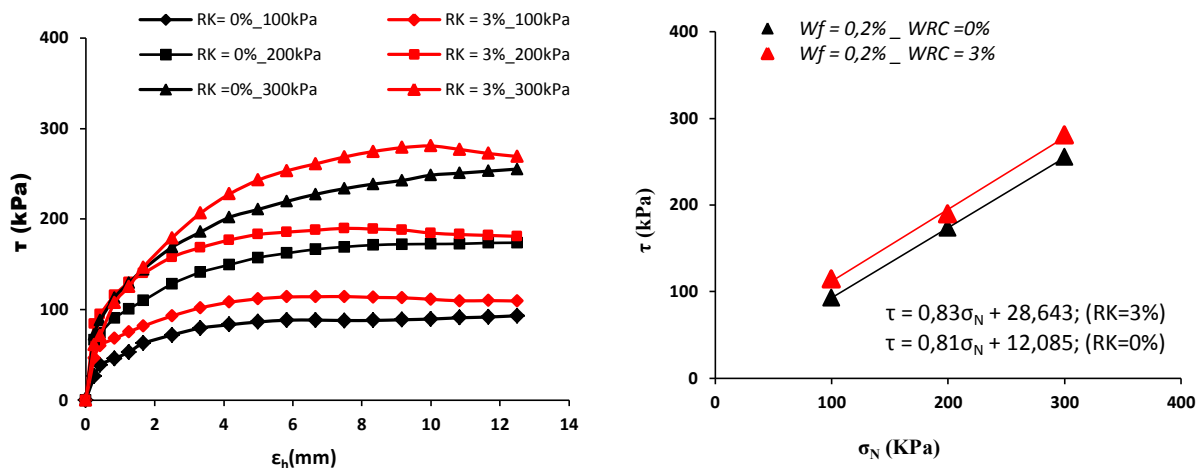


Figure 3.14- Relations contrainte – déformation de l'échantillon traité et non traité avec une densité relative moyenne $Dr = 50\%$.

3.4.2. Influence du résidu du clinker et de la fibre de verre sur la résistance au cisaillement maximale des sables

La figure 3.15 montre la variation de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale appliquée, présentant deux types de sable (Chlef et Rass) renforcés et non renforcés par fibres de verre, traités et non traités par une teneur en résidu Clinker de 3%. Cette courbe représente l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture des échantillons testés à des contraintes normales variables (100, 200 et 300 kPa). Cette enveloppe caractérisant les points

de tangence des pics enregistrés de trois éprouvettes testées. Celle-ci prend une allure tout à fait linéaire.

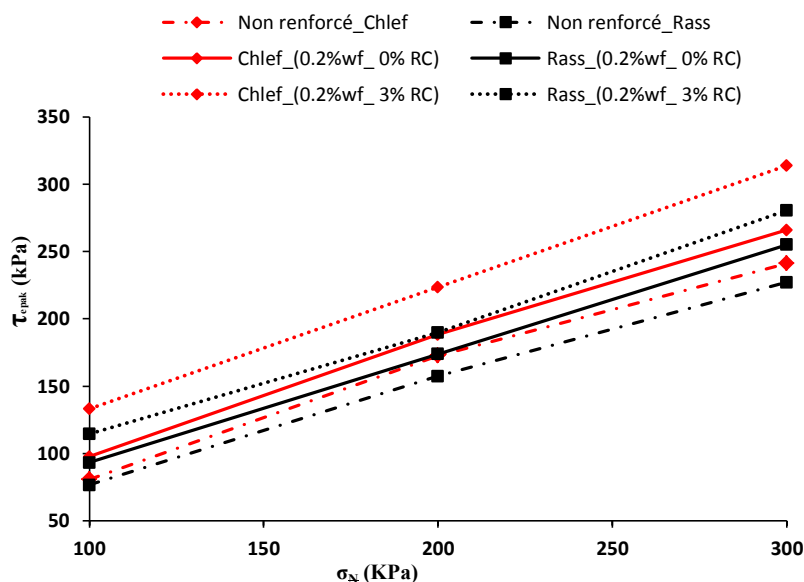


Figure 3.15- Enveloppes de résistance au cisaillement du sol -composite (sable+ résidu du clinker + fibre).

La figure 3.16 (a, b, c et d) illustre les variations de l'enveloppe des cercle Mohr-Coulomb reliant la contrainte au cisaillement maximale τ (kPa) à la contrainte normale σ_N (kPa) pour les deux types de sables (Chlef et Rass), non renforcé (figure 3.16.a) et renforcé et traité (figure 3.16.b, c et d). L'enveloppe des cercles de Mohr suit une loi linéaire d'équation:

$$\tau_{max}(kPa) = \alpha \times \sigma(kPa) + \beta \quad 3.3$$

Où: α est la pente de la droite et β est l'ordonnée à l'origine exprimant la cohésion du sable analysé.

Les équations relatives aux différents sables analysés (renforcés et non renforcés, traités et non traités) sont englobés dans le tableau 3.3.

D'après la figure 3.16 on peut remarquer que pour les deux types de sable, une amélioration certaine de la résistance étant observée lorsque les échantillons sableux sont renforcés par fibre et traités par des résidus de clinker ($w_f = 0.2\%$ et $w_{RC} = 3\%$), ceci est comparé avec des échantillons non renforcés et non traités ($w_f = 0\%$ et $w_{RC} = 0\%$). Les valeurs de la contrainte de cisaillement τ_{max} (kPa) passent pour une contrainte normale $\sigma_N = 100$ kPa de 84.64 kPa (sables de Chlef non renforcés) à 133.34 kPa pour une combinaison de renfort à $w_f = 0.2\%$ et $w_{RC} = 3\%$ soit un gain de résistance évalué à 48.69 kPa. Pour une combinaison fibre-clinker estimé à ($w_f = 0.2\%$, $w_{RC} = 3\%$) ou ($w_f = 0.2\%$, $w_{RC} = 0\%$), la contrainte de

cisaillement demeure significativement constante représentant une valeur estimée à $\tau_{max}=100$ kPa.

Tableau 3.3: Equations des droites Mohr-Coulomb : sols non renforcés et renforcés par fibre de verre et le résidu de clinker.

Equation	Matériau	β	α	R^2
(a). $w_f = 0\%$; $w_{RC} = 0\%$	Sable Chlef	04,36	0,802	0,9928
	Sable Rass	03,11	0,753	0,9982
(b). $w_f = 0,2\%$; $w_{RC} = 0\%$	Sable Chlef	15,55	0,842	0,9985
	Sable Rass	12,09	0,812	0,9999
(c). $w_f = 0\%$; $w_{RC} = 3\%$	Sable Chlef	24,17	0,895	0,9982
	Sable Rass	19,08	0,917	0,9999
(d). $w_f = 0,2\%$; $w_{RC} = 3\%$	Sable Chlef	43,08	0,902	0,9999
	Sable Rass	28,64	0,831	0,9971

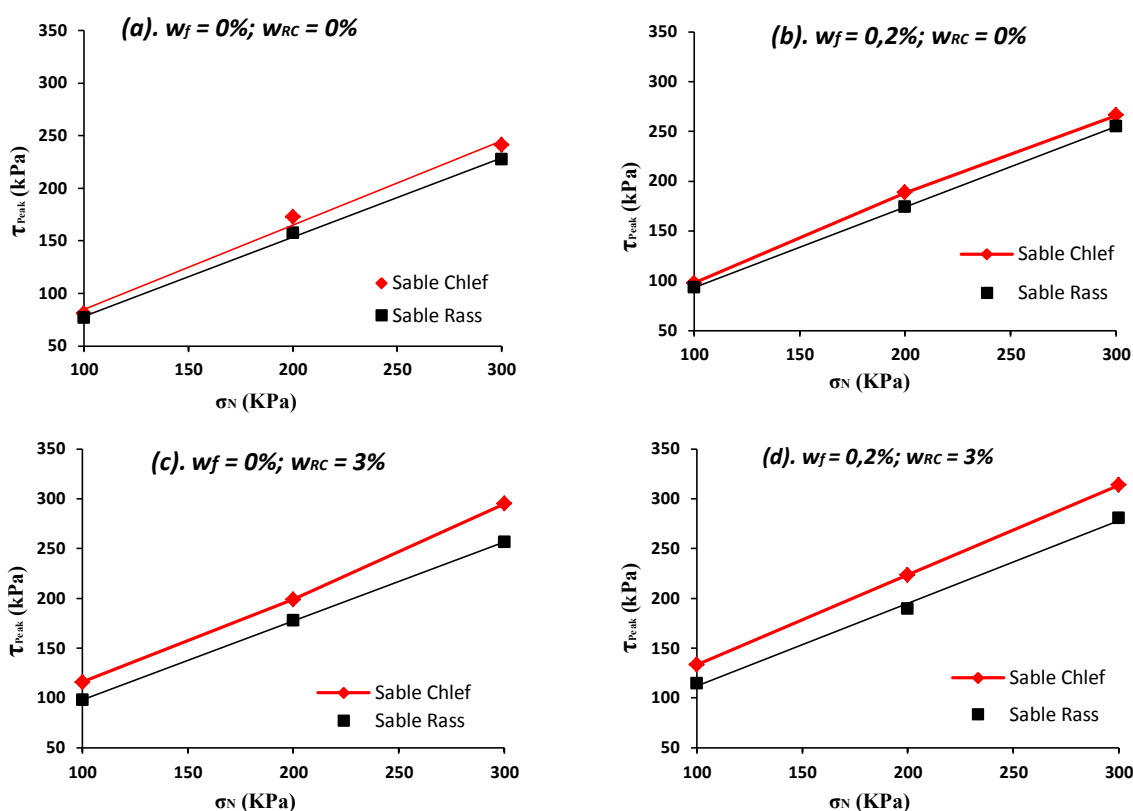


Figure 3.16- Effet de type de sable sur la résistance au cisaillement maximale pour:
 (a). Sable non renforcé, (b). Sable renforcé,
 (c). Sable traité non renforcé et, (d). Sable traité et renforcé.

On note à cet effet que les valeurs de résistances les plus élevées sont observées que pour le sable de Chlef, Compte tenu de la bonne imbrication des filaments de fibres entre les particules de grains de sable et de l'effet non-glissement des fibres entre les grains de

particules du sable grossier de Chlef. Les valeurs maximales enregistrées pour les sables de Chlef à contrainte normale maximale $\sigma_N = 300$ kPa étant de l'ordre de 313.329 kPa pour un sable renforcé à $w_f = 0.2\%$ et $w_{RC} = 3\%$, en comparaison avec le sable non renforcé ($w_f = 0\%$, $w_{RC} = 0\%$), qui vaut 245.20 kPa, soit un gain de résistance évalué de l'ordre de 68.09 kPa. Ce qui explique le rôle fondamental joué par l'action combinée des fibres de verre ainsi que la teneur en résidu de clinker sur le comportement du composite sable + fibre + clinker.

3.4.3. Effet du résidu du clinker et le renforcement sur la cohésion et l'angle de frottement

La figure 3.17 (a, b) présente la variation de la cohésion C (kPa) en fonction de la teneur en résidu de clinker $w_{RC}(\%)$ pour deux types de sables (Chlef et Rass) non renforcé (figure 3.17.a) et renforcé avec une teneur en fibre de 0.2%. Il en ressort d'après cette figure une amélioration effective du sable renforcé par rapport au sable non renforcé, tout en notant une amplification de la cohésion du sable de Chlef principalement pour une teneur en fibre de 0.2% représentant un pic de 44 kPa par rapport à celui enregistré sur le sable de Rass (29 kPa), soit un gain de cohésion de 15 kPa. Pour les sables non renforcés, l'écart de cohésion enregistré entre les deux sables (Chlef et Rass) reste faible (≈ 3 kPa) au pic. Ce qui dénote les bonnes performances mécaniques du sable de Chlef lorsqu'il est renforcé en teneur en fibre à hauteur de 0.2% et traité par des résidus de Clinker à hauteur de 2%.

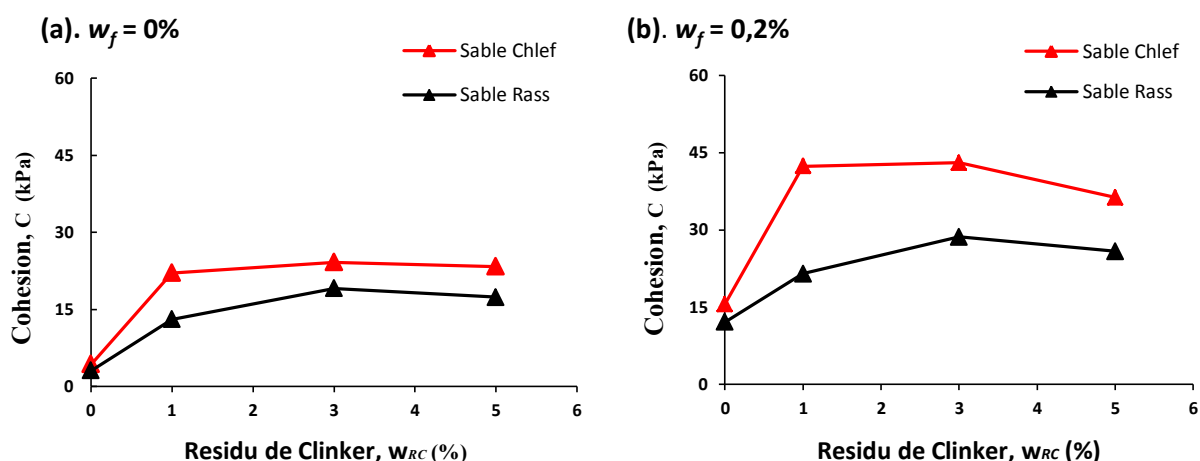


Figure 3.17- Effet de la teneur en résidu de clinker sur la cohésion pour le sable de Chlef et Rass: (a). Non renforcé, (b). renforcé.

La figure 3.18 (a, b) illustre la variation de l'angle de frottement ϕ ($^\circ$) en fonction de la teneur en résidu de clinker w_{RC} (%) pour les deux types de sable (Chlef et Rass); non renforcé ($w_f = 0\%$) et renforcé ($w_f = 0.2\%$).

On note que l'angle de frottement interne ϕ ($^{\circ}$) suit une loi linéaire en fonction de la teneur en résidu de clinker w_{RC} (%). Ceci est valable pour les deux types de sable (Chlef et Rass) renforcé et non renforcé par fibre de verre. Cette relation est donnée sous la forme suivante:

$$\phi(^{\circ}) = \alpha \times w_{RC} + \beta \quad 3.4$$

Avec : α , pente de la droite et β , l'ordonnée à l'origine.

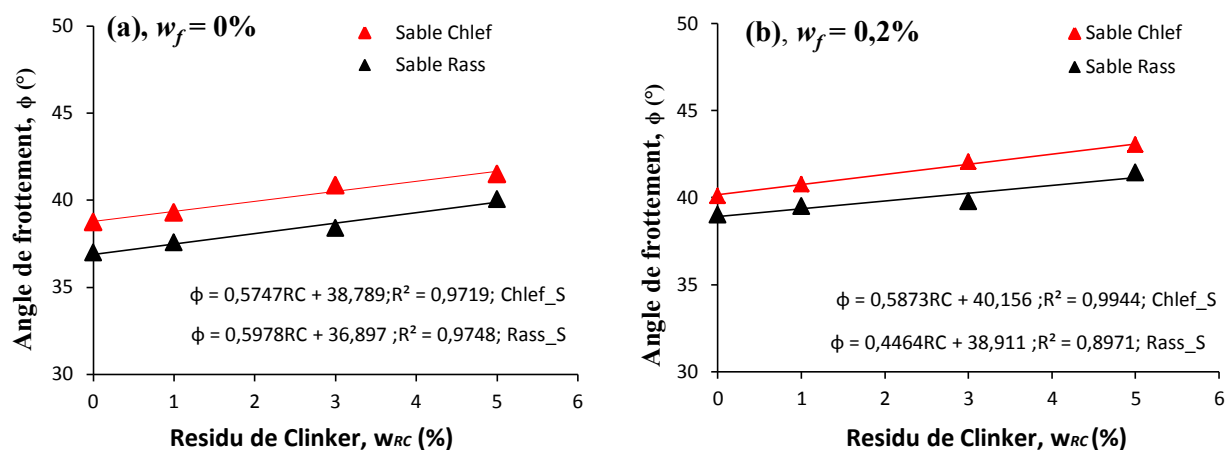


Figure 3.18- Effet de la teneur en résidu de clinker sur l'angle de frottement pour le sable de Chlef et Rass: (a). Non renforcé ($w_f = 0\%$), (b). renforcé ($w_f = 0.2\%$).

Les équations des droites (Chlef et Rass) sont déterminées avec un coefficient de corrélation moyen $R^2 = 0.9595$. Les pentes des droites gardent approximativement le même sens de variation avec un angle $\alpha = 0.5565$. Pour le sable de Chlef, l'angle de frottement interne passe de $38,73^{\circ}$ ($w_f = 0\%$) pour un sable non renforcé, à $40,09^{\circ}$ ($w_f = 0.2\%$) pour un sable renforcé, soit un gain de 1.36° . La valeur maximale enregistrée de l'angle de frottement interne est évaluée à $43,01^{\circ}$ pour une teneur en clinker estimée à $w_{RC} = 5\%$. Tout en mentionnant l'impact positif du Clinker dans l'amélioration des performances mécaniques du sable de Chlef, en notant les travaux de Benessalah et al. (2015), en réalisant des essais sur le sable de Chlef renforcés à différents teneurs en fibre de verre (0.1%, 0.3%, 0.5%), l'angle de frottement interne maximal enregistré est de l'ordre de 38.5° .

Le tableau 3.4 présente les différentes valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour les deux sables non renforcés et renforcés par fibre de verre, traité et non traité par des résidus de clinker.

Tableau 3.4: Paramètres de résistance au cisaillement pour: sols non renforcés et renforcés Par fibre de verre et le résidu de clinker.

Sable non renforcé $w_f = 0\%$				
w_{RK} (%)	Sable Chlef		Sable Rass	
	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
0 %	4,36	38,73	3,1	36,97
1 %	22,09	39,28	13,041	37,56
3 %	24,17	40,83	19,07	38,38
5 %	23,35	41,49	17,38	40,06
Sable renforcé $w_f = 0,2\%$				
w_{RK} (%)	Sable Chlef		Sable Rass	
	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
0 %	15,55	40,09	12,085	39
1 %	42,38	40,76	21,5	39,49
3 %	43,08	42,05	28,64	39,76
5 %	36,34	43,01	25,86	41,41

3.4.4. Influence du résidu du clinker et de la fibre de verre sur le rapport de résistance au cisaillement (R_f)

La figure 3.19 présente la variation du rapport de résistance au cisaillement maximal d'un sable renforcé ($w_f = 0.2\%$, $w_{RC} = 3\%$) à un sable non renforcé ($w_f = 0\%$, $w_{RC} = 0\%$) en fonction de la contrainte normale $\sigma_N = 100, 200, 300$ kPa. On observe qu'il existe diminution brusque du rapport de résistance R_f entre 100 kPa et 200 kPa. Par contre dans la fourchette de contrainte normale: $200 \text{ kPa} < \sigma_N < 300 \text{ kPa}$, le rapport de résistance R_f montre une variation relativement horizontale pour les deux types de sable. Ceci est en parfaite corrélation avec ceux trouvés par (Dos Santos et al., 2010 ; Shao et al., 2014). Le tableau 3.5 montre les résultats de rapport de résistance au cisaillement pour les deux sables renforcé et non renforcé par fibre de verre et différentes teneur en fibre.

Tableau 3.5: Résumé des rapports de résistance au cisaillement.

	$R_f = \frac{\text{Sable renforcé (Fibre)}}{\text{Sable non renforcé}}$			$R_f = \frac{\text{Sable renforcé (Fibre + Clinker)}}{\text{Sable non renforcé}}$		
	100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Sable Chlef	1.21	1.09	1.10	1.65	1.29	1.30
Sable Rass	1.22	1.10	1.12	1.49	1.21	1.24

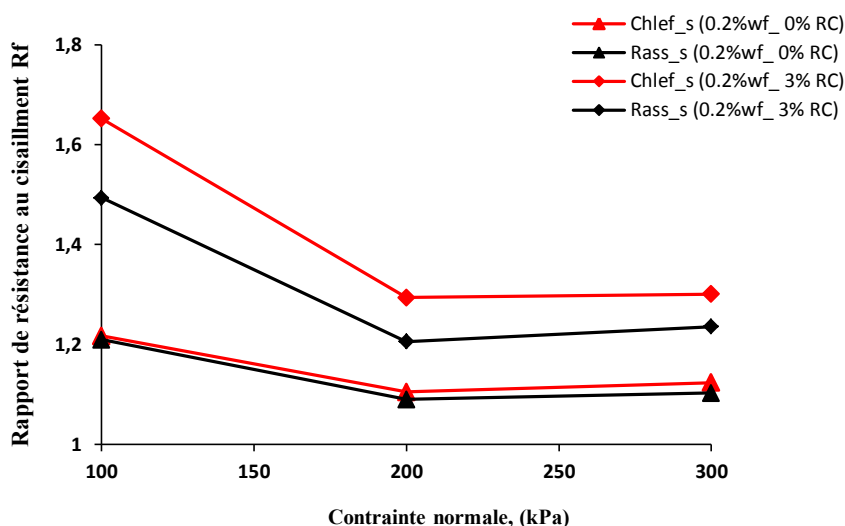


Figure 3.19- Variation du rapport de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale pour le sable de Chlef et Rass renforcé et traité.

3.5. Conclusions

Sur la base des résultats des essais de cisaillement direct menés dans cette étude englobant différents essais réalisés sur deux types de sables (Chlef et Rass) renforcés par fibres de verres disposés (par nappes ou aléatoire) et traités par des résidus de Clinker à 1%, 3% et 5%, on peut tirer les conclusions suivantes:

1. Pour tous les échantillons de sols renforcés, la résistance au cisaillement augmente quand le nombre de nappes de fibres de verre augmente et les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement interne) caractérisent des valeurs supérieures dans l'état moyennement dense que celui observé à l'état lâche pour les deux types de fibres de verre.
2. Sous une contrainte normale constante ($\sigma_N = 300$ kPa), on peut enregistrer une valeur optimale d'une longueur de fibre de 20 mm et une teneur en fibre de 0.2%, pour les deux types de sables (Chlef et Rass) permettant d'obtenir une résistance maximale au cisaillement.
3. L'inclusion de fibres de verre et des résidus de clinker dans le matériau composite a considérablement amélioré la résistance au cisaillement pour les deux types de sable. A cet effet, on note que le comportement mécanique du sable de Chlef renforcé est plus avantageux du point de vue résistance que celui du sable Rass.
4. Pour un même type de renforcement (par nappe ou fibre de verre + résidus de Clinker), le rapport de résistance au cisaillement (R_f) présente une diminution brusque

entre 100 kPa et 200 kPa puis devient relativement horizontale au-delà de 200 kPa. En revanche, à une contrainte normale constante, ce rapport de résistance (R_f) augmente lorsque le nombre de nappes, le pourcentage de fibres et le résidu de clinker augmente.

5. Les fibres disposées de façon aléatoire présentent de faibles résistances par rapport à ceux disposées horizontalement (par nappe), (Michalowski et Cermak, 2002).
6. Compte tenu des résultats obtenus à l'aide des essais de cisaillement direct quant au plan de rupture imposée horizontalement, les essais triaxiaux sont plus fiables et plus précis car le plan de rupture se fait sur un échantillon cylindrique à rupture inclinée dont une grande partie est programmée dans les prochains chapitres.

Chapitre 4

Comportement Non Drainé des Sols Renforcés par Fibres

4.1. Introduction

La liquéfaction est un phénomène naturel qui se produit essentiellement dans les sables saturés et non saturés lâches et moyennement denses. Étant donné que ces sols médiocres affectés à des profondeurs relativement faibles (de l'ordre de 5 m) sont plus vulnérables à la liquéfaction. Cependant, il est pertinent d'étudier le comportement des sables non renforcés et renforcés par fibres à l'état lâche et moyennement dense sous faibles pressions de confinement afin d'évaluer la résistance des mélanges. Le comportement non drainé évalué à l'essai triaxial reste cependant l'essai le plus réel par rapport aux conditions in-situ, du fait que c'est un essai réalisé à vitesse rapide permettant de mesurer en cours d'essai les valeurs de la pression interstitielle donc à bien évaluer le potentiel de liquéfaction. Dans ce chapitre, nous étudions les paramètres influençant le comportement non drainé des sables non renforcés et renforcés par fibres en prenant en considération les caractéristiques physiques de deux sables, la teneur en fibres, la pression de confinement et la densité relative. Le tableau 4.1 présente le programme expérimental détaillé comportant des essais en compression triaxial non drainé (CU). Cette série de 48 essais réalisés sur deux sables de la région de Chlef (non renforcés et renforcés par fibres) reconstitués à deux densités relatives et soumises à trois pressions de confinement variant de 100, 200 et 300 kPa.

Tableau 4.1: Programme expérimental des essais de compression triaxial non drainé.

Etat lâche $Dr = 25\%$				Etat moyennement dense $Dr = 50\%$			
Sable Chlef		Sable Rass		Sable Chlef		Sable Rass	
$\sigma_3(kPa)$	$w_f(\%)$	$\sigma_3(kPa)$	$w_f(\%)$	$\sigma_3(kPa)$	$w_f(\%)$	$\sigma_3(kPa)$	$w_f(\%)$
100	0	100	0	100	0	100	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6
200	0	200	0	200	0	200	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6
300	0	300	0	300	0	300	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6

4.2. Essai sur sable lâche

4.2.1. Relation contrainte-déformation

Les figures 4.1 (a, b et c) et 4.2 (a, b et c) montrent les variations du déviateur q (kPa) en fonction de la déformation axiale ε_1 (%) préparés selon un état lâche de densité relative ($D_r = 25\%$) et soumis à trois pressions de confinement ($\sigma'_c = 100, 200, \text{ et } 300$ kPa). Le phénomène de liquéfaction est observée pour le sable de Chlef non renforcé à une pression de confinement de 100 kPa, tandis que pour le sable renforcé à 0.2%, 0.4% et 0.6%, on constate une amélioration significative de la résistance à la liquéfaction où une teneur en fibre de 0.2% nous montre une valeur maximale de la résistance évaluée à 270 kPa pour un confinement de 300 kPa.

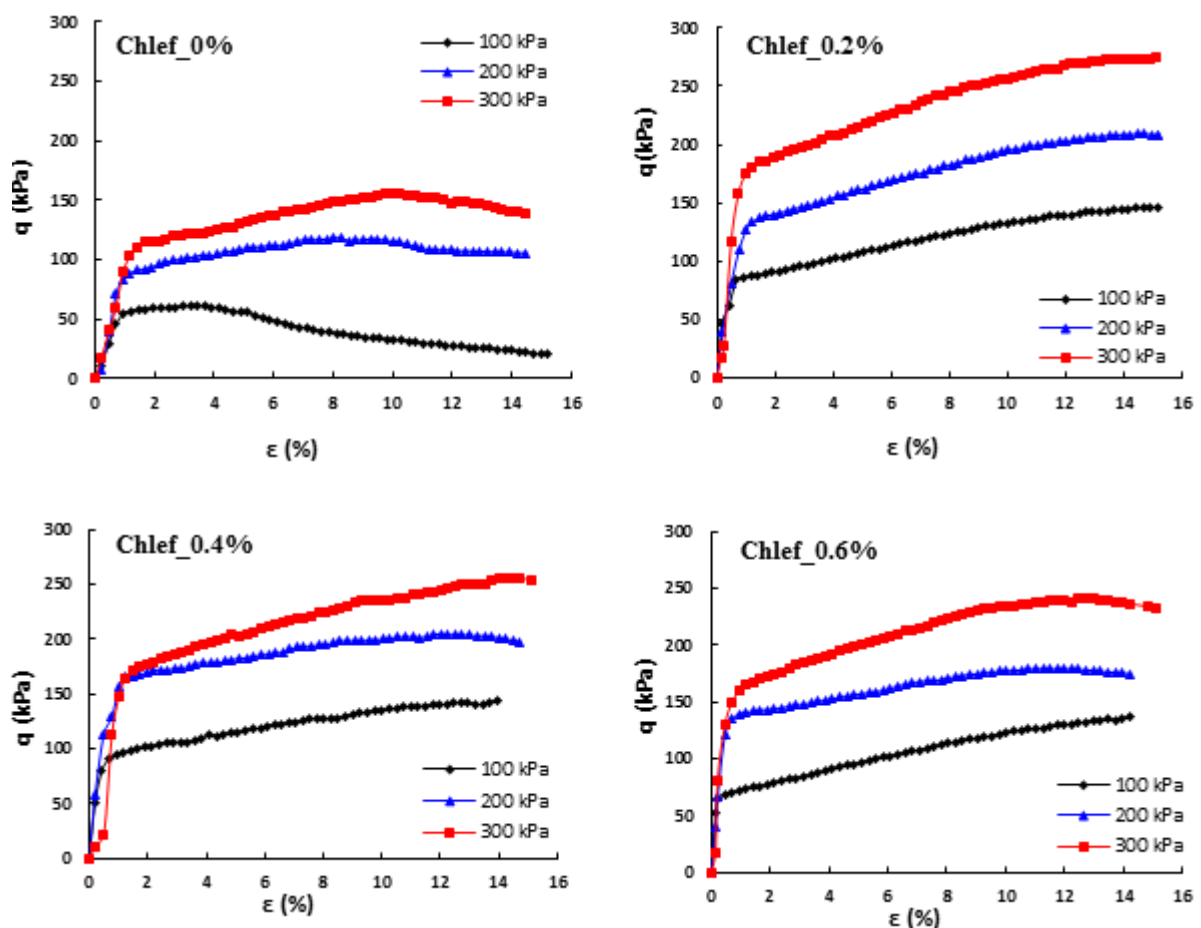


Figure 4.1- Relations contrainte - déformation pour les échantillons de sable Chlef à l'état lâche en fonction de différents teneurs en fibres dans des essais de compression triaxiale non drainée.

Pour celui du sable de Oued Rass reporté sur la figure 4.2, nous constatons qu'il existe une vulnérabilité à la liquéfaction du fait que le sable de Oued Rass non renforcé soumis à trois contraintes de confinement (100kPa, 200 kPa et 300 kPa) enregistre une brusque diminution de la résistance au déviateur se stabilisant à des valeurs inférieures à 80 kPa.

D'une façon qualitative, le sable d'Oued Chlef non renforcé présente un comportement relativement résistant, comparativement à celui observé sur l'Oued Rass. Le déviateur q présente un pic pour une déformation $\varepsilon_1 = 1\%$ quand la pression latérale σ'_c passe de 100 kPa à 300 kPa où on enregistre des valeurs respectives $q_{peak} = 100$ kPa pour le sable de Rass et 120 kPa pour le sable de Chlef.

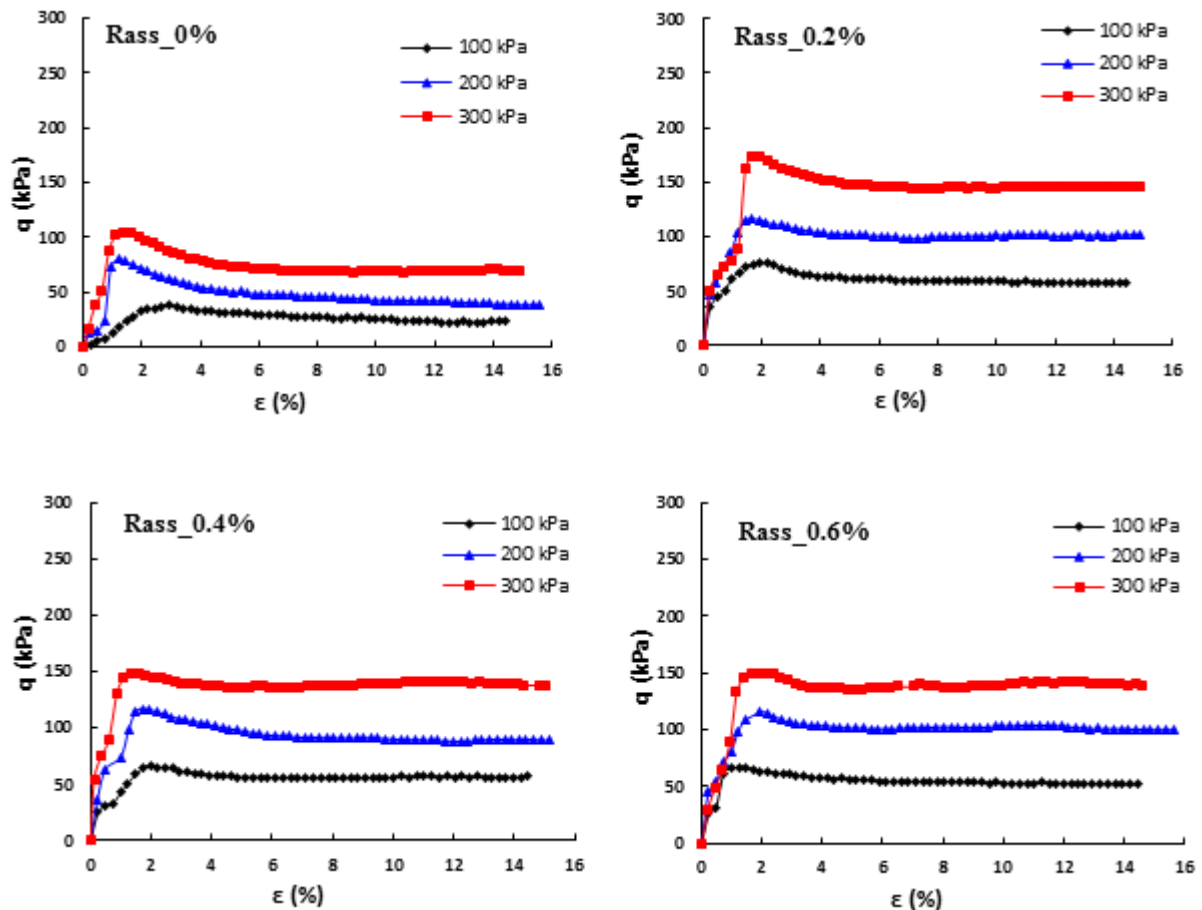


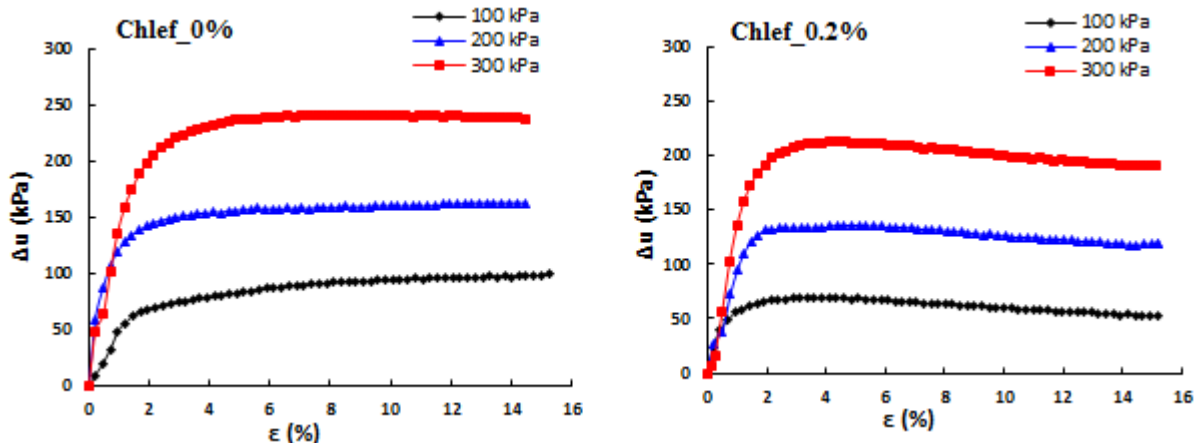
Figure 4.2- Variation du déviateur q versus déformation $\varepsilon\%$ pour les échantillons de sable Rass à l'état lâche en fonction de différentes teneurs en fibres.

4.2.2. Variation de la pression interstitielle

En général, il est prévu d'observer les tendances opposées entre l'évolution de la résistance au cisaillement et la pression interstitielle en fonction de la déformation pour les sols renforcés et non renforcé. Dans la littérature, il existe une abondance de données expérimentales sur les essais triaxiaux drainés sur les sables renforcés par des fibres. Cependant, les données sur les conditions de chargement non drainées des sols en présence de fibres sont pratiquement rares, permettant de prouver d'une certaine façon que la présence de fibres améliore le comportement de la résistance au cisaillement des sables saturés en diminuant les pressions

d'eau interstitielle tout en observant le changement des sols renforcés de l'état contractant à un état dilatant (Ibraim et al., 2010; Diambra et al., 2011; Liu et al., 2011; Maheshwari et al., 2012). D'autre part, un certain nombre d'études indique que la variation de la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres lors du cisaillement non drainée (Loehr et al., 2008; Freilich et al., 2010; Ahmad et al., 2010; Estabragh et al., 2011). Cependant, Li (2005) a expliqué que l'augmentation de la pression interstitielle sur les mélanges sables- fibres permet une répartition des contraintes dans la masse du sol et donc augmentant la tendance à des déformations contractantes dans le mélange de la structure du sol. Par conséquent, compte tenu de la variation positive de la pression interstitielle qui reste associée à la variation volumétrique de l'échantillon au cours du cisaillement, on peut conclure que les fibres empêchent la dilatance du mélange du sol et des fibres; ceci reste confirmer par plusieurs chercheurs comme Peters et al. (2010).

Les figures 4.3 et 4.4 illustrent les variations de la pression interstitielle ΔU (kPa) en fonction de la déformation axiale ε_1 (%) réalisé sur deux sables: Chlef et Rass préparés à l'état lâche ($D_r = 25\%$) et soumis à trois contraintes de confinement: $\sigma'_c = 100, 200, 300$ kPa. On constate à cet effet que le phénomène de liquéfaction est observé uniquement pour le sable de Chlef non renforcé à une pression de confinement de 100 kPa. Pour le cas du sable renforcé à 0.2%, 0.4% et 0.6% de fibre de verre, les valeurs de la pression interstitielles sont toutes inférieures aux pressions de confinement soumise au cours de l'essai, ce qui dénote la non observation du phénomène de liquéfaction, ceci peut s'expliquer par la présence de l'efficacité des fibres empêchant la remontée de pression ce qui a favorisé la dilatance des mélanges.



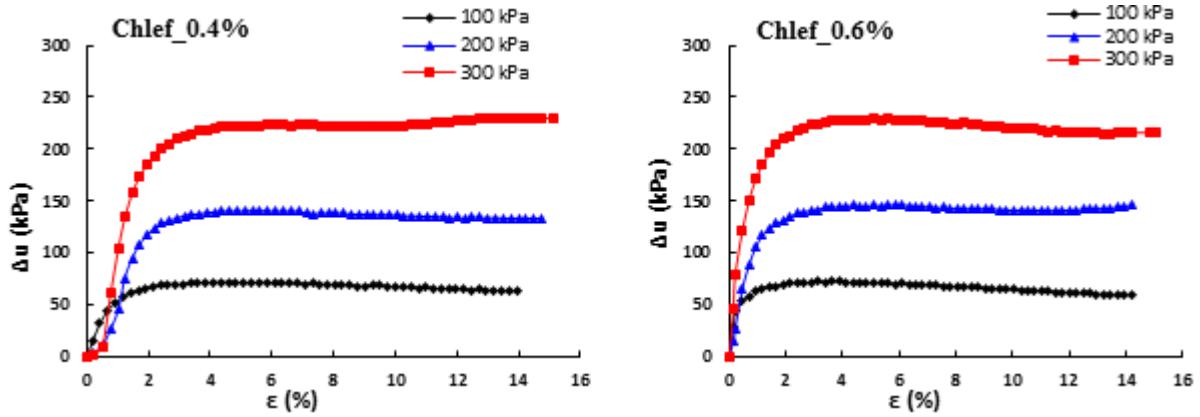
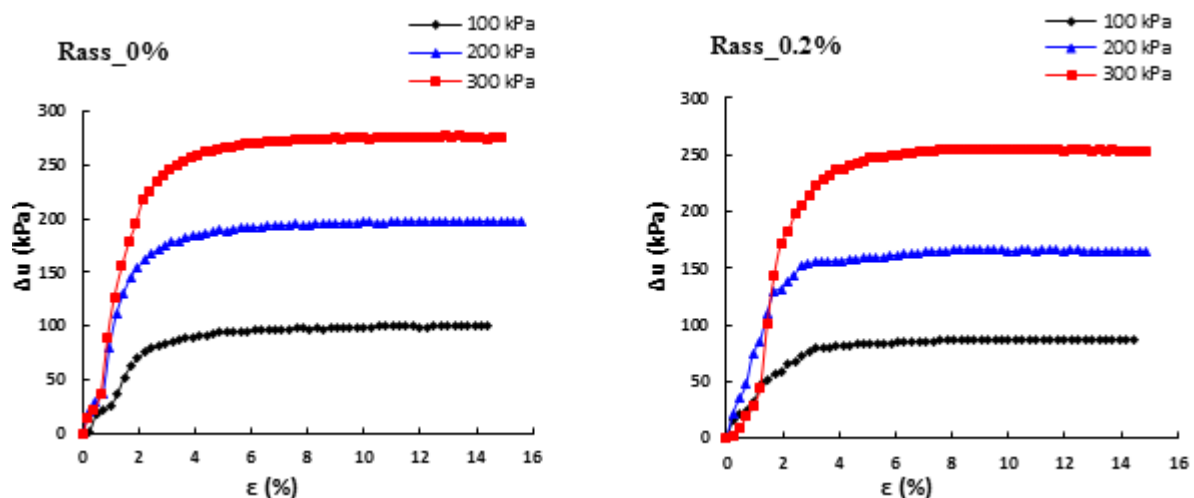


Figure 4.3- Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Chlef à l'état lâche sous trois pressions de confinement et différents teneurs en fibre.

A teneur en fibres constantes, la variation de la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. La figure 4.4 montre la variation de la pression interstitielle ΔU (kPa) en fonction de la déformation horizontale ϵ_1 (%) pour le sable de Rass, non renforcé et renforcé par différents teneurs en fibres soumis à trois pressions de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) et préparé à un état lâche ($Dr = 25\%$). Il en ressort de cette figure que le phénomène de liquéfaction a été observé pour les trois pressions de confinement dans le cas du sable de Rass non renforcé contrairement à celui de Chlef ou le phénomène de liquéfaction a été observé uniquement pour une pression de confinement de 100 kPa. Pour le cas des sols renforcés (Chlef ou Rass), le même comportement a été observé pour les différentes teneurs en fibre soumises à trois valeurs de contraintes de confinement.



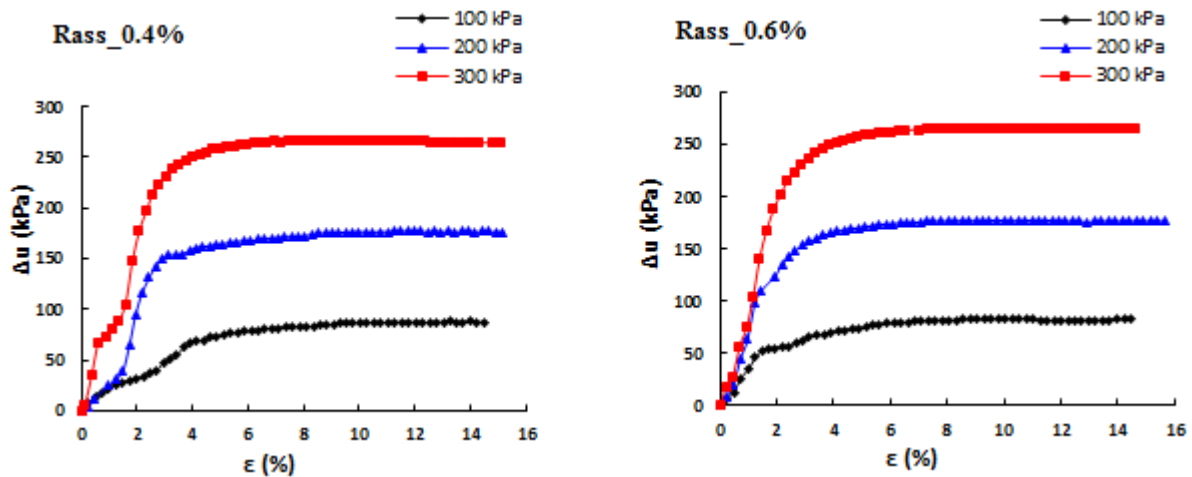


Figure 4.4- Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Rass à l'état lâche sous trois pressions de confinement et différents teneurs.

4.2.3. Chemins de contraintes

Dans un test de Triaxial classique, les réponses de contractance et de la dilatance des échantillons de sol non drainés peuvent être observées à partir d'un chemin de contrainte effective. Typiquement, lorsque la pression de confinement effective diminue, l'échantillon présente un comportement de contractance et une pression de confinement croissante correspond normalement à un état dilatant du sol. La figure 4.5 (a, b et c) présente la variation du déviateur q (kPa) en fonction de la contrainte moyenne effective p' (kPa), du sable de Chlef à l'état lâche ($D_r = 25\%$), non renforcé et renforcé à différents teneurs en fibres et soumis à trois contraintes de confinement ($\sigma'_c = 100, 200, 300$ kPa). Ces courbes montrent que le sable de Chlef non renforcé et soumis à 100 kPa, reste toujours vulnérable au phénomène de liquéfaction où on observe une contractance totale. Alors que pour des contraintes de 200 kPa et 300 kPa, les courbes marquent de faibles contractances suivies de dilatance au-delà d'une déformation de 2%. Dans le cas des sables renforcés à 0.2%, 0.4% et 0.6%, une amélioration significative des échantillons a été observée où les sables renforcés marquent de faibles contractances suivies de fortes dilatances à faible déformation $\varepsilon_1 = 1.5\%$.

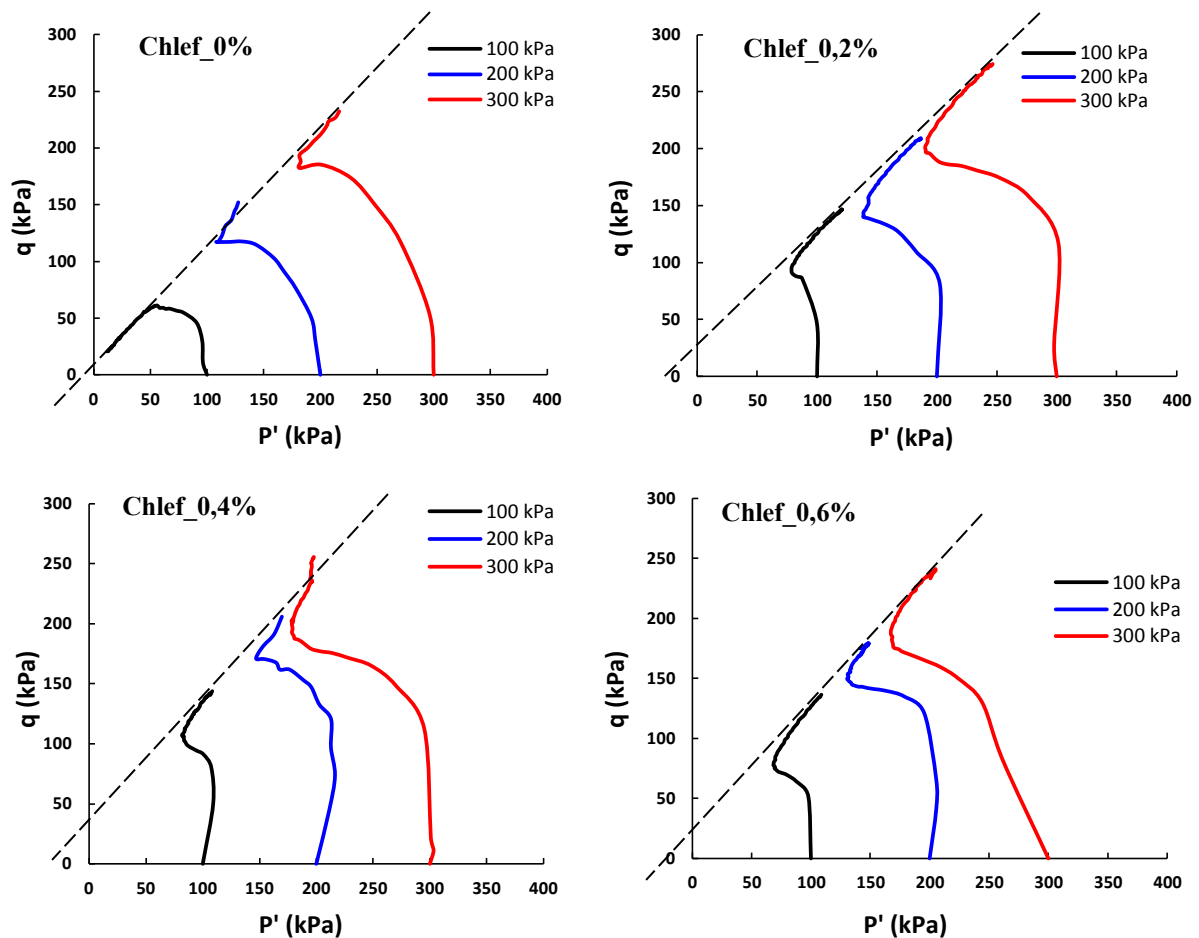


Figure 4.5- Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Chlef à l'état lâche non renforcé et renforcé avec différents teneurs en fibres.

La figure 4.6 illustre la variation du déviateur q (kPa) en fonction de la contrainte moyenne effective p' (kPa), du sable de Rass à l'état lâche ($D_r = 25\%$), non renforcé et renforcé à différentes teneurs en fibres et soumis à trois contraintes de confinement ($\sigma'_c = 100, 200, 300$ kPa). On note que le sable de Oued Rass à l'état non renforcé représente une vulnérabilité accrue au phénomène de liquéfaction pour les trois contraintes de confinement contrairement à ce qui a été observé pour le sable de Chlef. Dans le cas du sable renforcé à 0.2%, 0.4% et 0.6%, le chemin de contrainte indique une dégradation des particules de grains solides et la résistance des échantillons reste faible vis-à-vis de l'évolution de la teneur en fibre. Une grande partie de la contractance étant observée à faible déformation, ce qui a favorisé le phénomène de liquéfaction du sable d'Oued Rass.

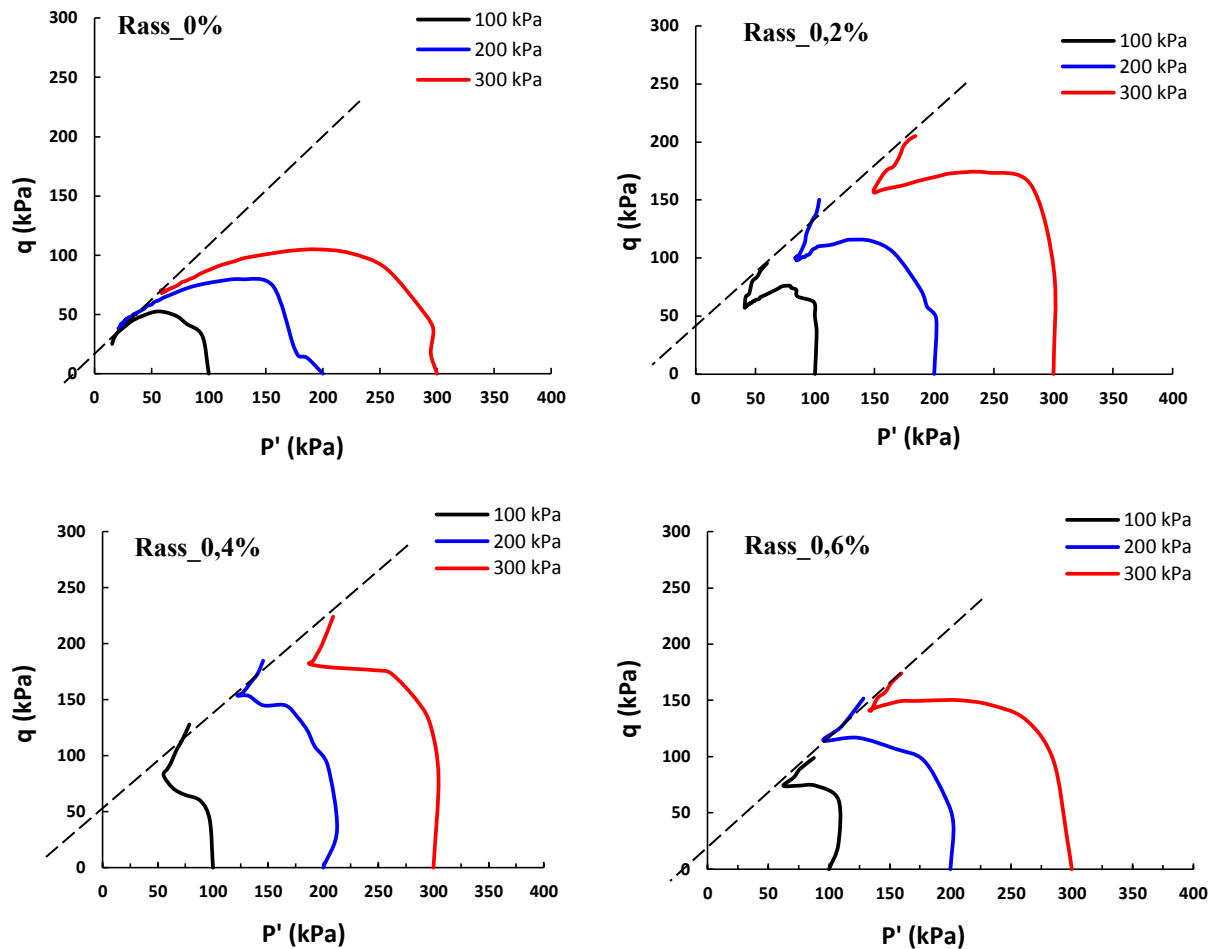


Figure 4.6- Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Rass à l'état lâche non renforcé et renforcé avec différents teneurs en fibres.

4.3. Essais sur sable moyennement dense

4.3.1. Relation contrainte-déformation

Les variations du déviateur q (kPa) en fonction de la déformation axiale ε_1 (%) pour les échantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$), renforcés par des fibres de verre et non renforcés soumises à trois pressions de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa), sont présentées sur les figures 4.7 et 4.8 pour les sables d'Oued: Chlef et de Rass, respectivement. Nous pouvons constater à cet effet qu'une nette amélioration de la résistance au cisaillement de deux types de sable a été observée par rapport à ceux observés à l'état lâche. A la même pression de confinement les échantillons renforcés de fibres conduit à une augmentation plus significative de la résistance au cisaillement au pic. La bifurcation des courbes est observée à partir d'une déformation $\varepsilon_1 = 1\%$ où les sols non renforcés décroissent pour se stabiliser à 200 kPa pour le sable de Chlef et 175 kPa pour le sable de Rass lorsqu'ils sont soumis à une pression de confinement $\sigma'_c = 300$ kPa et à déformation résiduelle $\varepsilon_1 = 12\%$. Pour les sables

renforcés à 0.4% de fibre, les valeurs maximums (q_{max}) enregistrées à $\sigma'_c = 300$ kPa sont de 408,38 kPa et 262,6kPa pour le sable de Chlef et le sable de Rass, respectivement. Le rapport de résistance q_{max} (sable Chlef)/ q_{max} (sable Rass) = 1.55, ce qui dénote le bon comportement du sable de Chlef par rapport à celui observé sur le sable de Rass.

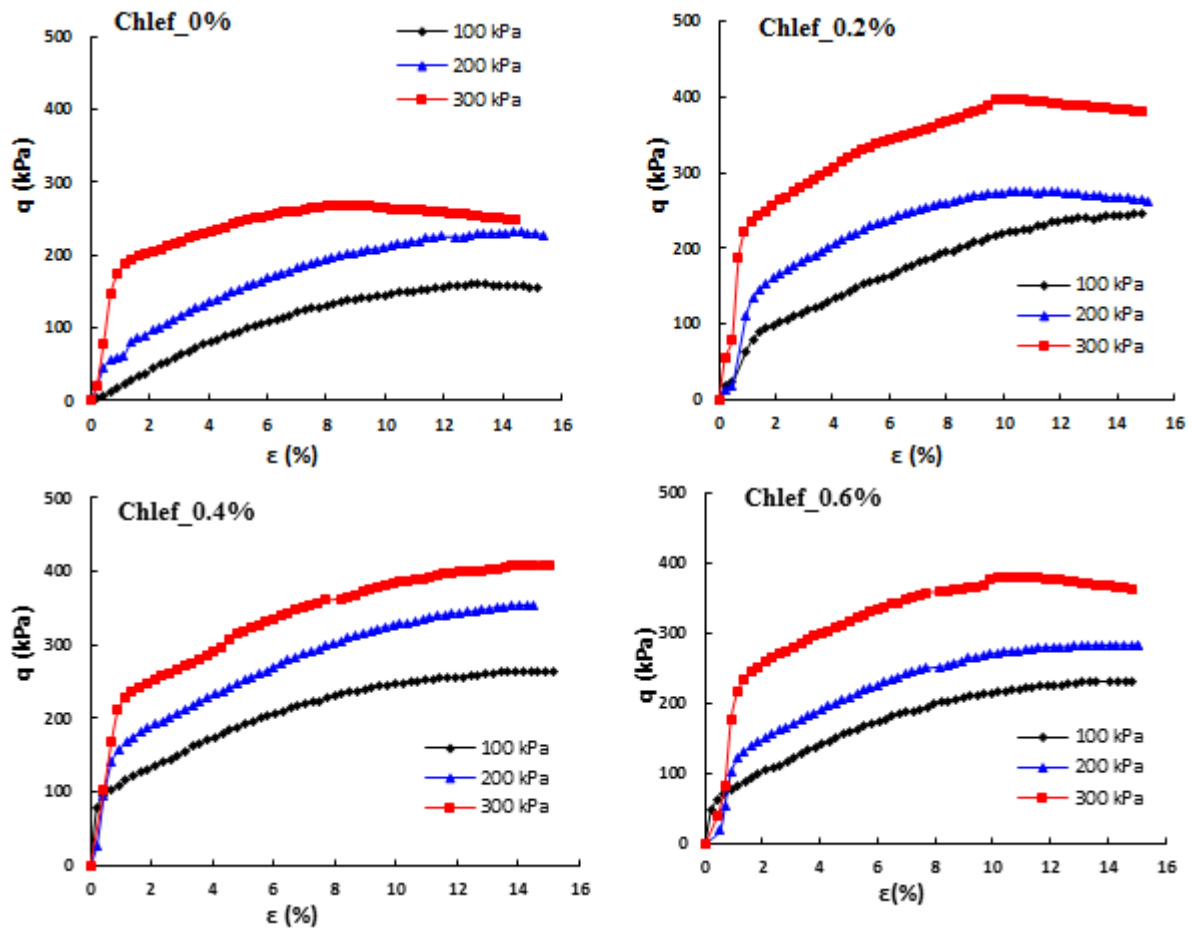
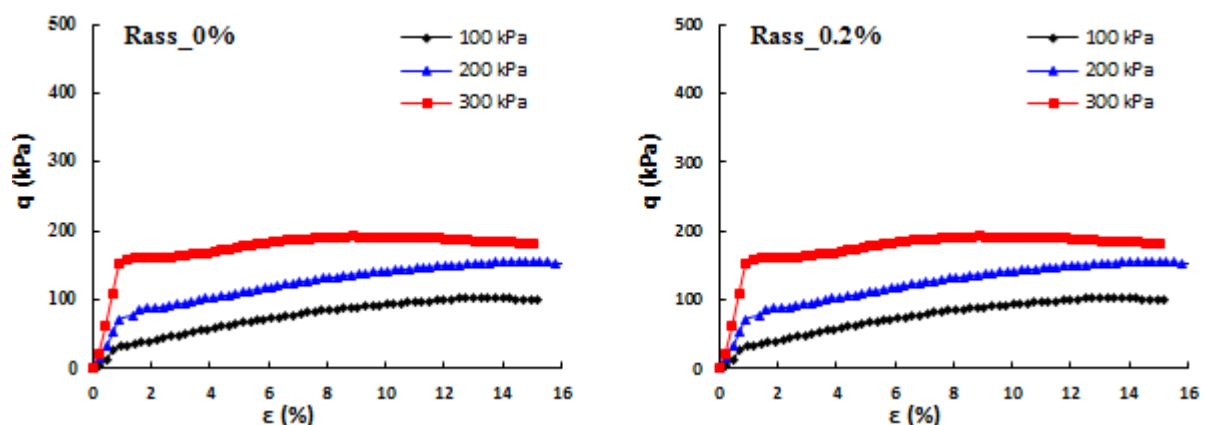


Figure 4.7- Relations contrainte-déformation pour les échantillons de sable Chlef à l'état moyennement dense en fonction de différents teneurs en fibres.



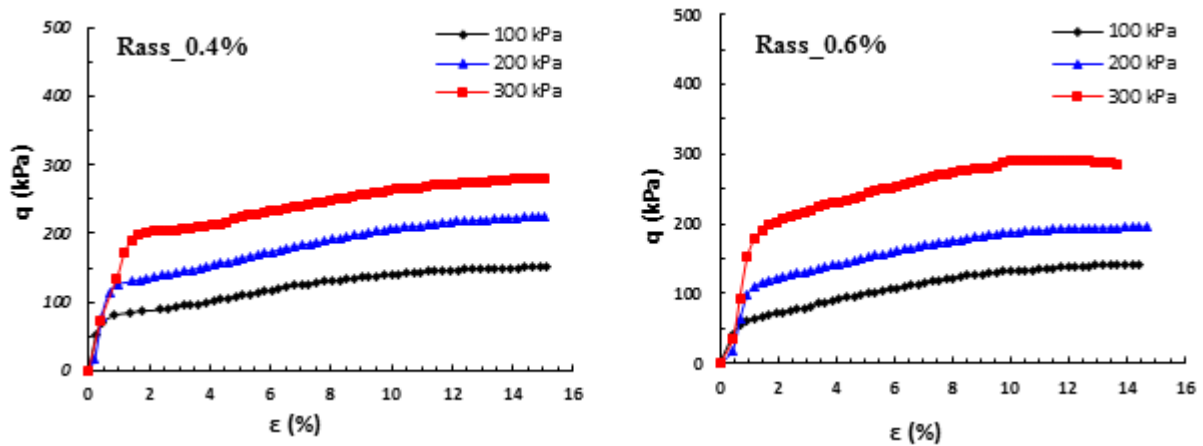
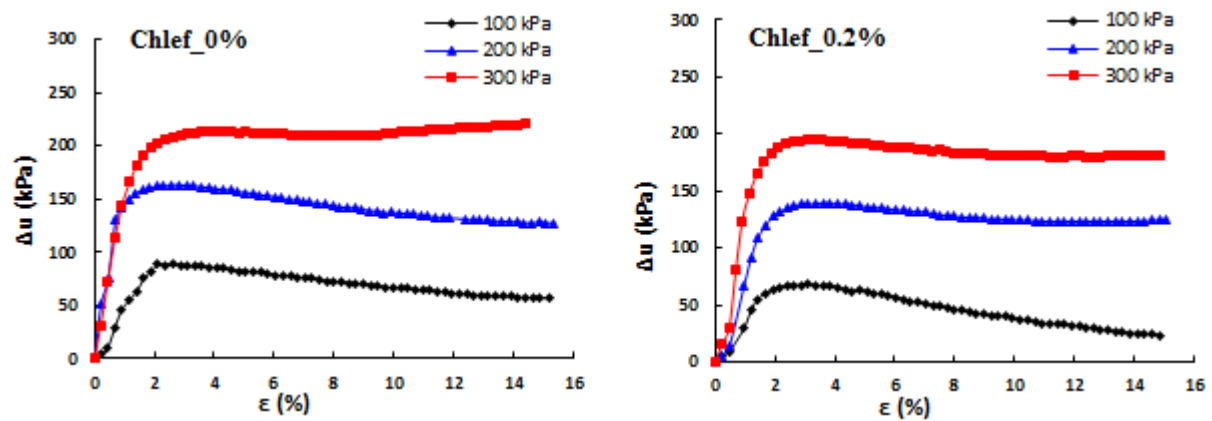


Figure 4.8- Relations contrainte-déformation pour les échantillons de sable Rass à l'état moyennement dense en fonction de différents teneurs en fibres.

4.3.2. Pression de l'eau interstitielle

Les variations de la pression interstitielle pour les échantillons renforcés de fibre et non renforcés sous trois pressions de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) sont présentées sur les figures 4.9 et 4.10 pour les sables de Chlef et de Rass, respectivement pour une densité moyenne $D_r = 50\%$. L'évolution de la pression interstitielle dans ces échantillons augmente linéairement d'une manière brusque jusqu'à 2% de déformation pour les sables renforcés et non renforcés puis diminue progressivement pour se stabiliser à 15% de déformation.



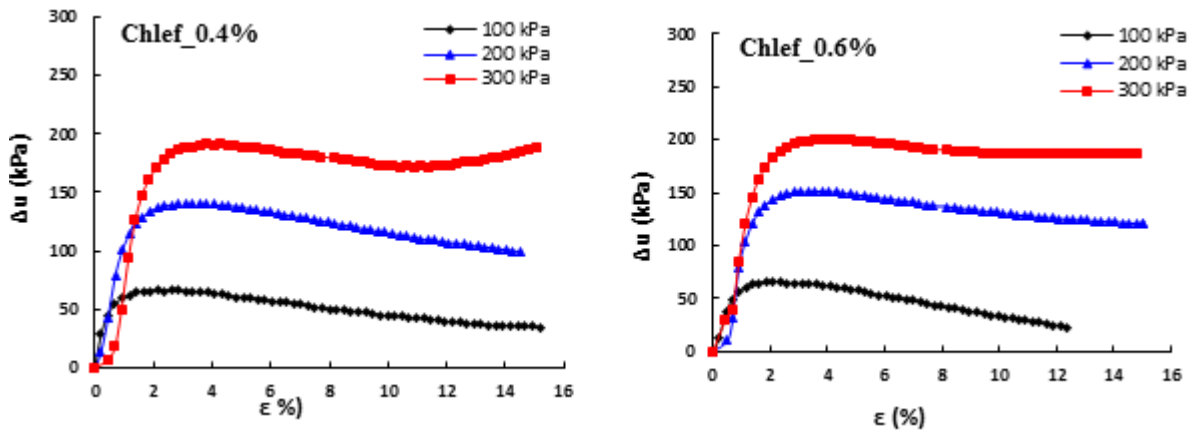


Figure 4.9- Réponses de pression interstitielle pour des échantillons de sable Chlef à l'état moyennement dense sous trois pressions de confinement et différents teneurs en fibre.

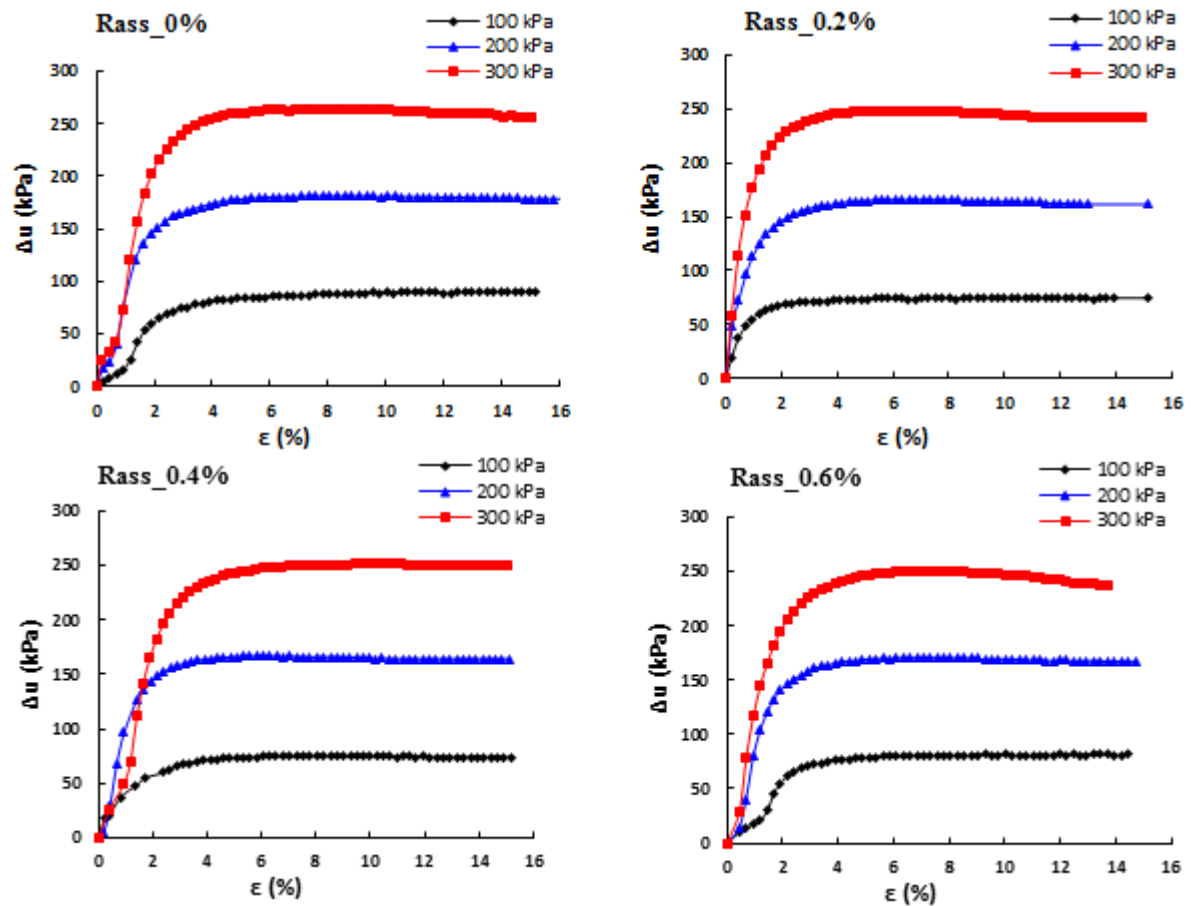


Figure 4.10- Réponses de pression de l'eau interstitielle pour des échantillons de sable Rass à l'état moyennement dense sous trois pressions de confinement et différents teneurs en fibre.

4.3.3. Chemin de contrainte effective

Les figures 4.11 et 4.12 présentent les variations du déviateur q (kPa) en fonction de la contrainte moyenne effective p' (kPa) de deux types de sables confectionnés selon l'états de densité moyennement dense ($D_r = 50\%$) et soumis à trois contraintes de confinement: $\sigma'_c =$

100, 200, 300 kPa. A pression de confinement constant, le chemin de contrainte présente de faibles contractance suivit par de forte dilatance et ce à faible déformation. Le changement du point de transformation de phase est localisé à une déformation de 2%.

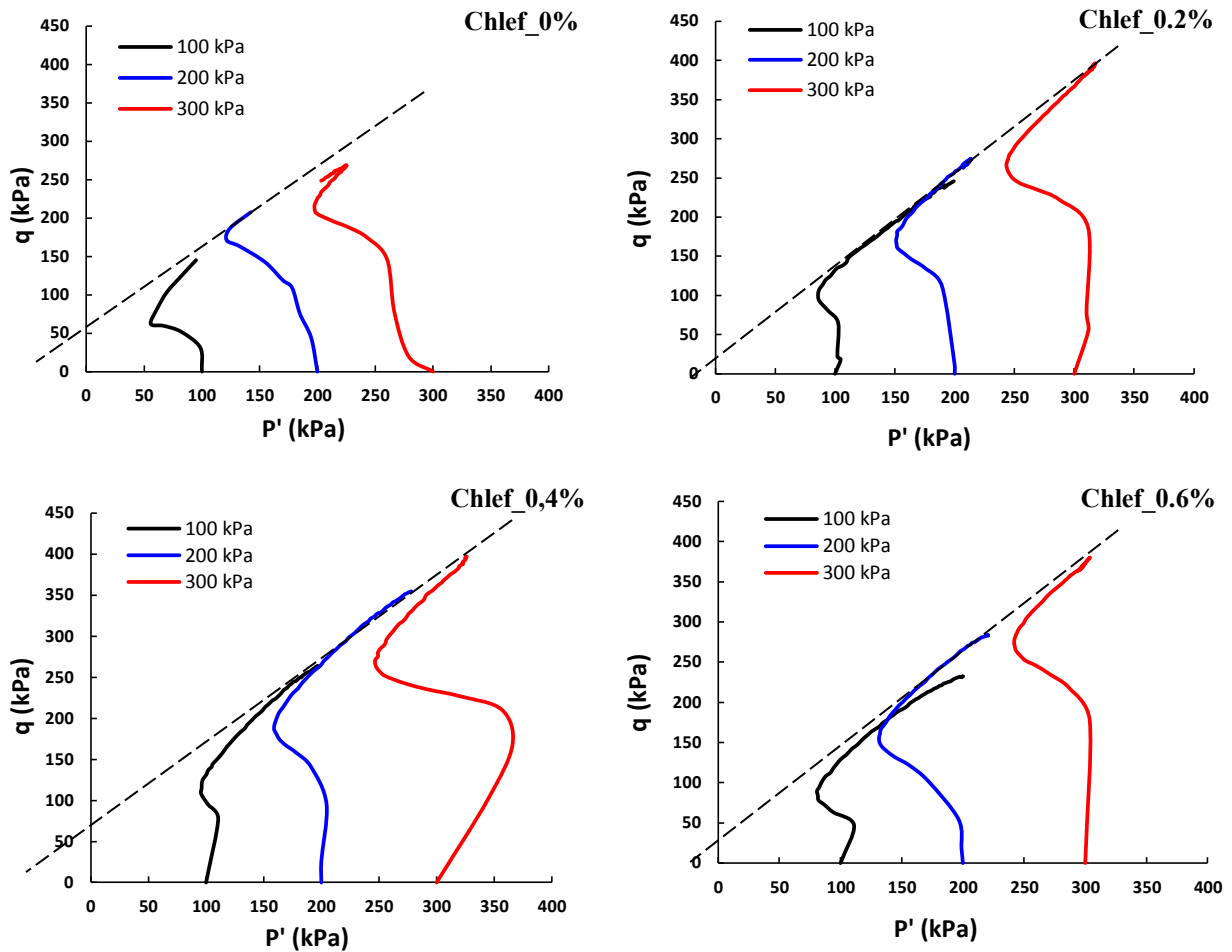
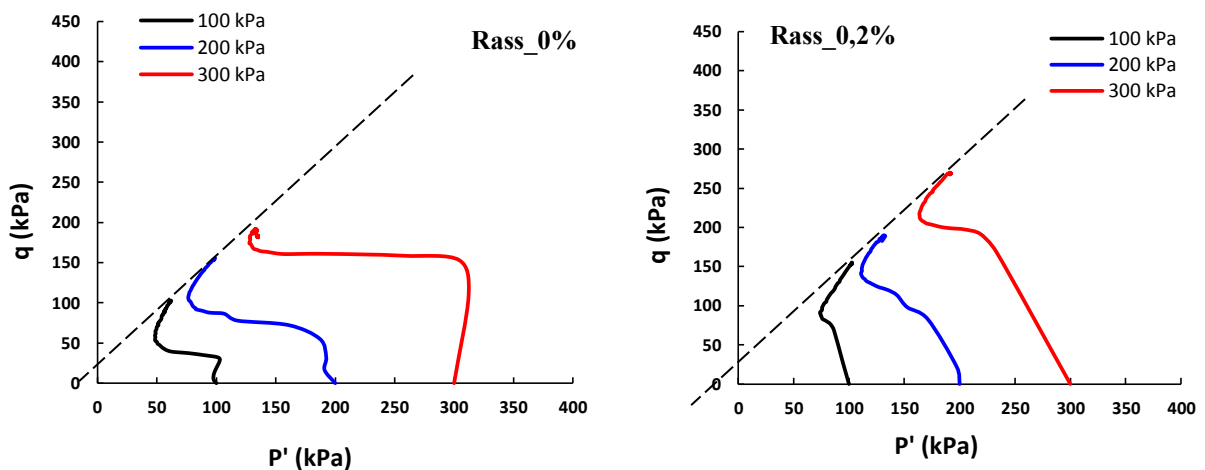


Figure 4.11- Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Chlef à l'état moyennement denses non renforcé et renforcé avec différents teneurs en fibres.



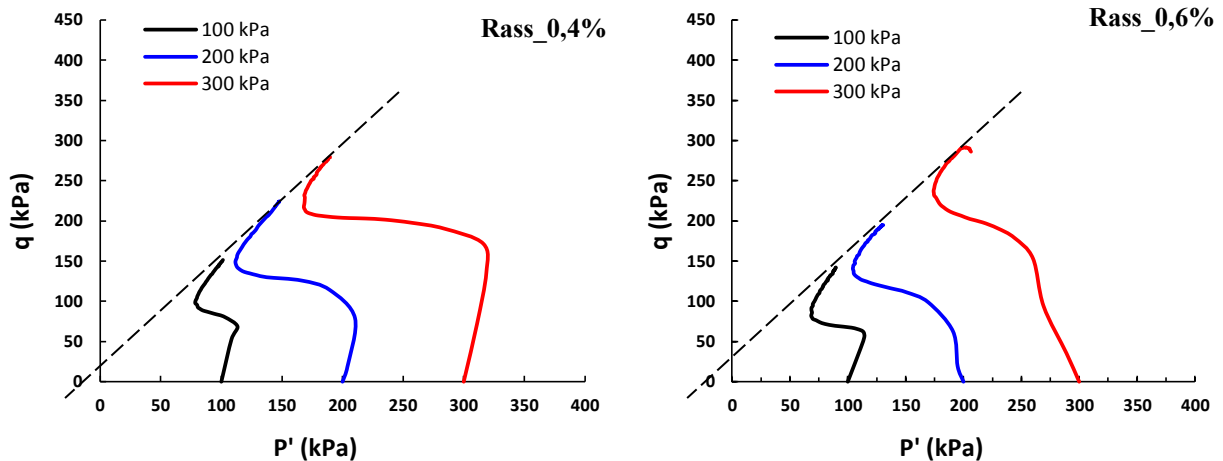


Figure 4.12- Chemins de contraintes effectives pour les échantillons de sable Rass à l'état moyennement denses non renforcé et renforcé avec différents teneurs en fibres.

4.4. Effet de la teneur en fibre et de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction

4.4.1. Effet de la teneur en fibres

Les figures 4.13 et 4.14 illustrent les variations du déviateur q (kPa) et de la pression interstitielle en fonction de la déformation ε_1 (%) pour l'état lâche et moyennement dense de deux types de sables (Chlef et Rass). À l'état lâche ($D_r = 25\%$), la figure 4.13(c et d) montre les variations du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation pour les sables renforcés et non renforcés avec des teneurs en fibres $w_f = 0.2, 0.4$ et 0.6% . On peut constater qu'à pression de confinement de 100 kPa, la résistance des échantillons de sable augmentent avec une augmentation de la teneur en fibre. Cependant pour le sable d'Oued Chlef un relâchement de résistance est observé uniquement dans le cas du sable non renforcé; le déviateur de résistance marque une recrudescence lorsque le teneur en fibre varie de 0.2% à 0.6% . Le pic de résistance n'ayant pas été localisé dans ce cas de figure. La variation de la pression interstitielle montre les mêmes effets que ceux observés pour le cas du déviateur.

Pour le sable d'Oued Rass représenté dans la figure 4.13.b, la résistance au déviateur enregistrée reste tout à faible minime par rapport à celle enregistrée sur le sable d'Oued Chlef. On note qu'à différentes teneur en fibres le déviateur marque un maximum localisé autour de 75 kPa ($w_f = 0.4\%$), puis diminue brusquement pour se stabiliser autour de 65 kPa. Le phénomène quasi-liquéfaction du sable de Rass est confirmé avec l'évolution de la variation de la pression interstitielle illustrée dans la figure 4.13.d.

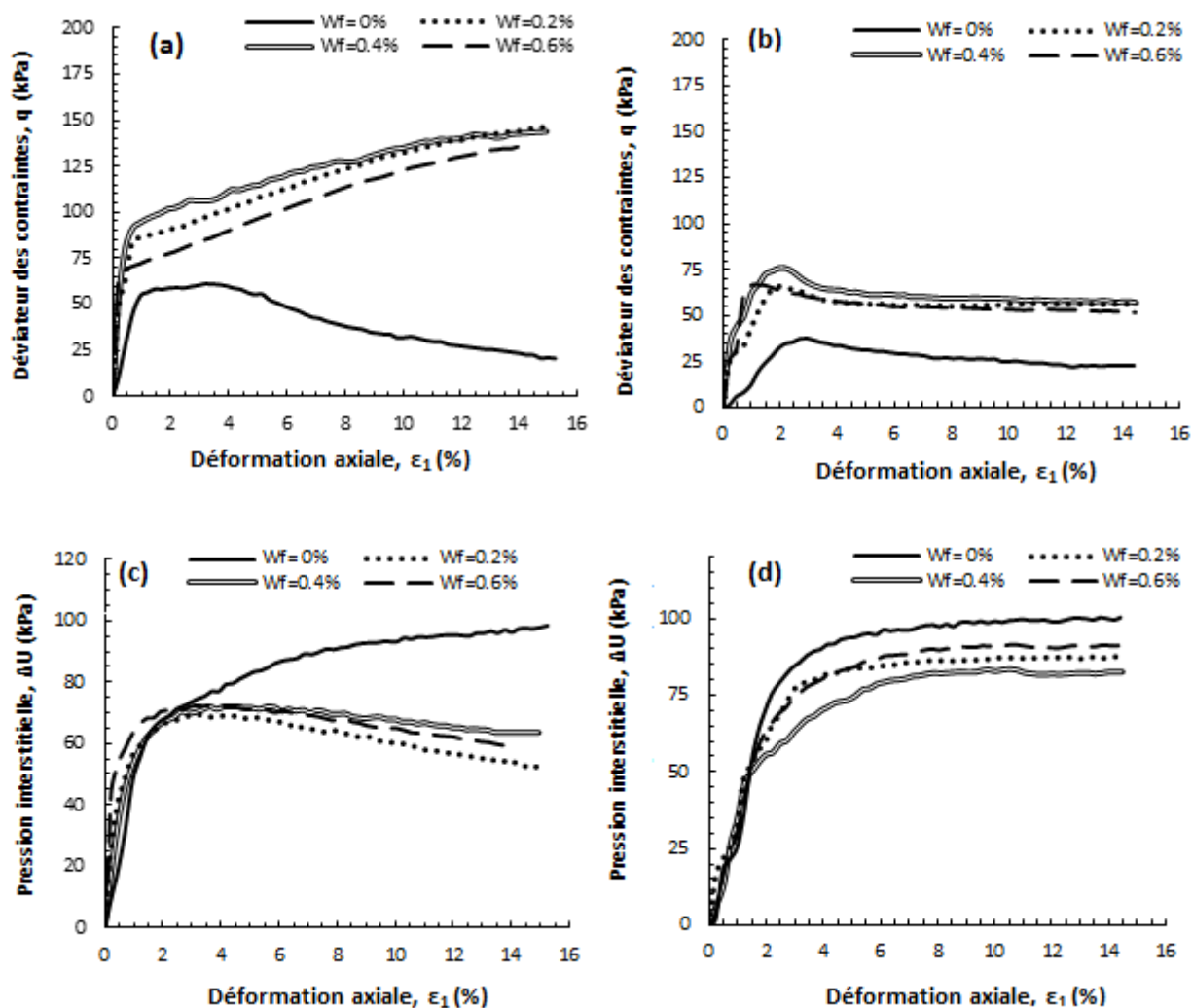


Figure 4.13- Effet de la teneur en fibre sur la résistance à la liquéfaction des échantillons lâches pour le sable de Chlef et Rass sous une pression de confinement de 100kPa.

Cependant, dans le cas des échantillons renforcés, le sable de Oued Chlef renforcé à 0.4% de fibres, présente un pic de résistance ($\epsilon_1 < 0.5\%$), évalué à 80 kPa, alors que le sable de Oued Rass, présentant un pic de résistance ($\epsilon_1 > 2\%$) de 60 kPa, tout en signalant l'augmentation de la valeur positive de la pression interstitielle ($\Delta U > 0$), faisant diminuer la contrainte effective du sol composite. Cette tendance contractante des mélanges sol-fibres, étant expliquée par la présence de fibres dans la masse de sol, pouvant limiter ou même empêcher l'étalement latéral du sol, ce qui présente une des conséquences majeures à la liquéfaction (Liu et al., 2011).

La figure 4.14 a, b, c et d montre les variations du déviateur q(kPa) et de la pression interstitielle (kPa) en fonction de la déformation ϵ_1 (%) pour l'état moyennement dense ($D_r = 50\%$) de deux types de sables (Chlef et Rass). Pour le sable de Chlef Renforcé et non renforcé, on peut constater que le rapport du déviateur max du sable de Chlef et Rass renforcé à 0.4%, évoluant dans un même ordre de grandeur avec $q_{\max, \text{Renf}} / q_{\max, \text{non_renf}} = 1.66$. Cependant

le sable de Chlef marque une faible contractance à ($\varepsilon_1 = 2\%$) suivit d'une forte dilatance, alors que le sable de Rass est associé à une contractance partielle suivit d'une faible dilatance au-delà de 6% de déformation axiale. Ces résultats semblent en bon accord avec les observations de Diambra et al. (2011) et Ibraim et al. (2010).

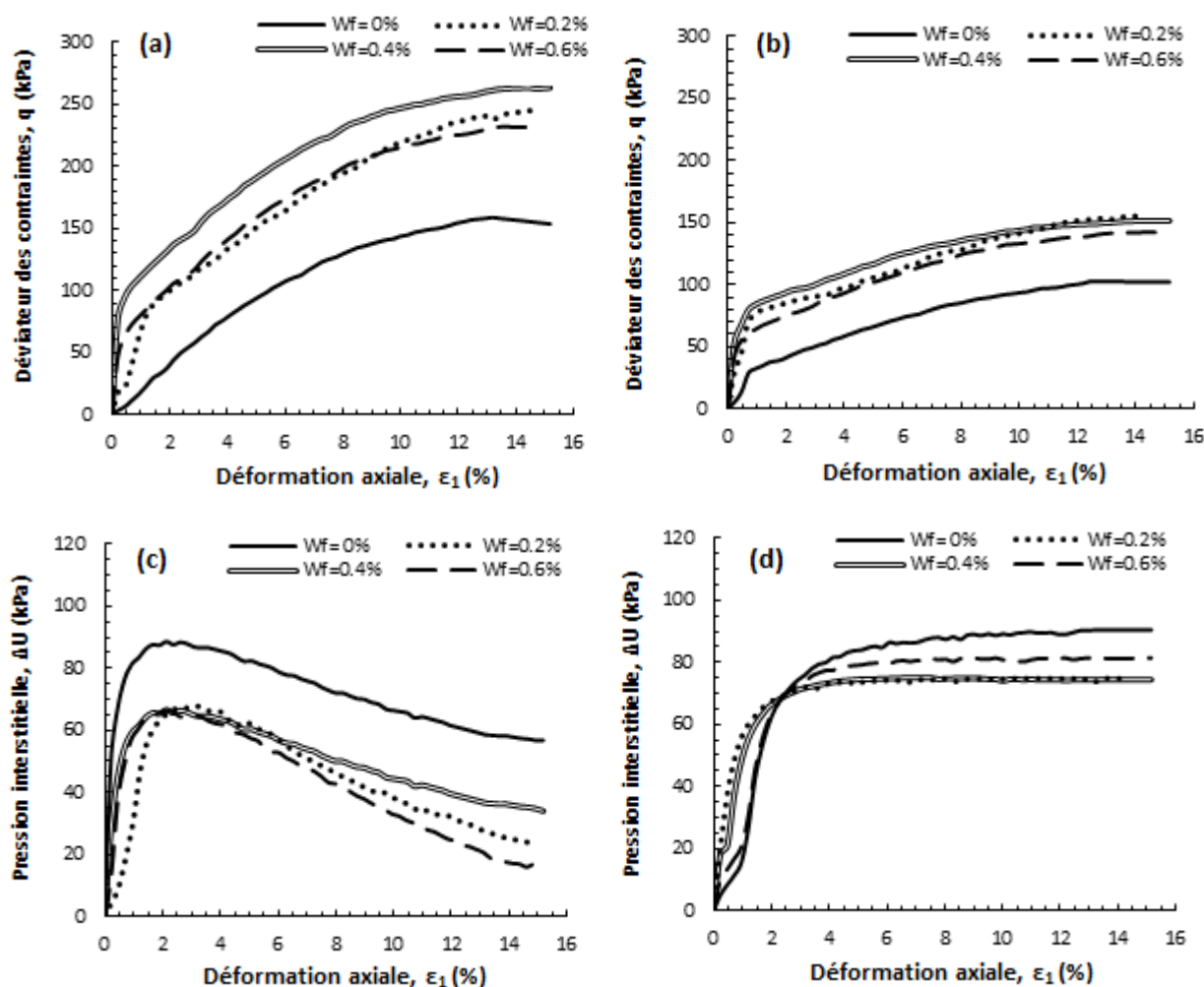


Figure 4.14- Effet de la teneur en fibre sur la résistance à la liquéfaction des échantillons moyennement dense pour le sable de Chlef et Rass sous une pression de confinement de 100kPa.

Les figures 4.15.a et 4.15.b illustrent le comportement des échantillons à la rupture (à la fin de cisaillement) des deux sables non renforcés : Sable de Chlef (figure 4.15.a) et sable de Rass (figure 4.15.b) soumise à des contraintes de confinement de 100 kPa et préparé à une densité relative $Dr = 25\%$ (état lâche). Le sable d'Oued Chlef (figure 4.15, a), s'est comporté d'une façon plus résistant par rapport au sable de Oued Rass où il présente un effondrement total du au phénomène de la liquéfaction.

Dans la figure 4.16, nous montrons des échantillons récupérés après cisaillement préparés à l'état moyennement denses, renforcés à 0.4% de fibres et soumis une pression de confinement

constante de 100kPa. Nous constatons que le sable de Chlef renforcé (figure 4.16.a), s'est comporté d'une façon rigide en restant intact durant le cisaillement relativement à celui observé sur Oued Rass (figure 4.16.b). Il est à signaler dans ce cas que l'étalement et la distribution des fibres dans la masse de sol a limité et même empêché l'apparition du phénomène de liquéfaction (Ibraim et al., 2010). Les mêmes observations sont présentées par Noorzad and Farad Amini (2014).

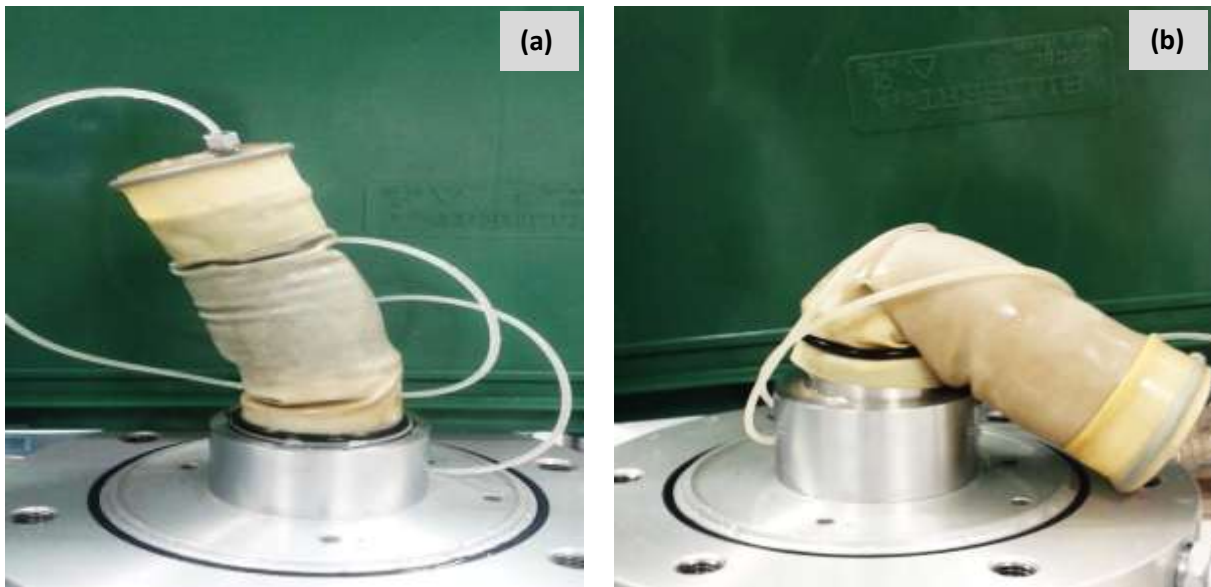


Figure 4.15- Deux photos d'échantillons non renforcés en état lâche totalement liquéfiés après cisaillement sous une pression de confinement de 100 kPa pour:
(a). sable de Chlef; (b). sable Rass.

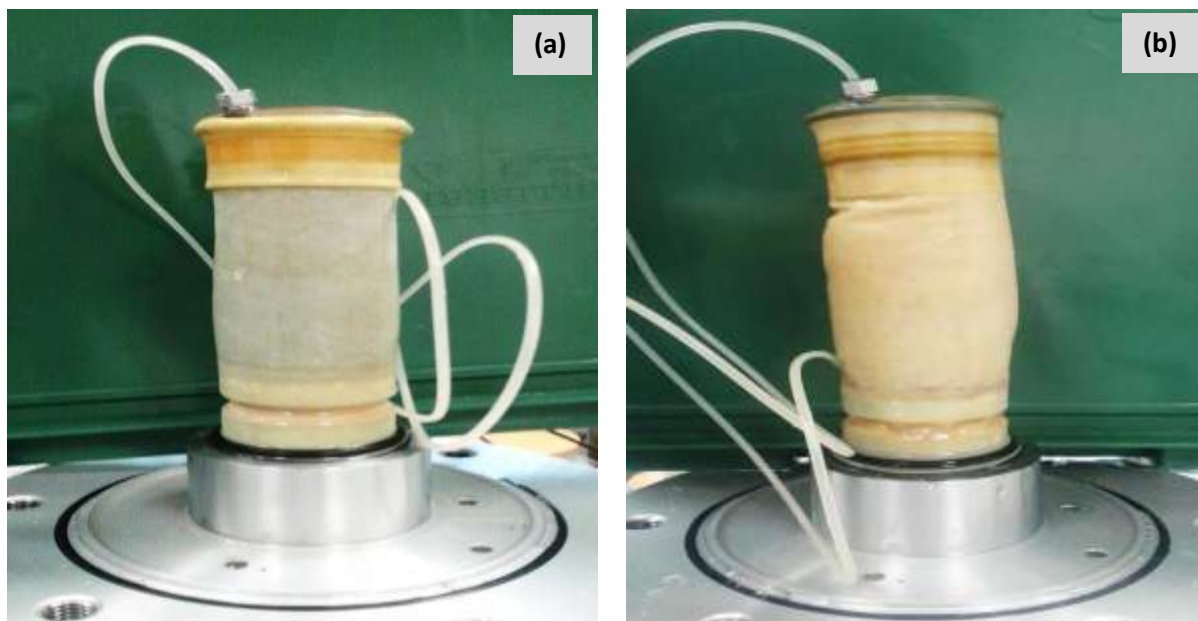


Figure 4.16- Deux photos d'échantillons renforcés (0,4% de fibres) après cisaillement à l'état moyennement dense sous pression de confinement de 100 kPa pour:
(a) sable de Chlef; (b) sable Rass.

4.4.2. Effet de la densité relative initiale

La densité relative initiale est un paramètre important quant à la connaissance de la susceptibilité au phénomène de liquéfaction. La figure 4.17 montre la variation de la résistance au cisaillement du déviateur (q_{peak}) en fonction de la contrainte effective moyenne p' (kPa) pour deux densités relatives initiales (Dr) et des teneurs en fibres variant entre 0% et 0,6% pour le sable Chlef et Rass. On peut remarquer à partir des résultats obtenus (figure 4.17.a, b, c, et d), qu'il existe une évolution significative du déviateur quand la contrainte moyenne effective augmente et ce à différentes teneur en fibres.

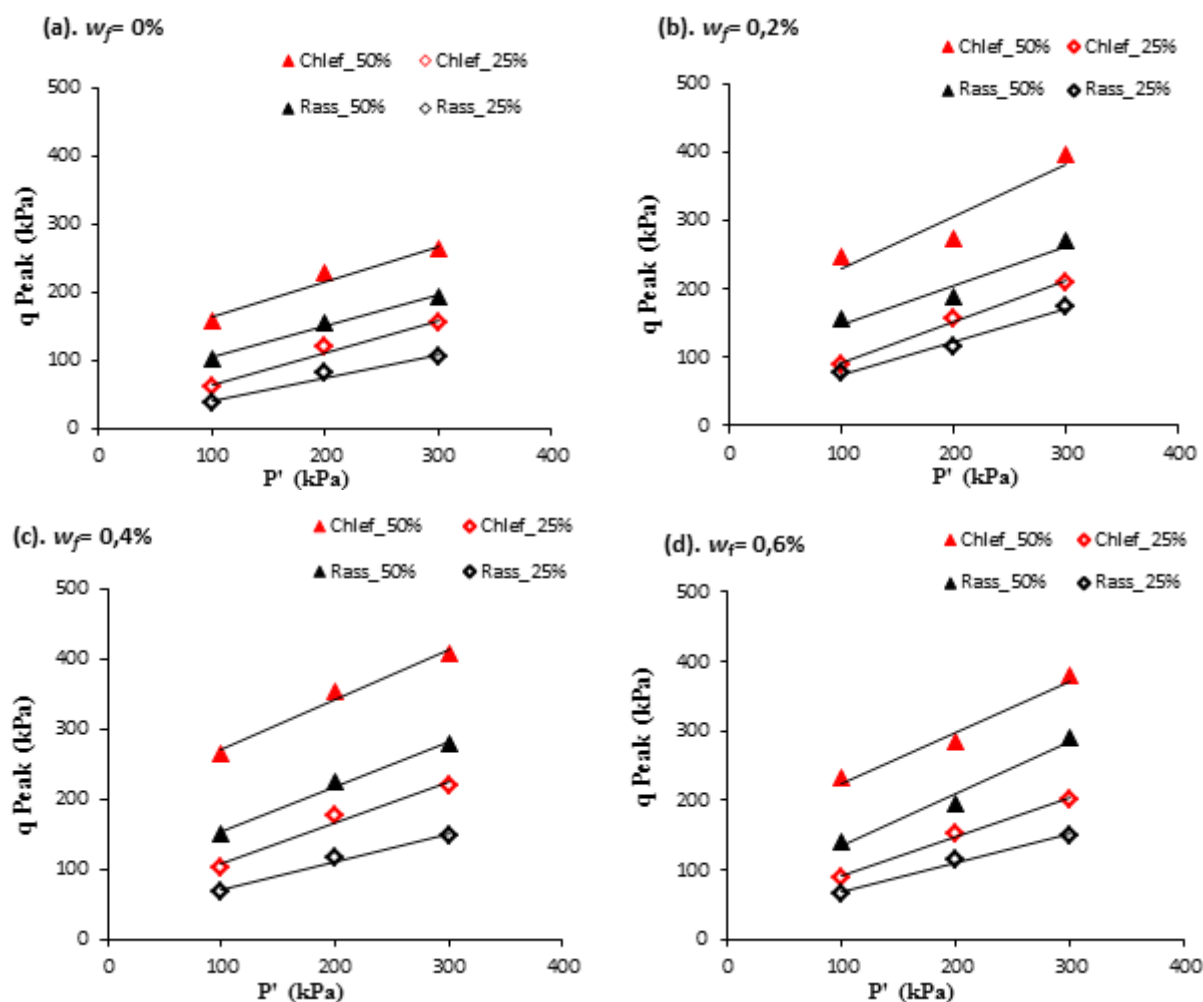


Figure 4.17- Relation entre la résistance au cisaillement du pic et les pressions de confinement à deux densités relatives et une teneur en fibres variée.

Les sols moyennement denses présentent un comportement plus rigide que celui obtenu avec celui obtenu à l'état lâche. L'évolution des courbes en comportement à l'état moyennement et lâche suivent des relations linéaires données par les équations (4.1) et (4.2) ci-dessous.

$$q_{Peak} = A \times p' + B ; \text{ pour } (Dr = 50\%) \quad 4.1$$

$$q_{Peak} = C \times p' + D ; \text{ pour } (Dr = 25\%) \quad 4.2$$

Le tableau 4.2 illustre les valeurs des coefficients A, B, C, D obtenus après détermination des coefficients de corrélation (R^2) correspondant pour les teneurs en fibres choisies et les densités relatives pour le sable Chlef et le sable Rass.

Des résultats similaires relevant des travaux de Liu et al. (2011) et Noorzad and Farad Amini (2014) ont confirmés les mêmes observations. De plus, la pente de la ligne de la résistance au cisaillement au pic est très prononcée caractérisant la bonne rigidité du matériau composite. En général, la résistance à la liquéfaction du sable de Chlef et de Rass augmente avec l'augmentation de la densité relative.

Tableau 4.2: Coefficients A, B, C, D et R^2 pour équations : (4.1) et (4.2)

Densities	w_f (%)	Sable Chlef			Sable Rass		
		A	B	R^2	A	B	R^2
	0	0,517	112,69	0,97	0,447	60,73	0,99
Moyen Dr=50%	0,2	0,752	155,07	0,89	0,574	90,09	0,96
	0,4	0,724	197,59	0,98	0,641	90,34	0,99
	0,6	0,7387	151,11	0,97	0,748	59,92	0,97
	w_f (%)	C	D	R^2	C	D	R^2
Lâche Dr= 25%	0	0,4719	17,18	0,99	0,335	7,11	0,98
	0,2	0,5911	33,757	0,99	0,489	24,11	0,99
	0,4	0,5905	48,103	0,98	0,411	28,22	0,98
	0,6	0,5584	36,023	0,99	0,417	27,29	0,99

4.5. Effet du renforcement sur les paramètres de résistance au cisaillement

4.5.1. Cohésion et angle frottement

Des recherches antérieures ont montré qu'il existe des controverses quant aux résultats obtenus avec l'inclusion des fibres. Les uns trouvent que les caractéristiques mécaniques de cohésion et d'angle de frottement interne augmentent avec l'augmentation des fibres (Kumar et al., 1999; Consoli et al., 2009), d'autres ont observé une augmentation dans les valeurs de l'angle de frottement interne, mais une diminution de la cohésion par inclusion de fibre de verre Consoli et al. (1998). Cependant, Consoli et al. (2003) ont constaté que l'angle de frottement était moins affecté par l'inclusion de la fibre alors que la cohésion augmentait avec l'augmentation de la teneur en fibres. Les différentes enveloppes de résistance au

cisaillement linéaire pour le sable non renforcé et sable renforcé avec une teneur en fibres variant entre 0.2% et 0.6% pour deux densités relatives sont représentées sur la figure 4.18. Les variations de l'angle de frottement interne et de la cohésion par rapport à la teneur en fibres sont présentées à la figure 4.19 pour les deux densités relatives pour deux types de matériaux: sables de Chlef et de Rass. Les résultats expérimentaux indiquent que pour le sable renforcé avec différentes teneurs en fibres, les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne augmentent significativement quand la teneur en fibres augmente dans la matrice du sol. A titre d'exemple, les échantillons du sable de Chlef reconstitués pour une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$), la valeur de la cohésion augmente de 8,25 kPa (0%) à 25,62 kPa (0.2%) et 31,41 kPa (0.4%) et pour le sable de Rass de 5,54 (0%) ; 13,65 kPa (0.2%) et 24.45kPa (0.4%).

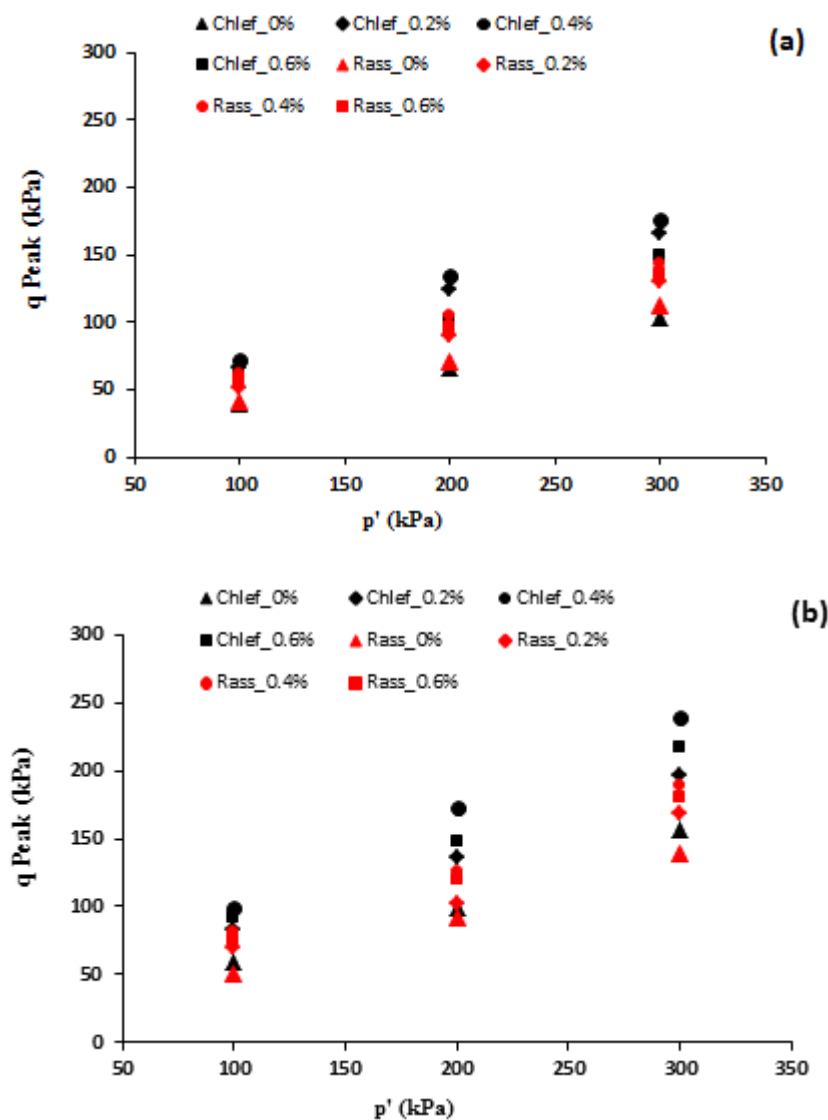


Figure 4.18- Diagramme q_{peak} - p' pour les échantillons de sable Chlef et Rass renforcés et non renforcés pour: (a). $D_r=25\%$ et (b). $D_r=50\%$.

Cependant, l'angle de frottement interne ϕ ($^{\circ}$) montre une variation croissante pour les deux types de sable, soit à l'état lâche ($Dr=25\%$) ou à l'état moyennement dense ($Dr=50\%$). Pour le sable de Chlef, on enregistre un taux d'amélioration en angle de frottement interne de 35% quand on passe d'un sable non renforcé (0%) à un sable renforcé (0.4%) pour un sol moyennement dense et de 54.63% pour le cas du sable à l'état lâche ($Dr=25\%$). Pour le sable d'oued Rass, on note une variation significative de l'angle de frottement interne pour un sable moyennement dense ($Dr=50\%$), caractérisant une progression de 18.7% en passant d'un sable non renforcé à un sable renforcé à 0.4% de fibres. Pour l'état lâche, on enregistre un taux d'amélioration évalué à 11.59%. D'autre part, les paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement et de cohésion) et le coefficient de corrélation R^2 obtenus pour différents teneurs en fibres et densité pour les deux sables sont résumés dans le tableau 4.3. La tendance des résultats actuels est similaire au travail expérimental rapporté par Chen et al. (2014).

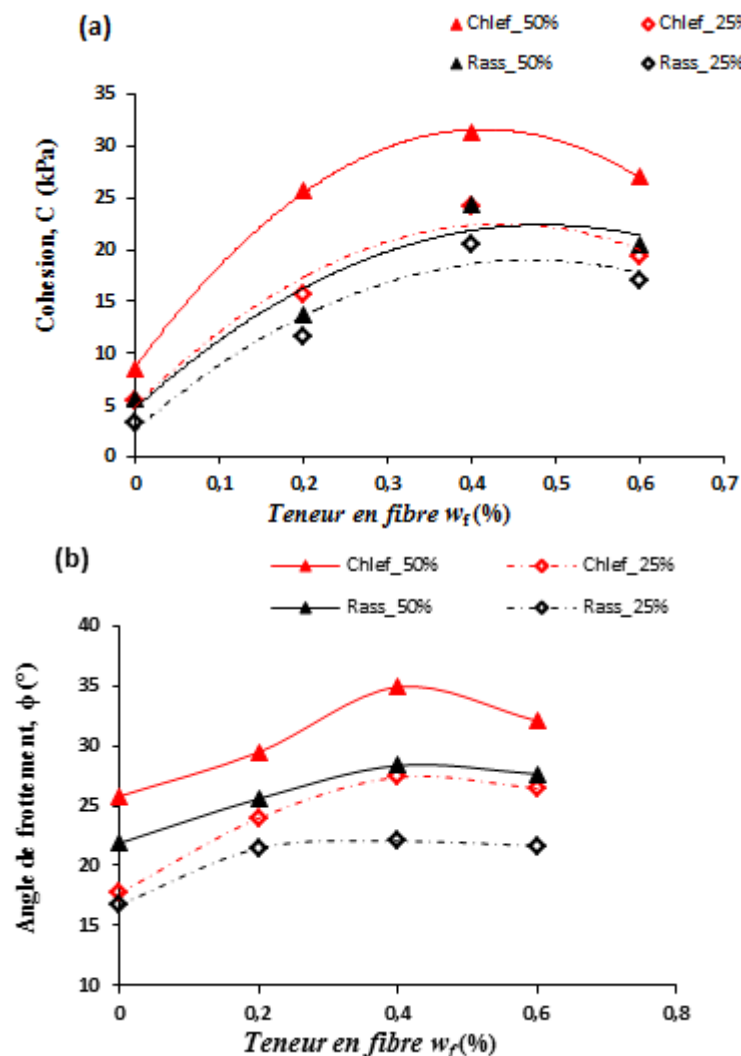


Figure 4.19- Effet de la teneur en fibre de verre sur la cohésion et l'angle de frottement.

Tableau 4.3: Paramètres de résistance au cisaillement du sable renforcé de fibres

Densité relative	$w_f(\%)$	Sable Chlef			Sable Rass		
		R ²	C (kPa)	$\varphi(^{\circ})$	R ²	C (kPa)	$\varphi(^{\circ})$
	0	0,988	8,55	25,78	0,998	5,54	23,87
<i>Moyennement dense</i> <i>Dr=50%</i>	0,2	0,998	25,62	29,45	0,966	13,65	26,57
	0,4	0,999	31,41	34,88	0,989	24,45	28,34
	0,6	0,997	26,98	32,07	0,99	20,51	27,63
	0	0,993	5,44	17,7	0,992	3,23	19,75
<i>Lâche</i> <i>Dr=25%</i>	0,2	0,998	15,6	23,96	0,999	11,68	21,46
	0,4	0,984	24,09	27,37	0,999	20,52	22,04
	0,6	0,989	19,41	26,46	0,998	17,06	21,65

4.5.2. Module sécant

La figure 4.20 montre l'évolution du module sécant à des niveaux de déformation inférieurs ($\varepsilon_1 = 0,15$) en fonction de la teneur en fibres pour le sable de Chlef et le sable de Rass préparés à deux densités relatives et soumis à trois pression de confinement ($\sigma_c = 100, 200, \text{ et } 300 \text{ kPa}$). À l'état lâche, le module sécant augmente de 23,59 à 43,42 MPa pour le sable de Chlef et de 20,61 à 36,33 MPa pour le sable de Rass sous une pression de confinement constante ($\sigma_c = 300 \text{ kPa}$) car le rapport des fibres augmente du sable non renforcé au sable renforcé avec 0,4% et reste pratiquement constant pour une teneur en fibres plus élevée (0,6%). Cependant, à l'état moyennement dense, l'augmentation moyenne du module sécant due à une teneur de fibre 0,2% est de 50% pour Chlef et de 41% pour le sable Rass lorsque la teneur en fibres est augmentée à 0,4% et 0,6%, l'augmentation moyenne du module sécant est de 95, 60% du sable Chlef et 84, 65% pour le sable Rass, respectivement. Le renforcement par fibre de verre améliore les valeurs du module sécant d'une façon significatif pour les deux sables. Les valeurs du module sécant de déformation ($E_{sec} = \Delta q / \Delta \varepsilon_1$), calculées pour une déformation axiale de 0,15% et mesurées avec des capteurs de déformation dans les essais triaxiaux non drainés, sont listées dans le tableau 4.4.

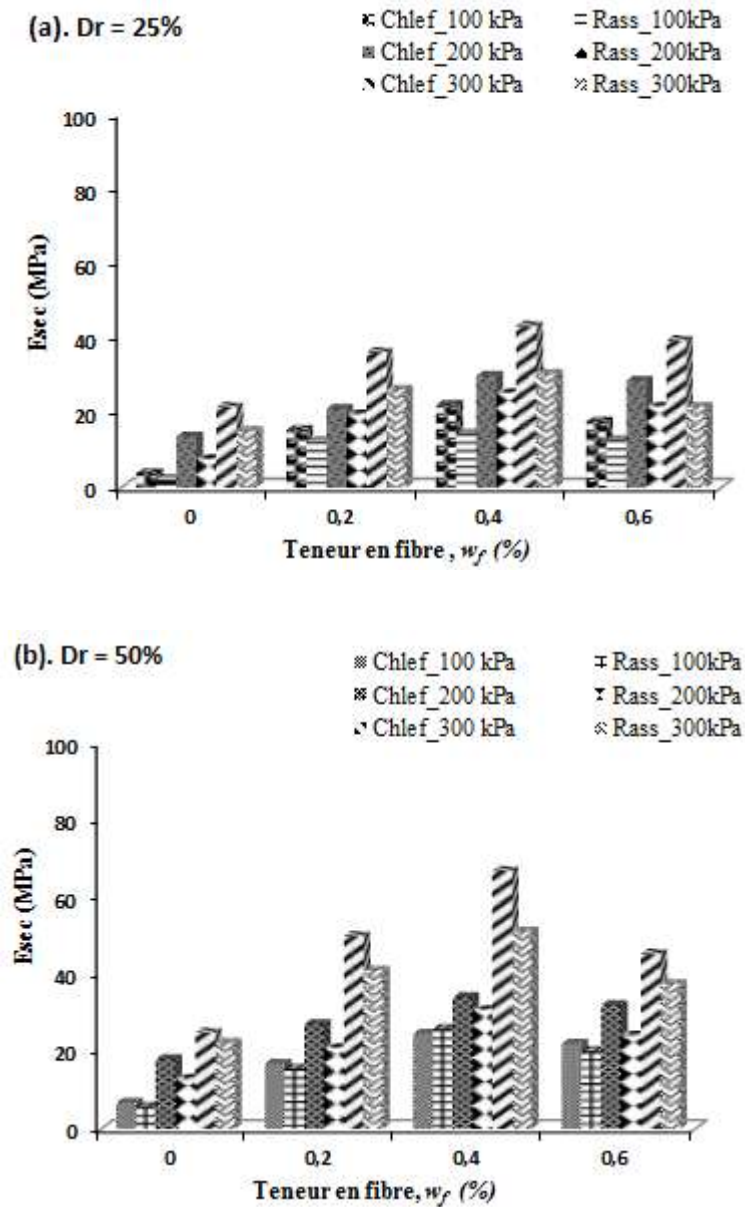


Figure 4.20- Effet de la teneur en fibre sur le Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%) sur le sable de Chlef et Rass pour état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

Tableau 4.4: Module sécant versus la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%)

	w_f (%)	Sable Chlef			Sable Rass		
		100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Moyennement dense $Dr = 50\%$	0	6,74	18,10	24,95	5,76	12,96	22,33
	0,2	16,95	27,23	50,11	15,59	20,94	41,17
	0,4	24,70	34,16	67,02	25,87	30,82	51,31
	0,6	22,12	32,19	45,48	20,13	24,26	37,61
Lâche $Dr = 25\%$	0	3,84	13,69	21,58	2,05	7,55	15,08
	0,2	15,38	21,06	36,29	12,27	19,59	26,21
	0,4	22,09	29,93	43,31	14,38	25,28	30,40
	0,6	17,66	28,61	39,42	12,79	21,61	21,62

4.6. Effet de renforcement sur le rapport de résistance au cisaillement

Dans ce paragraphe, on a introduit le rapport de résistance au cisaillement (R_f) défini d'une façon similaire dans les travaux de Zhang et al. (2006) et Chen et al. (2014) dans le but d'évaluer les effets du renforcement sur la résistance au cisaillement non drainée des deux sables étudié donné par la relation (4.3).

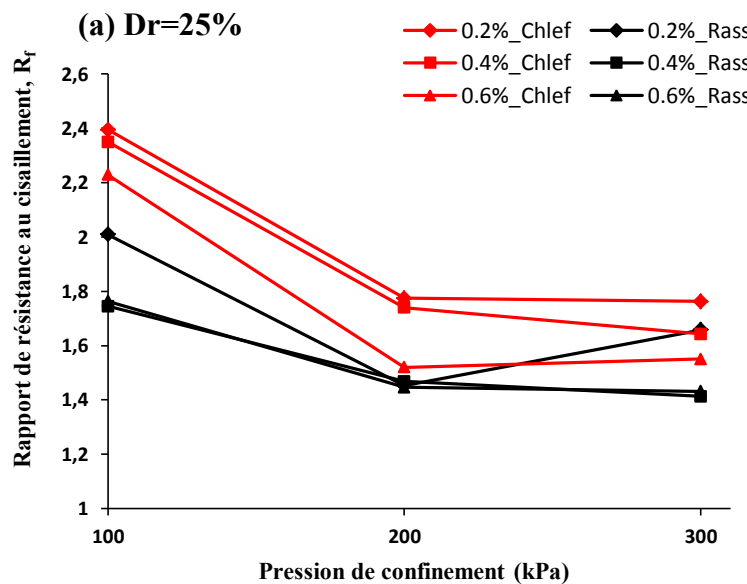
$$R_f = q_{R,f} / q_f \quad 4.3$$

Où :

$q_{R,f} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{R,f}$: est le déviateur du sol renforcé à la rupture et ;

$q_f = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$: est le déviateur du sol non renforcé à la rupture.

A partir de la relation (4.3), on peut calculer la variation du rapport de résistance au cisaillement sous différentes pression de confinement pour deux densités relatives à différentes teneur en fibres pour le sable de Chlef et de Rass et ceci comme le montre la figure 4.21 et le tableau 4.5. D'après la figure 4.21, il en ressort que, pour les différents échantillons de sable, plus le contenu en fibres dans le sol composite est important, plus le rapport de résistance au cisaillement du sable renforcé est plus important à contrainte normale constante.



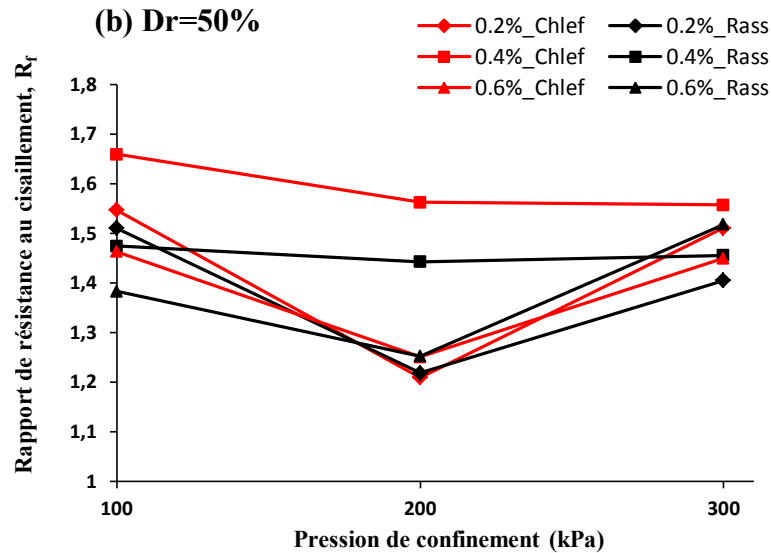


Figure 4.21- Rappports de résistance au cisaillement maximale par rapport à la pression de confinement en fonction de différentes teneurs en fibres pour :
(a).Sables lâche, et (b). Sable moyennement dense.

En outre, le rapport de résistance au cisaillement du sable renforcé a diminué de façon significative avec l'augmentation de la contrainte normale verticale de 100 kPa à 300 kPa. Pour l'état lâche ($Dr = 25\%$), les sols renforcés et non renforcé marquent une décroissance du rapport de cisaillement (R_f) pour des contraintes de confinement comprises entre 100 kPa et 200 kPa, puis se stabilisent entre 200 kPa et 300 kPa. Les valeurs maximales enregistrées du rapport de cisaillement R_f est de 2.8 à 100 kPa pour une teneur en fibre $w_f = 0.4\%$; la valeur minimale est de $R_f = 1.4$ ($w_f = 0\%$). Pour l'état moyennement dense ($Dr = 50\%$), les courbes enregistrent une décroissance pour les deux types de sable entre 100kPa et 200 kPa, indiquant une valeur maximale $R_f = 1.7$ (sable de Chlef, $w_f = 0.4\%$) et une valeur minimale $R_f = 1.2$ (sable de Rass non renforcé). Entre 200 kPa et 300 kPa, une légère augmentation du rapport R_f est observée pour les deux types de sable, enregistrant une valeur maximale $R_f = 1.6$ pour le sable renforcé de Chlef à 0.4 %.

Les résultats de cette étude indiquent que l'ajout de fibre de verre au sable peut améliorer son comportement mécanique donc améliore la résistance à la liquéfaction pour les sables lâches et moyennement denses. Dans la pratique c'est à dire du point de vue amélioration des sols in-situ, on peut suggérer d'utiliser des techniques de renforcement par fibres dans le domaine de l'ingénierie routière dans le cas de stabilisation des couches de forme routière et autoroutière afin d'assurer la stabilité des remblais routiers (Estabragh et al., 2011; Shao et al., 2014). Le tableau 4.5 montre que le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement

des mélanges de sable renforcés par fibres augmente avec la teneur en fibres et diminue sous des pressions de confinement plus élevées.

Tableau 4.5: Résumé des rapports de résistance au cisaillement maximale.

Densité relative	$w_f(\%)$	Sable Chlef			Sable Rass		
		100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Moyennement	0,2	1,55	1,21	1,51	1,51	1,22	1,41
dense	0,4	1,66	1,56	1,56	1,47	1,44	1,46
Dr = 50%	0,6	1,46	1,25	1,45	1,38	1,25	1,52
Lâche	0,2	2,40	1,77	1,76	2,01	1,45	1,66
Dr = 25%	0,4	2,35	1,74	1,64	1,75	1,47	1,41
	0,6	2,23	1,52	1,55	1,76	1,45	1,43

La tendance des résultats présents est similaire au travail expérimental rapporté par Estabragh et al. (2011) sur les sols souples renforcés par des fibres de nylon et aussi par Shao et al. (2014) sur du sable de quartz propre renforcé par des quantités différentes de fibres de polypropylène.

4.7. Effet du renforcement sur la résistance au cisaillement résiduelle

Lorsqu'un sable lâche est soumis à un cisaillement non drainé au-delà du point de résistance au pic, cette résistance chute à une valeur quasi-constante pour une déformation plus importante. Généralement, cette résistance au cisaillement est appelée résistance au cisaillement à l'état stationnaire non drainée ou résistance au cisaillement résiduelle. Cependant, si la résistance augmente après le passage par une valeur minimale, le phénomène est appelé résistance à l'état limite ou quasi-liquéfaction. La résistance au cisaillement résiduelle est définie selon Ishihara (1993) comme suit:

$$Sus = (q_s / 2) \cos \phi_s = (M / 2) \cos \phi_s (p_s')$$
4.4

Où

$$M = (6 \sin \phi_s) / (3 - \sin \phi_s)$$
4.5

q_s , p_s' et ϕ_s indiquent le déviateur à l'état résiduel, la contrainte principale moyenne effective et l'angle de frottement mobilisé entre particules à l'état quasi-stable (QSS), respectivement. Pour les essais non drainés effectués à différentes pressions de confinement et deux densités relatives initiales, le déviateur à l'état résiduel (q_s) a été estimée au point de transition de

phase avec l'angle de frottement mobilisé. En outre, la résistance au cisaillement résiduelle peut être déterminée par l'équation (4.4).

La variation de la résistance au cisaillement résiduelle (S_{us}) en fonction de la teneur en fibres avec la densité relative initiale ($Dr = 50\%$ et $Dr = 25\%$) et à trois pressions de confinement (100, 200, 300 kPa) est représentée sur la figure 4.22. Cependant nous constatons d'après la figure 4.22, qu'une augmentation significative de la résistance résiduelle S_{us} est observée quand la teneur en fibres augmente, enregistrant un pic à 0.4 % à l'état moyennement dense et 0.2% pour l'état lâche.

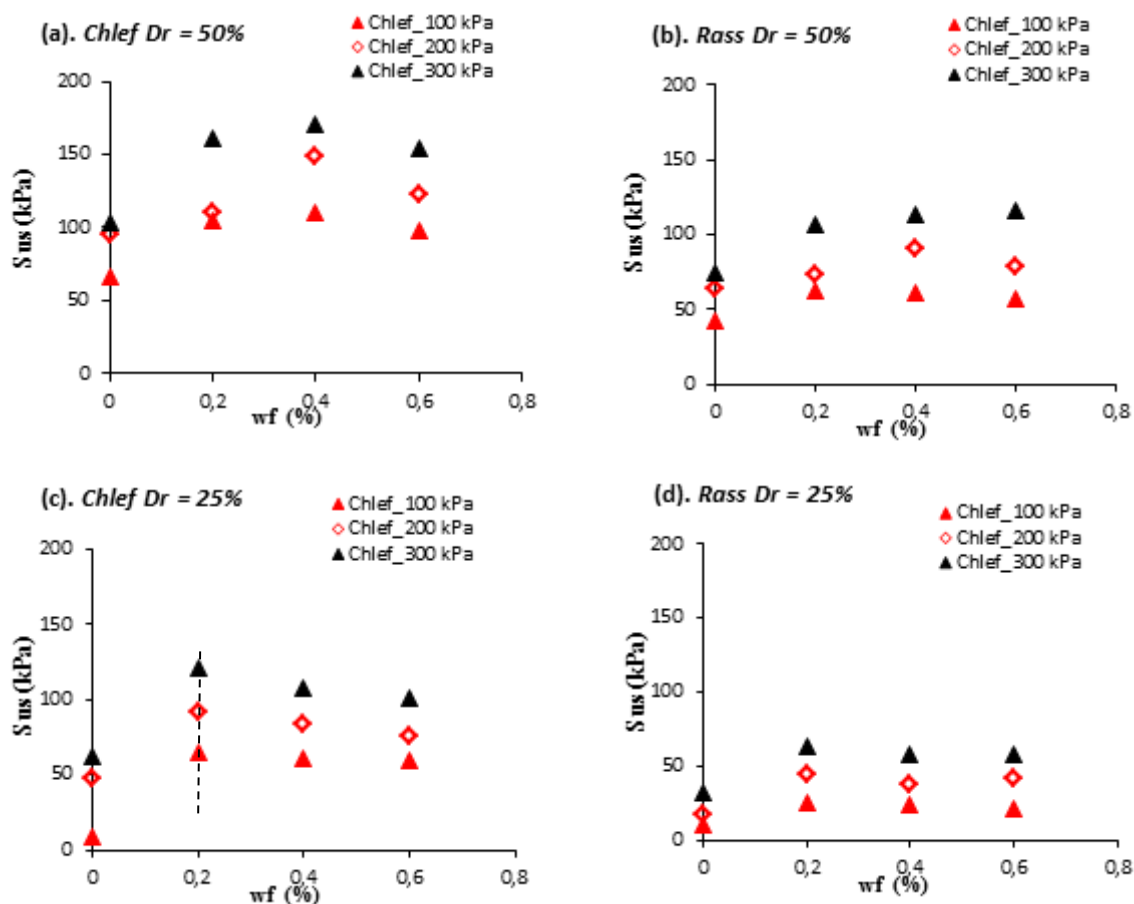


Figure 4.22- Effet de la teneur en fibres et de la densité sèche sur la résistance résiduelle.

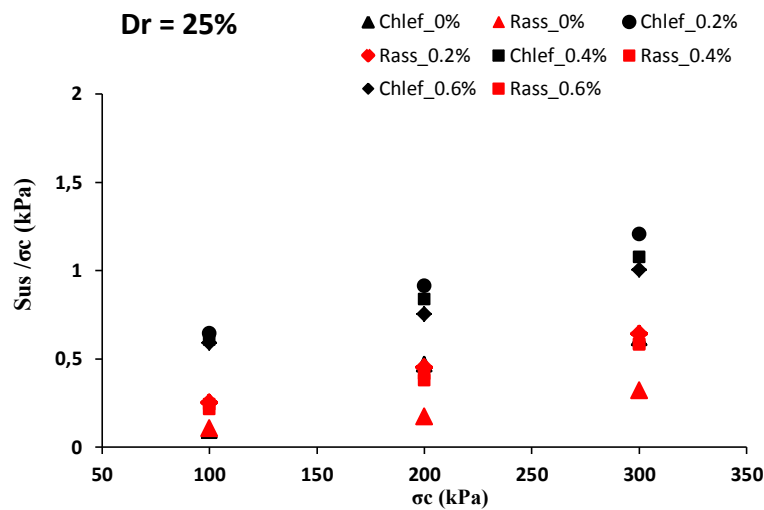
La figure 4.23 montre la variation de la résistance de cisaillement résiduel normalisé non drainé pour différentes teneurs en fibres et de densités relatives ($Dr = 25\%$ et 50%). A partir de cette figure, nous pouvons constater que la résistance de cisaillement normalisé augmente linéairement avec l'augmentation de la pression de confinement et ce à différentes teneurs en fibres et de densité relatives pour le sable de Chlef et le sable de Rass. Nous concluons, à cet effet que la teneur en fibres, la pression de confinement et la densité relative sont des paramètres importants pouvant mieux caractériser l'état mécanique du sable renforcé par des

fibres. Dans cette optique, nous reportons les paramètres de résistance au cisaillement normalisée non drainé dans le tableau 4.6 à différentes pressions de confinement et de teneurs en fibres pour les deux types de sables étudiés.

Tableau 4.6: Résumé des résultats de résistance au cisaillement résiduel normalisés non drainés.

Moyen w_f (%)	Sable Chlef		Sable Rass	
	Equation	R ²	Equation	R ²
0	$Sus/\sigma'_c = 0,0018 \sigma'_c + 0,518$	0,907	$Sus/\sigma'_c = 0,0016 \sigma'_c + 0,273$	0,966
0.2	$Sus/\sigma'_c = 0,0031 \sigma'_c + 0,828$	0,976	$Sus/\sigma'_c = 0,0022 \sigma'_c + 0,359$	0,918
0.4	$Sus/\sigma'_c = 0,0029 \sigma'_c + 0,787$	0,996	$Sus/\sigma'_c = 0,0026 \sigma'_c + 0,368$	0,993
0.6	$Sus/\sigma'_c = 0,0028 \sigma'_c + 0,687$	0,834	$Sus/\sigma'_c = 0,0029 \sigma'_c + 0,259$	0,976

Lâche w_f (%)	Sable Chlef		Sable Rass	
	Equation	R ²	Equation	R ²
0	$Sus/\sigma'_c = 0,0026 \sigma'_c - 0,132$	0,945	$Sus/\sigma'_c = 0,0011 \sigma'_c + 0,016$	0,958
0.2	$Sus/\sigma'_c = 0,0021 \sigma'_c + 0,367$	0,976	$Sus/\sigma'_c = 0,0019 \sigma'_c + 0,058$	0,999
0.4	$Sus/\sigma'_c = 0,0023 \sigma'_c + 0,371$	0,999	$Sus/\sigma'_c = 0,0018 \sigma'_c + 0,038$	0,997
0.6	$Sus/\sigma'_c = 0,0021 \sigma'_c + 0,367$	0,986	$Sus/\sigma'_c = 0,0017 \sigma'_c + 0,060$	0,988



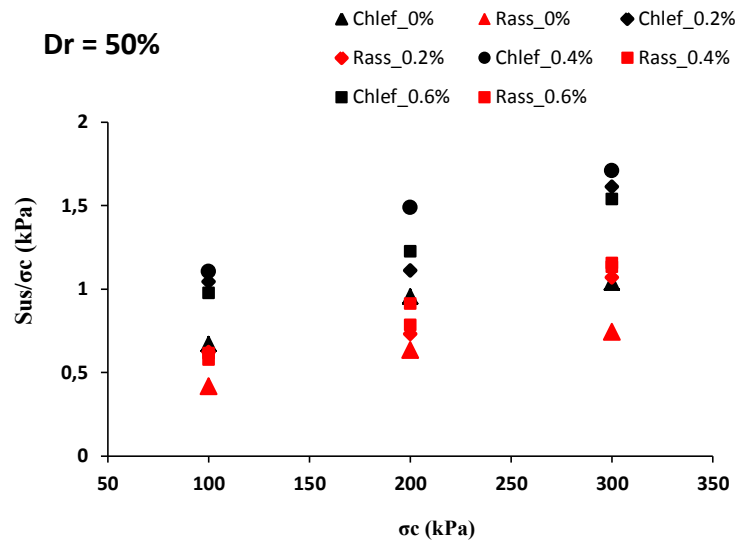


Figure 4.23: Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement résiduelle normalisée pour: (a). sable Lâche et (b). sable moyennement dense.

4.8. Conclusions

Une série de tests triaxiaux consolidés non drainés a été réalisée afin d'étudier le comportement à la liquéfaction statique de deux sables prélevés des berges de deux Oued adjacents (Chlef et Rass), renforcé et non renforcés par des fibres de verre. L'effet de la teneur en fibres et la densité du sable sur le comportement à la liquéfaction statique ont été considérés dans cette étude. Nous énumérons les principaux résultats relatifs à ce chapitre:

1. La présence de fibres affecte nettement le comportement non drainé des échantillons lâches et moyennement denses. Les résultats indiquent que les échantillons non renforcé ($w_f = 0\%$) sont plus contractant au-delà de 2% de déformation, tandis que ceux renforcé ($w_f = 0.2\%$, 0.4% et 0.6%) présentent une certaine ductilité après le pic et devient plus dilatant au-delà de 2% de déformation. Cette fluctuation devient plus forte avec l'augmentation de la teneur en fibres. Les échantillons renforcés moyennement denses ont maintenu la stabilité structurelle après cisaillement, tandis que l'échantillon non renforcé a montré une structure partiellement effondrée.
2. La résistance au cisaillement au pic augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres pour les deux types de sables (pour $Dr = 25\%$ et 50%). Le sable de Oued Chlef semble être le mieux résistant par rapport à celui de Oued Rass et représente un q_{peak} respectivement: à $Dr = 50\%$, une pression de confinement $\sigma'_c =$

300 kPa et à $w_f = 0.4\%$, $q_{Peak} (Chlef) = 1.5 * q_{Peak} (Rass)$ et $q_{Peak} (Chlef) = 1.45 * q_{Peak} (Rass)$ pour $Dr = 25\%$.

3. Les valeurs de la cohésion (C') et de l'angle de frottement interne (φ') augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et marquent un max pour un taux de 0.4% de fibre. Les maximum sont enregistrés respectivement : pour le sable de Oued Chlef à $Dr = 50\%$, $C'_{max} = 30$ kPa et $\varphi'_{max} = 35^\circ$. les valeurs de C' et φ' du sable de Oued Rass sont respectivement : $C'_{max} = 23$ kPa et $\varphi'_{max} = 25^\circ$.
4. Le module sécant (E_{sec}) caractérisant la rigidité des sables sous l'effet des sollicitations statiques, montre une nette amélioration du sable d'Oued Chlef par rapport à celui d'Oued Rass en prenant en considération un renforcement à 0.4% de fibre et d'une densité $Dr = 50\%$. Le rapport $E_{sécant} (Chlef) / E_{sécant} (Rass)$ est estimé à 1.22 soit un gain de rigidité de 22 % du sable de Chlef sur celui de Rass.
5. Il est à remarquer que du point de vue renforcement, l'inclusion de fibres dans les sols est très utile pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction statique du sable et que la densité du sable et la teneur en fibres doivent être prises en compte dans les applications pratiques.

Chapitre 5

Comportement Drainé des Sols Renforcés par Fibres

5.1. Introduction

Dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques de deux types de sables prélevés au niveau des berges des Oued Chlef et Rass, des essais triaxiaux drainés ont été réalisés sur les sables non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibre de verre en vue d'étudier leurs comportements mécaniques en termes de variation volumique (contractance, dilatance), de l'état à la rupture et de l'état critique des matériaux. Dans ce chapitre, nous avons analysés et comparés les résultats obtenus sur des échantillons lâches et moyennement denses des deux sables de la région de Chlef (sable de Chlef et de Rass), tout en mentionnant l'effet de la teneur en fibre et la pression de confinement. En outre, les paramètres de résistance au cisaillement tels que: la cohésion C (kPa), l'angle de frottement (φ°), le module sécant E_{sec} (MPa), et le rapport de résistance au cisaillement (R_f), ont été également calculés en vue de quantifier et d'analyser l'effet de la teneur en fibres et d'autres paramètres sur le comportement mécanique des sables étudiés. Le programme expérimental pris en considération dans cette étude comprend une série de 48 essais triaxiaux de type consolidé drainé (avec une vitesse de cisaillement évaluée à 0.1mm/sec). Les échantillons ont été préparés à deux densités différentes (lâche et moyennement dense), soumis à trois pressions de confinements (100, 200 et 300 kPa), non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibre de verre. Le tableau 5.1 englobe les différents paramètres associés à notre programme expérimental.

Tableau 5.1: Programme expérimental des essais de compression triaxial drainé CD.

Etat lâche $Dr = 25\%$				Etat moyennement dense $Dr = 50\%$			
Sable Chlef		Sable Rass		Sable Chlef		Sable Rass	
σ_3 (kPa)	w_f (%)	σ_3 (kPa)	w_f (%)	σ_3 (kPa)	w_f (%)	σ_3 (kPa)	w_f (%)
100	0	100	0	100	0	100	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6
200	0	200	0	200	0	200	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6
300	0	300	0	300	0	300	0
	0.2		0.2		0.2		0.2
	0.4		0.4		0.4		0.4
	0.6		0.6		0.6		0.6

5.2. Evaluation du comportement drainé des sables non renforcés

Nous exposons dans ce paragraphe les résultats expérimentaux obtenus au cours de nos différents essais relatifs aux variations du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale ε_1 (%), la déformation volumique ε_v (%) versus déformation axiale ε_1 (%) et de déviateur des contraintes q (kPa) en fonction de pression moyenne p' (kPa) pour les deux sables étudiés à l'état lâche et moyennement dense.

5.2.1. Essais sur sables lâche

Les figures 5.1 et 5.2 montrent les résultats des essais drainés effectués à l'essai triaxial sur deux sables (sable de Chlef et sable de Rass), non renforcés à l'état lâche ($Dr = 25\%$) et soumis à trois chargements monotone drainés (100, 200, et 300 kPa). Nous pouvons noter qu'à partir de la figure 5.1.a que le déviateur des contraintes augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la pression de confinement pour atteindre un maximum évalué à 600 kPa ($\sigma_c = 300$ kPa). Le chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p') et présentés dans la figures 5.1.c, caractérise un chemin linéaire sous forme d'un segment de droite.

La figure 5.1.b illustre la variation de la déformation volumique ε_v (%) en fonction de la déformation axiale ε_1 à différentes pressions de confinement (100, 200, 300 kPa). On note une augmentation significative de l'effet de la contractance au fur et à mesure de l'augmentation de la pression de confinement tout en mentionnant une stabilisation relative vers les grandes déformations pour un confinement de 100 kPa.

Pour le sable d'Oued Rass (figure 5.2), des comportements similaires sont obtenus en comparaison avec le sable d'Oued Chlef non renforcé. Il est à noter une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la pression de confinement pour atteindre un maximum évalué à 560 kPa ($\sigma_c = 300$ kPa). La variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale caractérise un effet de contractance plus amplifiée par rapport à celui obtenu sur Oued Chlef (Figure 5.2.b). Nos résultats indiquent en quelques sortes une parfaite concordance avec ceux obtenus dans la littérature par Krim (2013) sur des échantillons de sable de Rass non renforcé à l'état lâche et Nouri et al. (2016) sur des échantillons de sable Chlef non renforcé à l'état lâche.

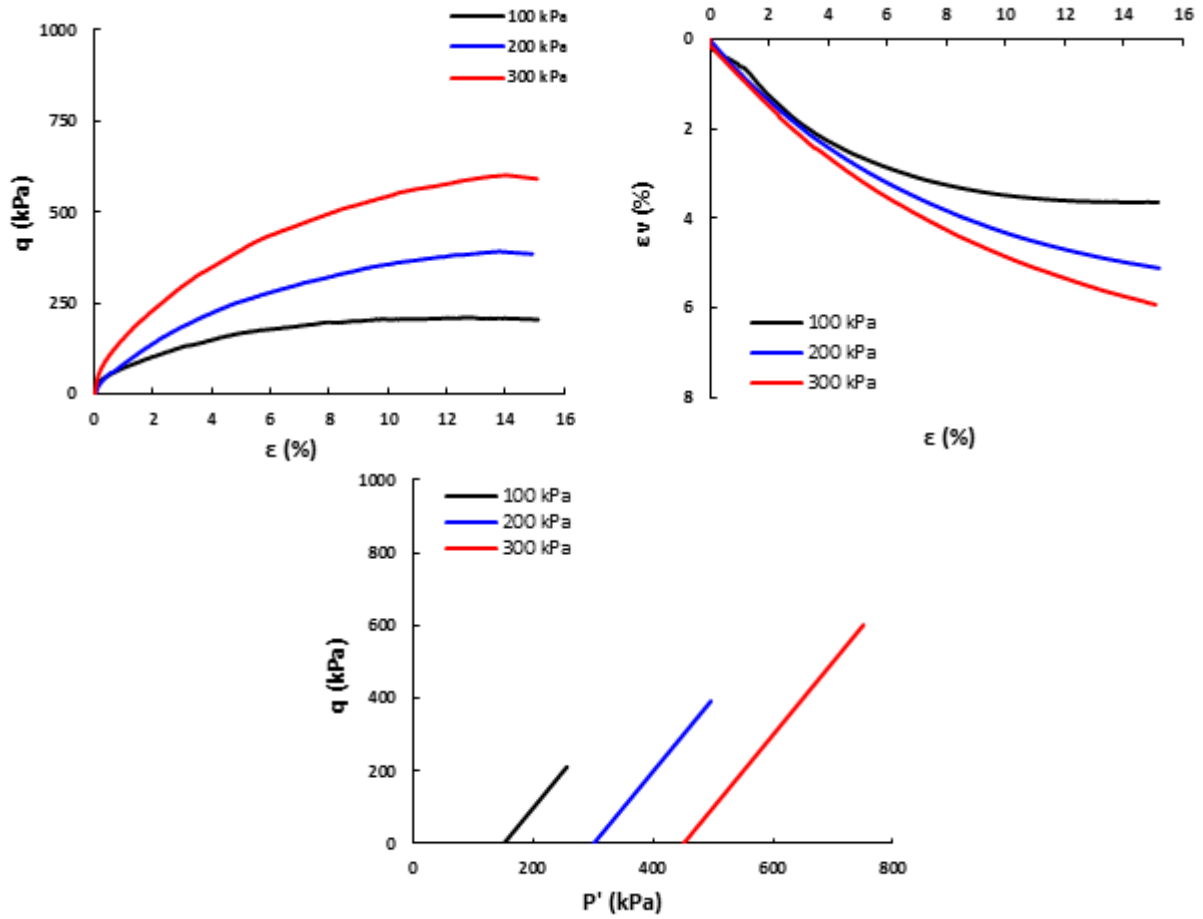
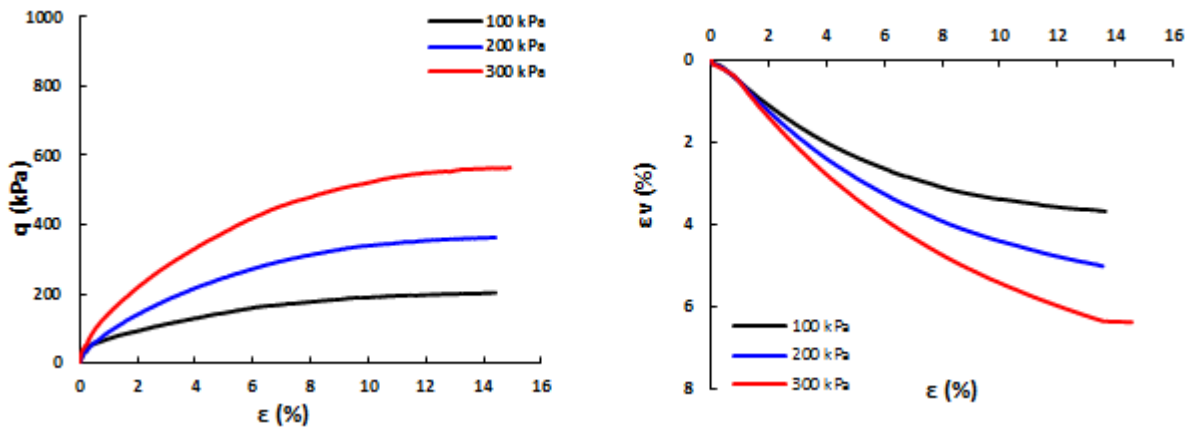


Figure 5.1- Essais en compression drainé réalisés sur le sable de Chlef non renforcé ($D_r = 25\%$):
 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
 (b) Déformation volumique en fonction de la déformation axiale,
 (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').



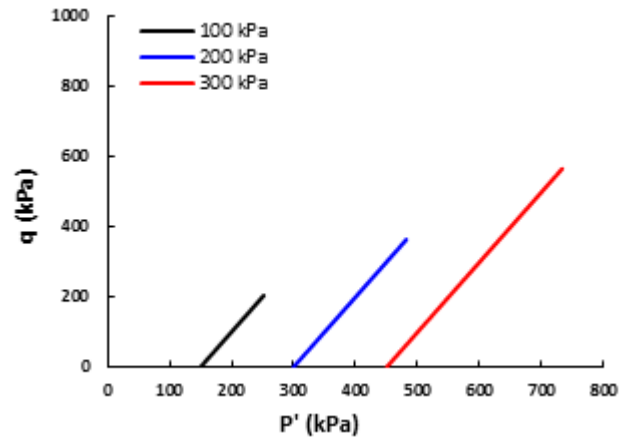


Figure 5.2- Essais en compression drainés réalisés sur le sable de Rass non renforcé ($Dr = 25\%$):
 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
 (b) Déformation volumique en fonction du déformation axiale,
 (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').

5.2.2. Essais sur sables Moyennement denses

Les figures 5.3.a et 5.4.a, montrent l'évolution du déviateur de contrainte au cisaillement drainée en fonction de la déformation axiale pour des échantillons de sable de Chlef et Rass non renforcé préparés à un état de densité moyennement dense ($Dr = 50\%$). On note que le déviateur de résistance augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la pression de confinement pour les deux sables pour atteindre un maximum de 926,34 kPa pour le sable de Chlef et 735,12 kPa pour le sable de Rass, pour une pression de confinement ($\sigma_c = 300\text{kPa}$). Pour les chemins de contrainte, figure 5.3.c (sable de Chlef) et figure 5.4.c (sable de Rass), on note les mêmes tendances de variation, indiquant une inclinaison des droites de gauche vers la droite.

Les figures 5.3.b et 5.4.b montrent les variations de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale sous trois contraintes de confinement (100, 200, 300kPa) pour le sable de Chlef et le sable de Rass, respectivement. Pour les échantillons de sable de Chlef, on peut observer que la déformation volumique suit d'abord un comportement contractant jusqu'à une déformation axiale de 1.5%, suivit d'un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai pour les trois contraintes de confinement (Fig. 5.4.b).

Sous les trois contraintes de confinements, les échantillons de sable Rass non renforcés passent d'abord par une phase de contractance jusqu'à une déformation axiale de 3%, puis par une phase de dilatance jusqu'à la fin de l'essai (Fig. 5.4.b). Nos résultats obtenus semblent en parfaite concordance avec ceux obtenus par Benessalah et al. (2016) sur des échantillons de sable Chlef non renforcé à l'état moyennement dense.

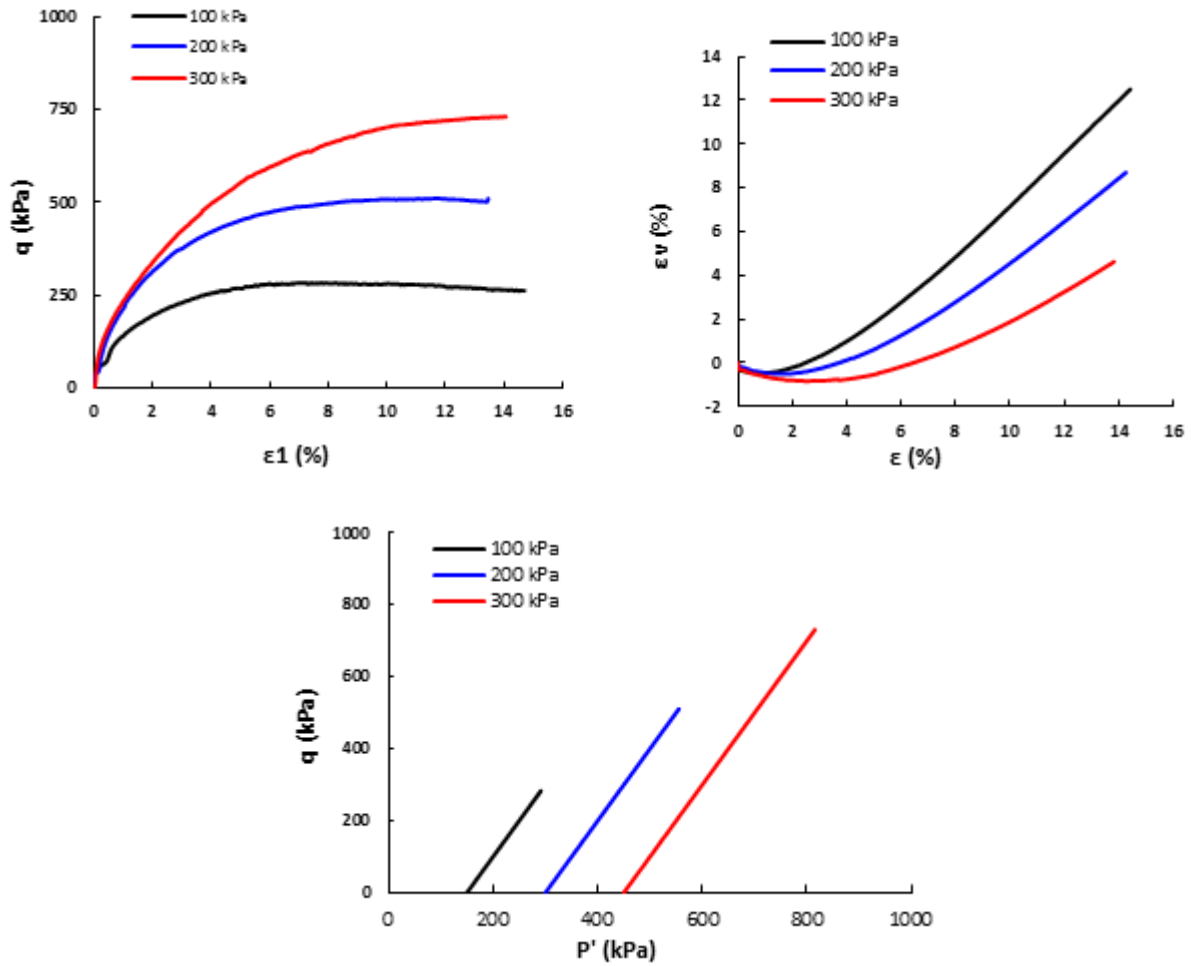
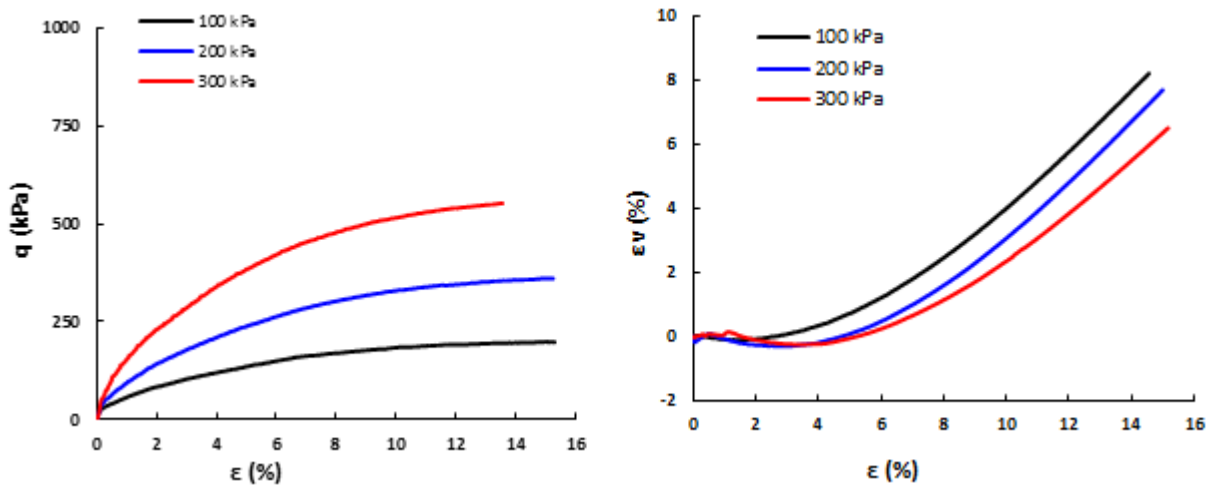


Figure 5.3- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef non renforcé ($D_r = 50\%$):
 (a) Déviateur de contrainte en fonction du déformation axiale,
 (b) Déformation volumique en fonction du déformation axiale,
 (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').



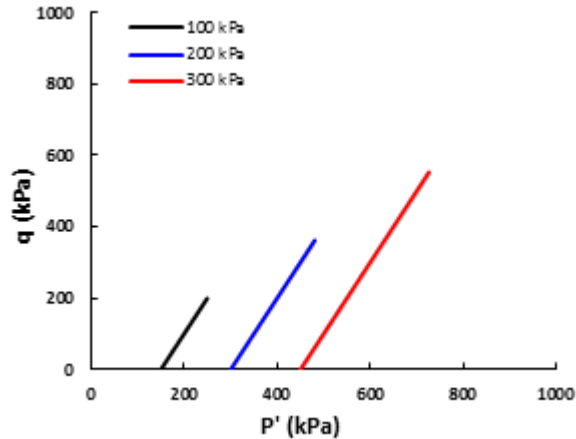


Figure 5.4- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass non renforcé ($D_r = 50\%$):
 (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
 (b) Déformation volumique en fonction de la déformation axiale,
 (c) Chemin de contrainte correspondant dans le plan (q, p').

5.3. Effet des inclusions des fibres sur le comportement drainé des sables

5.3.1. Essais sur sables lâches

L'évolution du déviateur des contraintes q (kPa) par rapport à la déformation axiale ε_1 (%) pour des échantillons de sable renforcé à différentes teneurs en fibre et cisailés sous trois contraintes de confinement de $\sigma'_c = 100, 200$ et 300 kPa sont illustrées dans les figure (5.5, 5.6, et 5.7) pour le sable de Chlef et les figure (5.8, 5.9, et 5.10) pour le sable de Rass. On remarque qu'il y a une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol avec l'augmentation de la teneur en fibre pour les deux sables.

L'évolution de la déformation volumétrique ε_v (%) en fonction de la déformation axiale ε_1 (%) est présentée dans les figures (5.5.b, 5.6.b, et 5.7.b) pour le sable de Chlef et dans les figures (5.8.b, 5.9.b, et 5.10.b) pour le sable de Rass. Nous notons à cet effet qu'une diminution de la contractance est observée pour les deux types de sables testés soumis à différentes contraintes de confinement quand la teneur en fibre augmente.

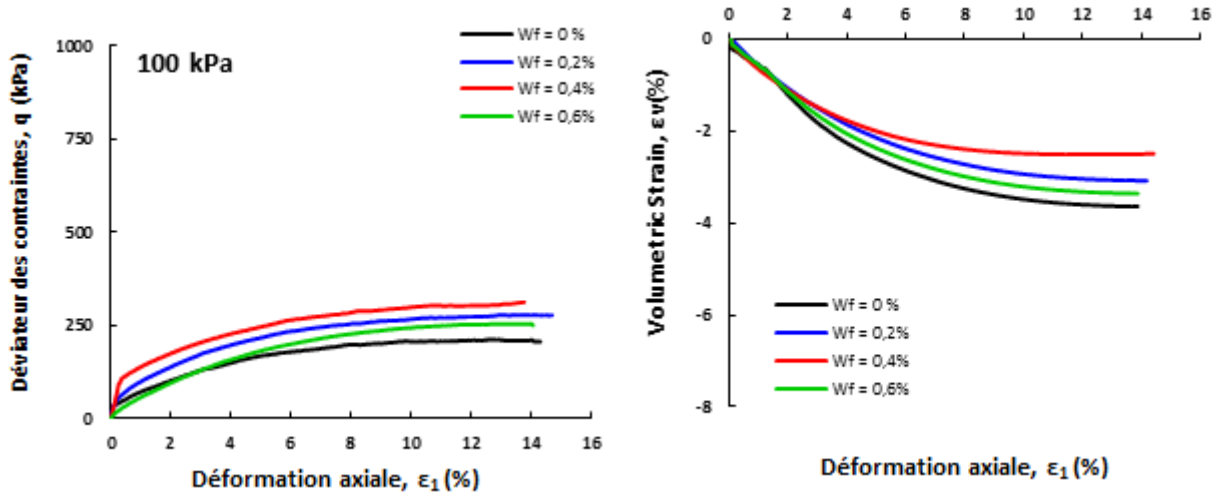


Figure 5.5- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 100 kPa.

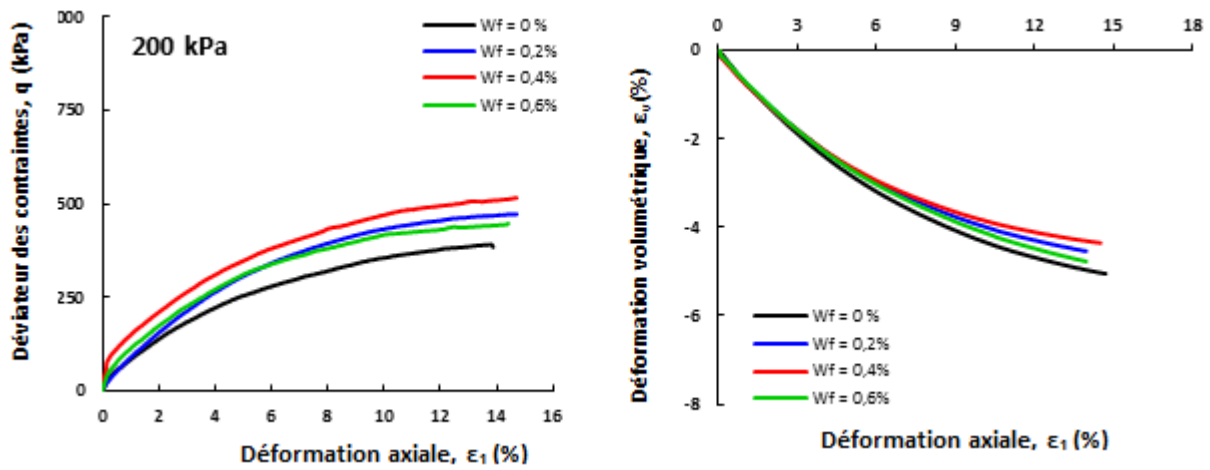


Figure 5.6- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 200 kPa.

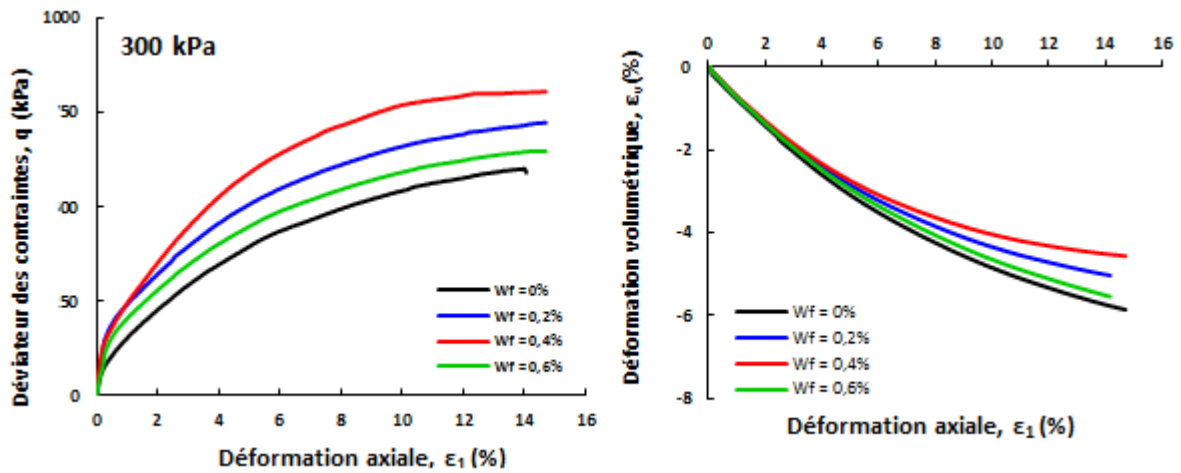


Figure 5.7- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 300 kPa.

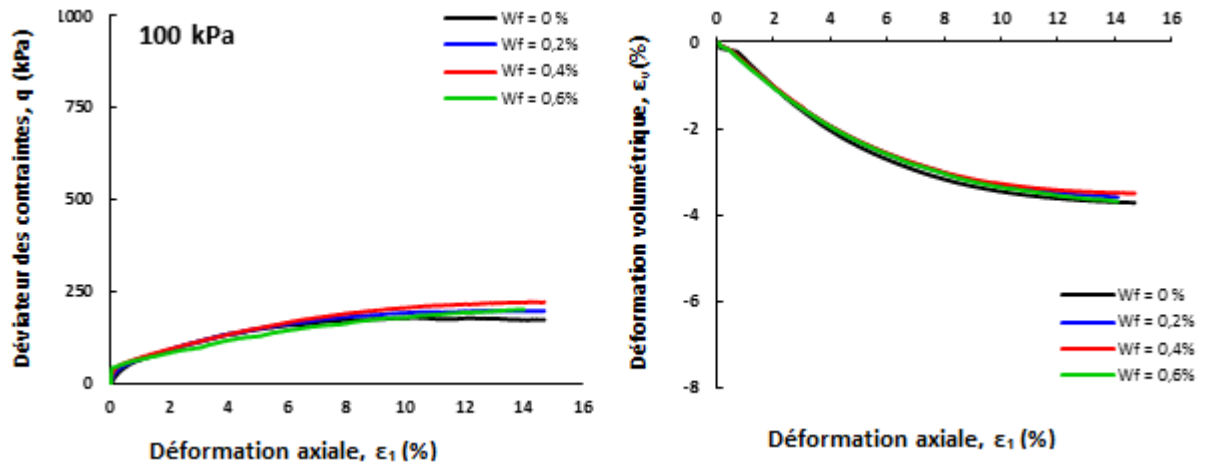


Figure 5.8- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 100 kPa.

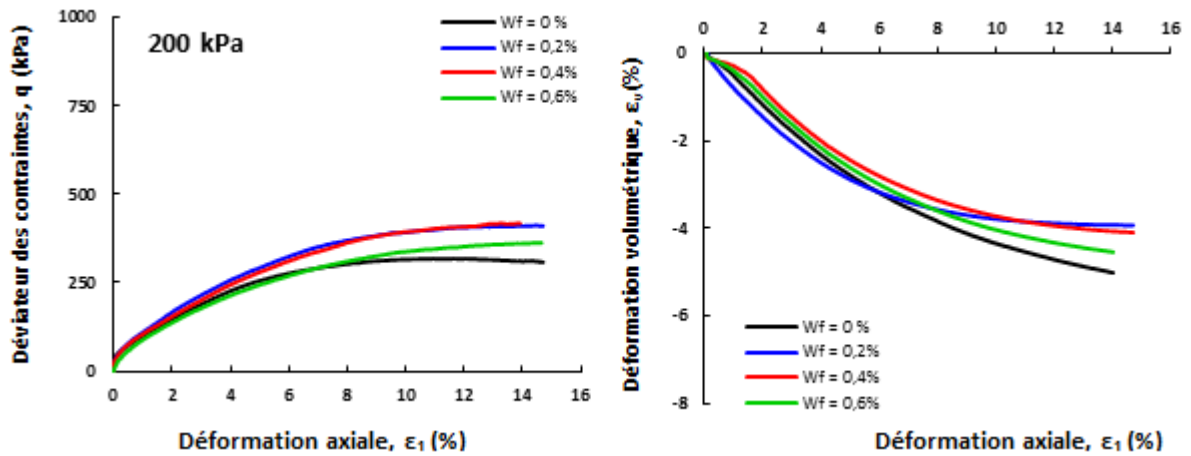


Figure 5.9- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 200 kPa.

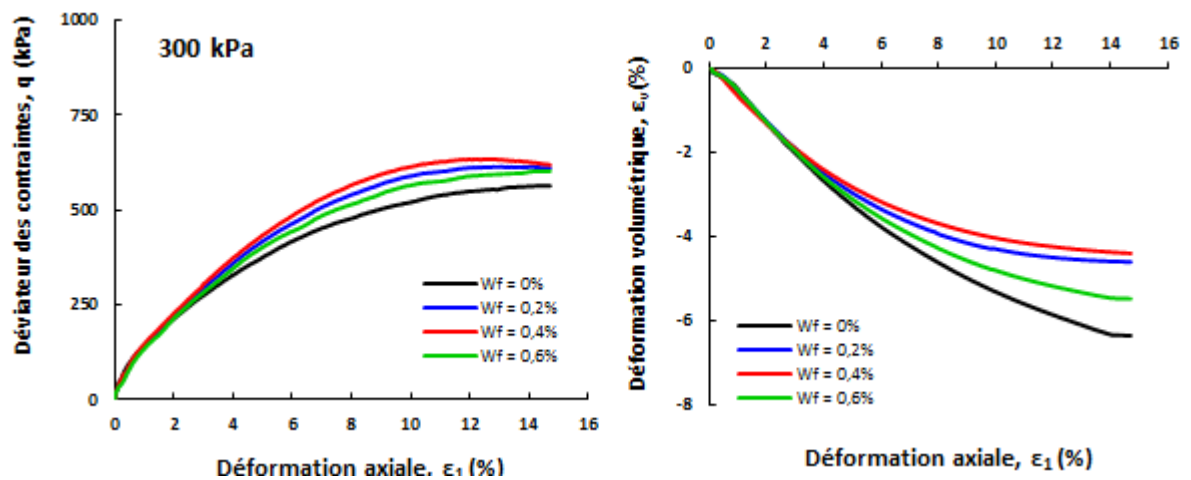


Figure 5.10- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$) sous une pression de confinement 300 kPa.

5.3.2. Essais sur sables Moyennement dense

Les figures (5.11, 5.12, et 5.13) et figures (5.14, 5.15, et 5.16) présentent les variations du déviateur de contrainte $q(kPa)$ et de la déformation volumique $\varepsilon_v(\%)$ en fonction de la déformation axiale $\varepsilon_1(\%)$, pour le sable de Chlef et le sable de Rass, respectivement. Les échantillons étudiés sont préparés à un état de densité moyennement dense, non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibre (0%, 0.2%, 0.4% et 0.6%) et soumis à trois contraintes de confinement (100, 200 et 300kPa).

On note d'après les figures présentées que le comportement contrainte-déformation des deux sables renforcés montre une évolution progressive de la résistance avec l'augmentation de la teneur en fibre (figure 5.11, 5.12, et 5.13) pour le sable de Chlef et (figure 5.14, 5.15, et 5.16) pour le sable de Rass, présentant un maximum de résistance à 0.4% de fibre pour une déformation maximale de 6%. On peut aussi remarquer que sur la totalité des essais réalisés que la résistance des échantillons préparés à un état de densité lâche ($D_r = 25\%$) est relativement faible par rapport aux échantillons préparés à un état de densité moyennement dense ($D_r = 50\%$).

Les figures (5.11.b, 5.12.b, et 5.13.b) et figures (5.14.b, 5.15.b, et 5.16.b) présentent l'évolution de la déformation volumétrique $\varepsilon_v(\%)$ en fonction de la déformation axiale $\varepsilon_1(\%)$ pour le sable de Chlef et le sable de Rass, respectivement. Nous notons que la déformation volumique suit d'abord un comportement contractant jusqu'à une déformation axiale de 1.5% pour le sable de Chlef et 3% pour le sable de Rass, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai ; tandis que le sol renforcé présente un comportement plutôt dilatant. La dilatance de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibre pour les deux sables. Généralement, Les résultats présentés dans les figures de 5.5 à 5.10 pour l'état lâche et dans les figures de 5.11 à 5.16 pour l'état moyennement dense indiquent également que la présence de fibres augmente constamment la tendance à la dilatance dans les deux sables (Chlef et Rass), renforcés par des teneurs en fibres lorsqu'ils sont soumis à trois pressions de confinement. En outre, l'augmentation de la dilatance est plus importante pour les échantillons renforcés contenant 0,4% de fibres à l'état moyennement dense pour les deux sables analysés. Nos résultats obtenus semblent en parfaite concordance avec ceux obtenus par Chen (2006) et Chen et Loehr (2008) sur des échantillons du sable de Ottawa non renforcé et renforcé à 0.4% de fibre de polypropylène à l'état lâche et moyennement dense.

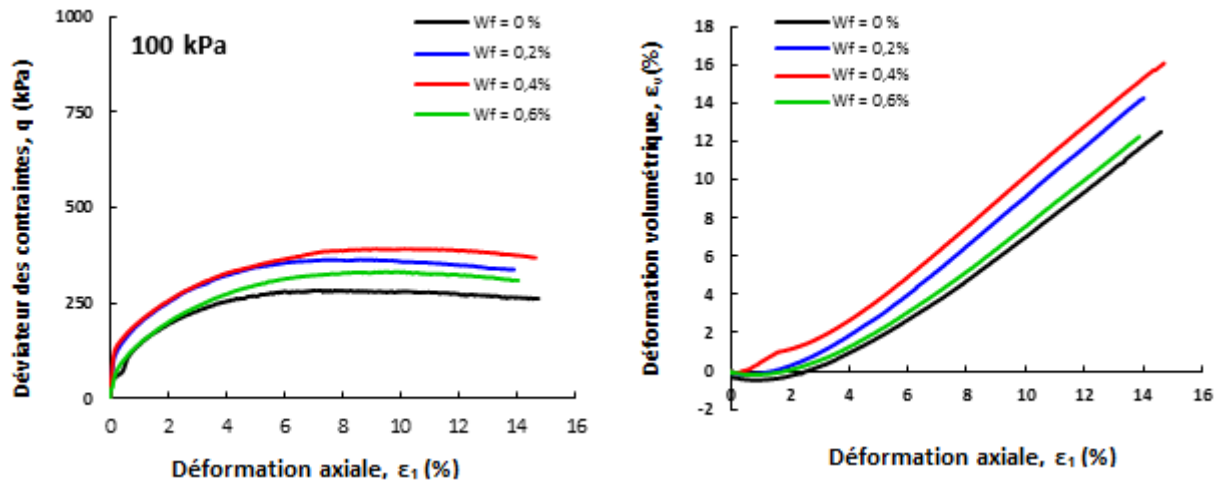


Figure 5.11- Essais en compression drainés réalisés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$), pression de confinement 100 kPa.

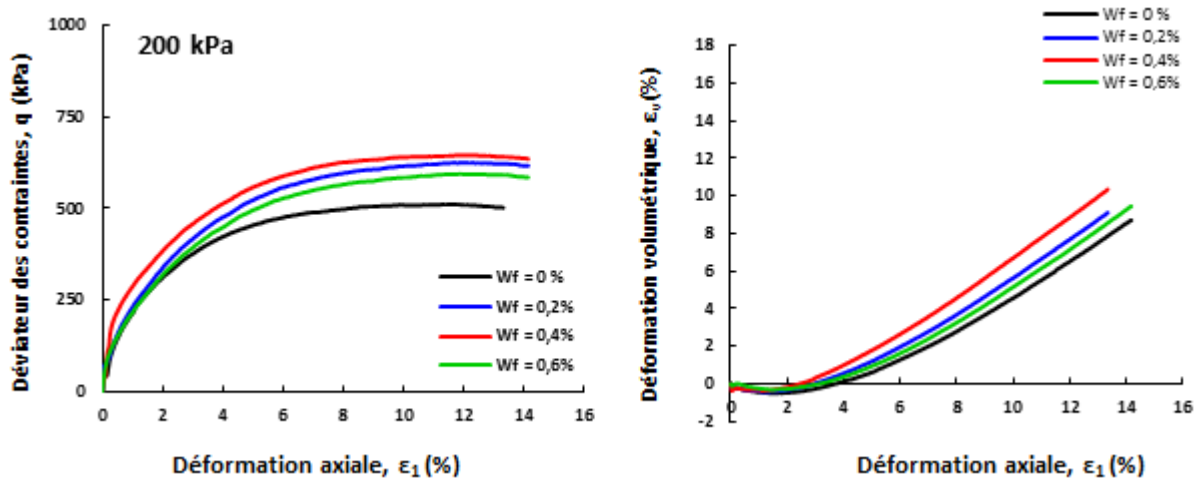


Figure 5.12- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$), pression de confinement 200 kPa.

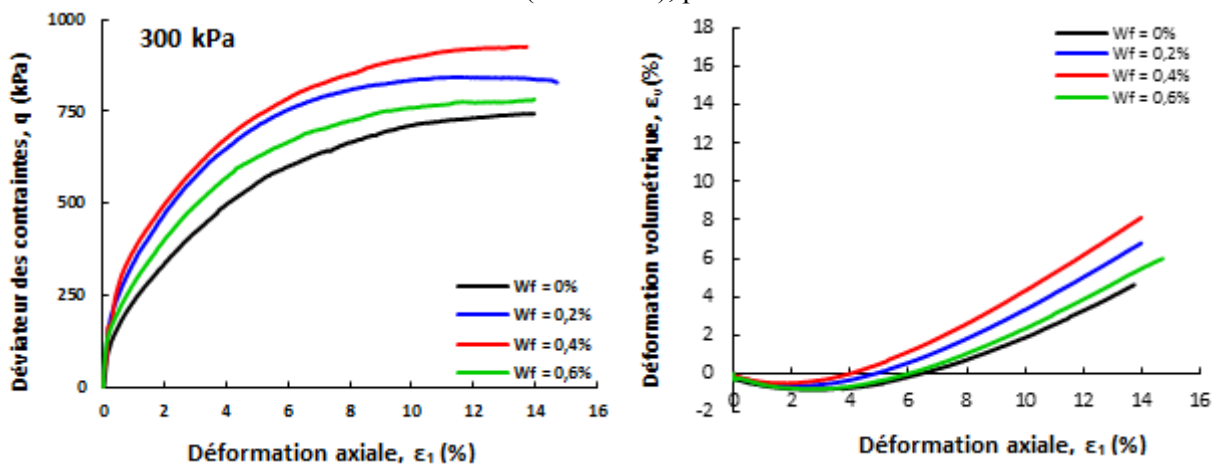


Figure 5.13- Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre ($D_r = 25\%$), pression de confinement 300 kPa.

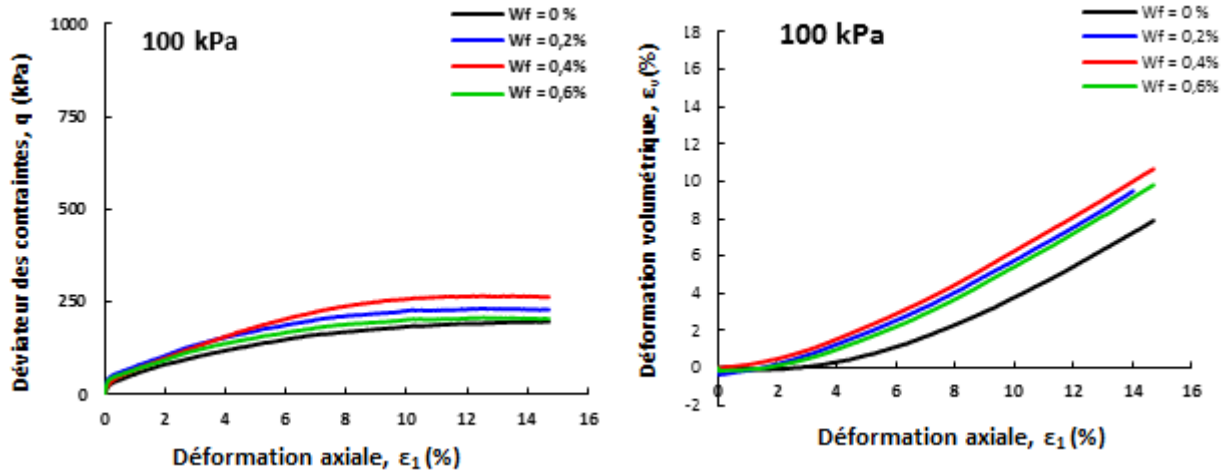


Figure 5.14- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($Dr = 50\%$), pression de confinement 100 kPa.

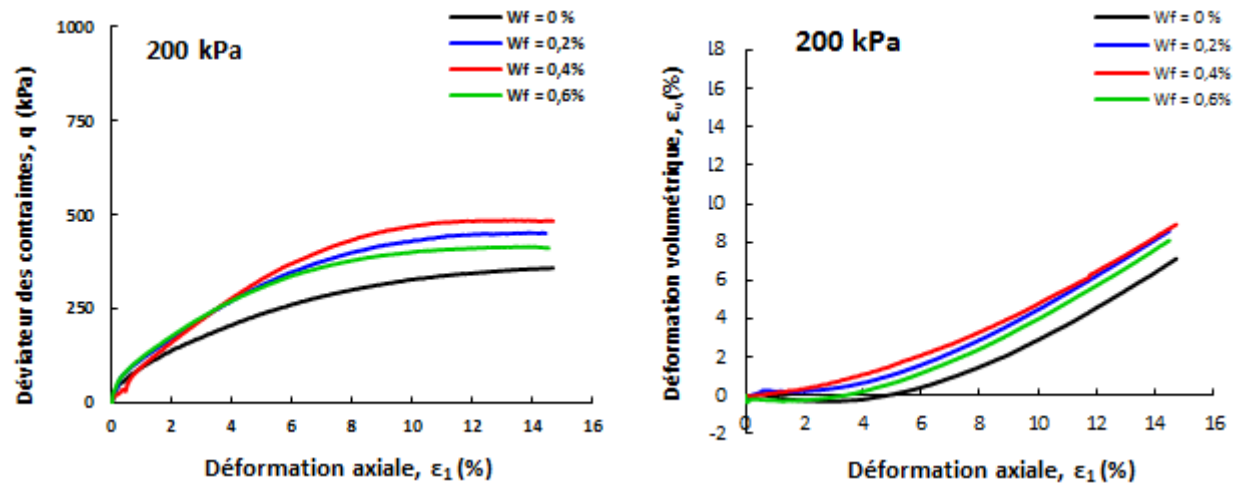


Figure 5.15- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($Dr = 50\%$), pression de confinement 200 kPa.

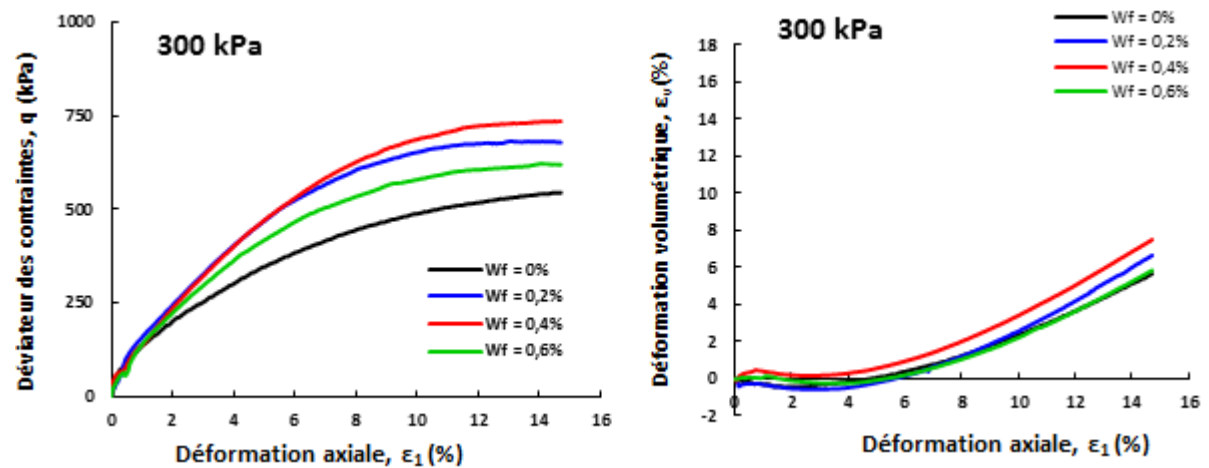


Figure 5.16- Essais de compression drainés menés sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre ($Dr = 50\%$), pression de confinement 300 kPa.

5.4. Effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement maximale

Les enveloppes des cercles de Mohr obtenues sur les différents essais effectués sur des échantillons lâches (figure 5.17) et moyennement denses (figure 5.18) sont caractérisés par des droites affines permettant de déterminer la cohésion C (kPa) et l'angle de frottement interne (φ°), réalisés pour des sables non renforcés et renforcés à différents teneurs en fibres (0% ,0.2% ,0.4% et 0.6%). Les valeurs du déviateur de contrainte maximale des échantillons de sable renforcés à 0.4% de fibre sont nettement supérieure à celle des échantillons renforcés à 0.2% et 0.6 % de fibre pour les deux sables étudiés à l'état lâche et moyennement dense.

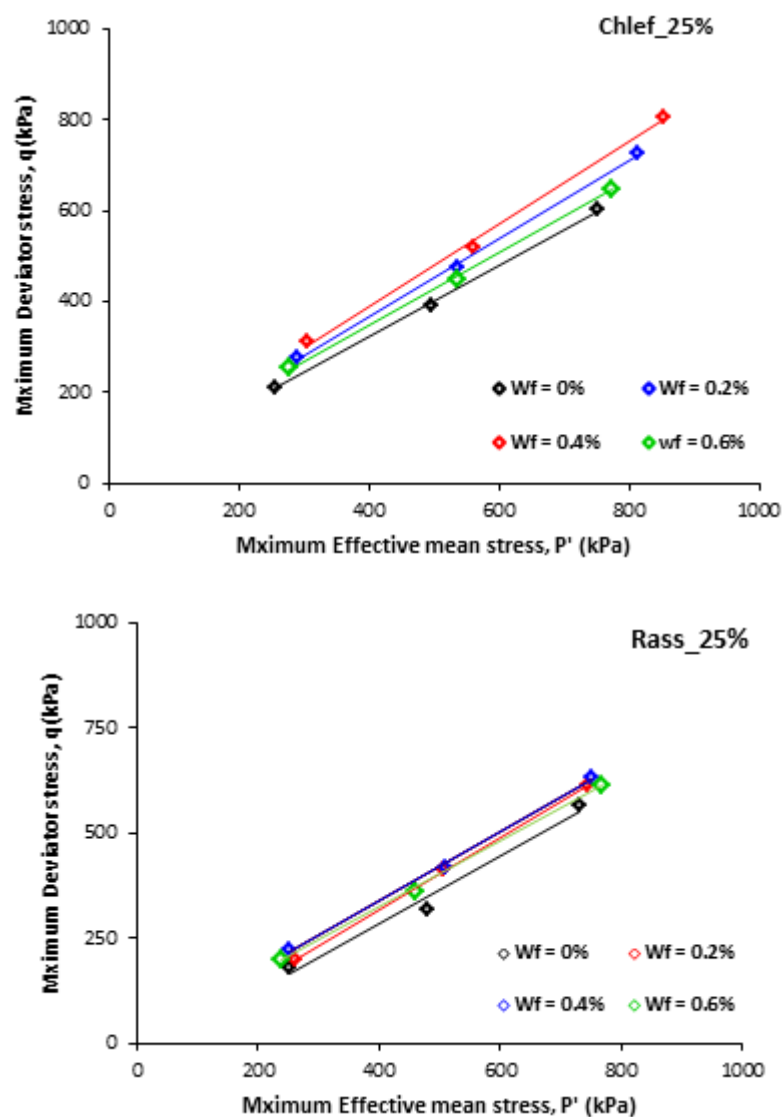
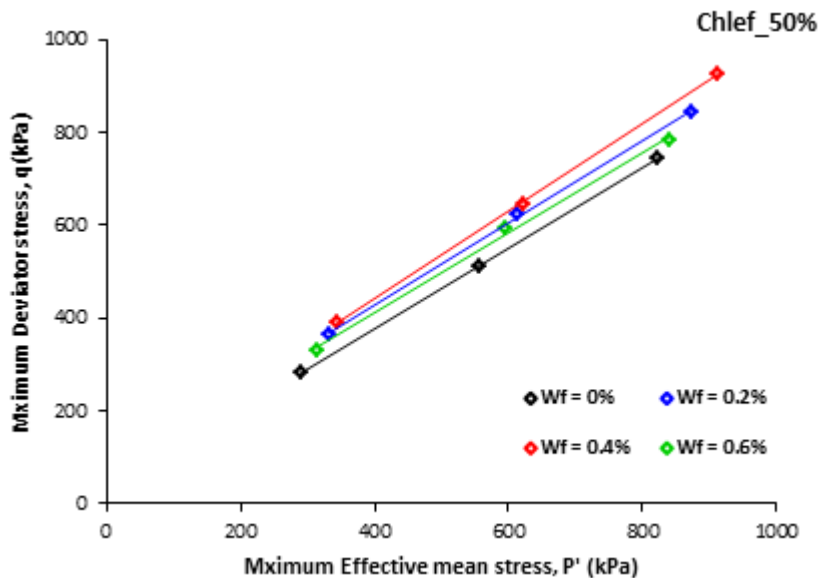


Figure 5.17- Diagrammes p - q' pour sables renforcés avec différents teneur en fibre à l'état lâche : (a).sable Chlef et, (b).sable Rass

Les équations présentées dans le tableau 5.2 permettent de mettre en corrélation la résistance de cisaillement drainé au pic avec le teneur en fibre (w_f) pour l'état lâche et moyennement dense, respectivement pour les deux type de sable étudiés.

Tableau 5.2 : Equation et coefficient de corrélation (R^2) correspondant pour les teneurs en fibres choisies et les densités relatives pour le sable Chlef et le sable Rass.

Densité relative	Sable Chlef			Sable Rass	
	w_f (%)	équation	R^2	équation	R^2
Moyennement dense Dr= 50%	0	$q_{peak} = 0,483 \sigma'_3 + 15.78$	0,988	$q_{peak} = 0,443 \sigma'_3 + 9.84$	0,998
	0, 2	$q_{peak} = 0,565 \sigma'_3 + 33.05$	0,998	$q_{peak} = 0,501 \sigma'_3 + 19.04$	0,966
	0, 4	$q_{peak} = 0,697 \sigma'_3 + 41.86$	0,999	$q_{peak} = 0,539 \sigma'_3 + 26.99$	0,989
	0, 6	$q_{peak} = 0,626 \sigma'_3 + 29.20$	0,997	$q_{peak} = 0,524 \sigma'_3 + 20.94$	0,996
Lâche Dr= 25 %	w_f (%)	équation	R^2	équation	R^2
	0	$q_{peak} = 0,3192 \sigma'_3 + 6.45$	0,993	$q_{peak} = 0,359 \sigma'_3 + 7.35$	0,992
	0, 2	$q_{peak} = 0,444 \sigma'_3 + 28.20$	0,998	$q_{peak} = 0,393 \sigma'_3 + 14.58$	0,999
	0, 4	$q_{peak} = 0,517 \sigma'_3 + 27.86$	0,984	$q_{peak} = 0,404 \sigma'_3 + 16.27$	0,999
	0, 6	$q_{peak} = 0,497 \sigma'_3 + 22.42$	0,989	$q_{peak} = 0,396 \sigma'_3 + 9.84$	0,998



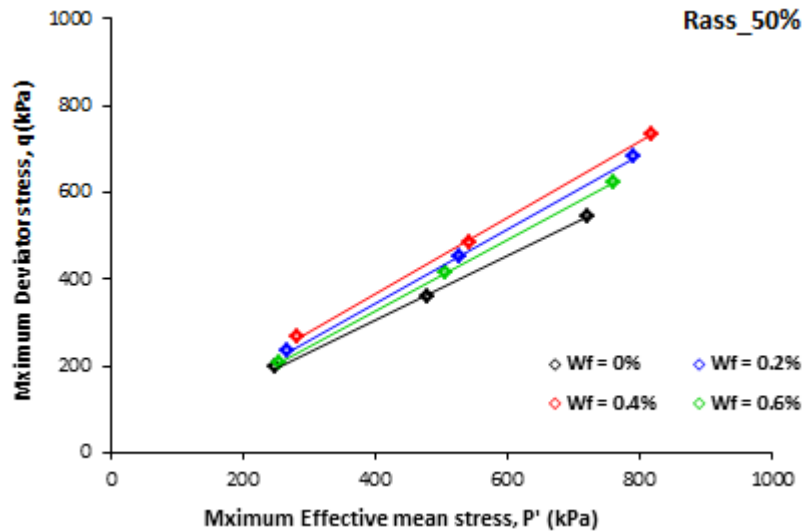


Figure 5.18- Diagrammes p-q' pour sables renforcés avec différents teneurs en fibre à l'état moyennement dense : (a).sable Chlef et, (b).sable Rass

5.5. Effet de la pression de confinement et de la densité relative sur la résistance au cisaillement maximal e

La figure 5.19 montre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons de sable de Chlef à différentes pressions de confinement préparés à un état lâche (Fig. 5.19.a) et à un état moyennement dense (Fig. 5.19.b). Nous remarquons que la résistance au cisaillement augmente significativement avec l'augmentation de la teneur en fibre et marque un maximum à 0.4% de fibres pour les échantillons à l'état lâche et moyennement dense pour le sable de Chlef marqué par un maximum de 806,21 kPa (état lâche) et 926,34 kPa (moyennement dense) pour une pression de confinement de 300 kPa. Pour le sable de Rass (Fig.5.20), le maximum de la courbe n'est pas observée pour les échantillons préparés à l'état lâche et représente une courbe relativement horizontale. Le sable de Chlef renforcé à différents teneurs en fibres semble être bien plus résistant que celui de Rass où une valeur maximale de la résistance à l'état moyennement dense est estimée à 735,11 kPa sous même pression de confinement (300 kPa); Ceci peut être expliqué par l'effet de la granulométrie présentant un diamètre moyen $D_{50} = 0.492$ mm pour le sable de Chlef plus élevé à celui de Rass ($D_{50} = 0.298$ mm) tout en mentionnant la présence de fine importante dans le sable de Rass ($> 10\%$) qui peut empêcher l'effet de contact intergranulaire sous sollicitations appliquées.

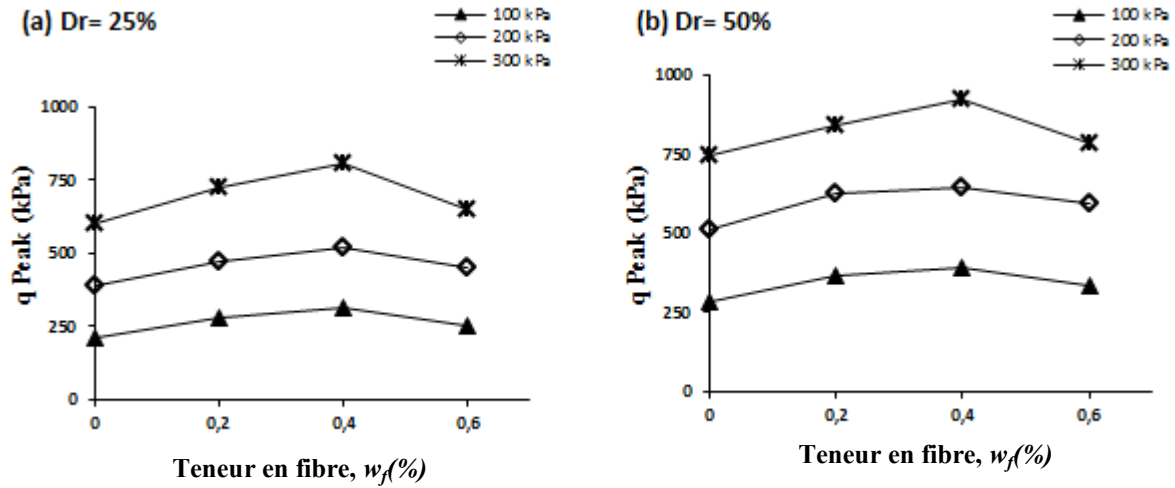


Figure 5.19- Essais triaxiaux drainés de compression sur le sable de Chlef renforcé avec différents teneur en fibre: (a) état lâche, (b) état moyennement dense

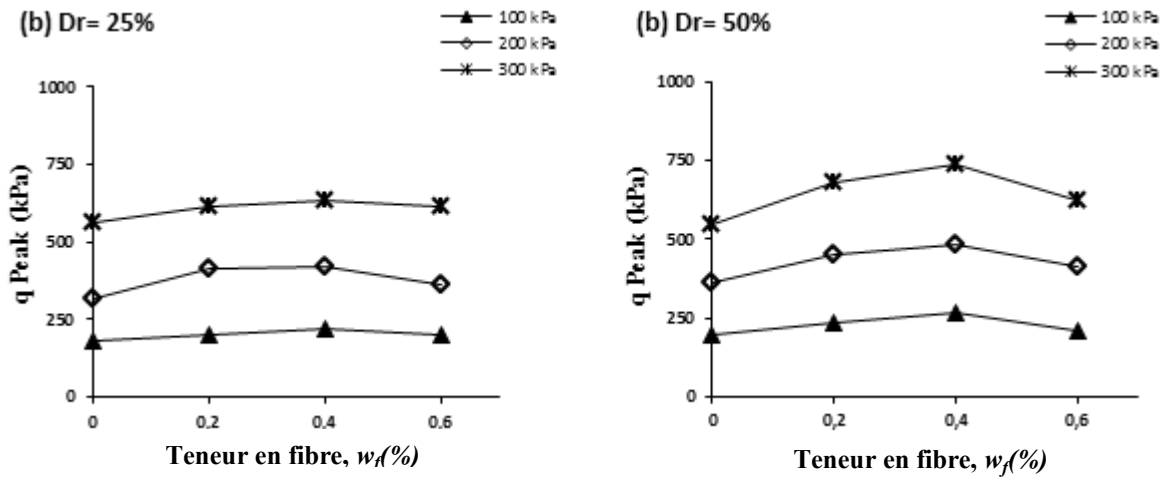


Figure 5.20- Essais triaxiaux drainés de compression sur le sable de Rass renforcé avec différents teneur en fibre: (a) état lâche, (b) état moyennement dense

5.6. Effet de la teneur en fibre sur les caractéristiques de résistance au cisaillement

5.6.1. Effet de la cohésion et de l'angle de frottement

La figure 5.21 illustre les variations de la cohésion c (kPa) et de l'angle de frottement interne φ° en fonction du taux de fibres de verre pour les deux type de sables préparés à l'état lâche et moyennement dense. Dans la figure 5.21.a, on remarque que l'ajout de fibres augmente fortement la cohésion dont le gain par rapport à l'état non renforcé est estimé à 26.08 kPa et 9.62° pour l'angle de frottement interne ceci pour le sable de Chlef à l'état moyennement dense. Cependant, pour le sable de Rass dans le même état de densité ($Dr = 50\%$) le gain en

cohésion et d'angle de frottement sont estimés à 17.15 kPa et 14.74°, respectivement. A l'état lâche, le gain en cohésion et d'angle de frottement interne pour le sable de Chlef sont de 21.75 kPa et 11.92°, respectivement. Pour le sable de Rass les gains en sont évalués à 8.92 kPa et 10.06° pour la cohésion et l'angle de frottement interne, respectivement. Ce qui dénote une amélioration sensible des caractéristiques mécaniques des deux sables avec un optimum de teneur en fibre de 0.4%. Cependant, les caractéristiques de sable de Chlef sont meilleures par rapport à celles du sable de Rass. Les paramètres mécaniques de résistance au cisaillement (angle de frottement et de cohésion) ainsi que les valeurs du coefficient de corrélation R^2 obtenus pour différents teneurs en fibres et densité pour les deux sables sont résumés dans le tableau 5.3. La tendance des résultats actuels est similaire au travail expérimental rapporté par Shao et al. (2014).

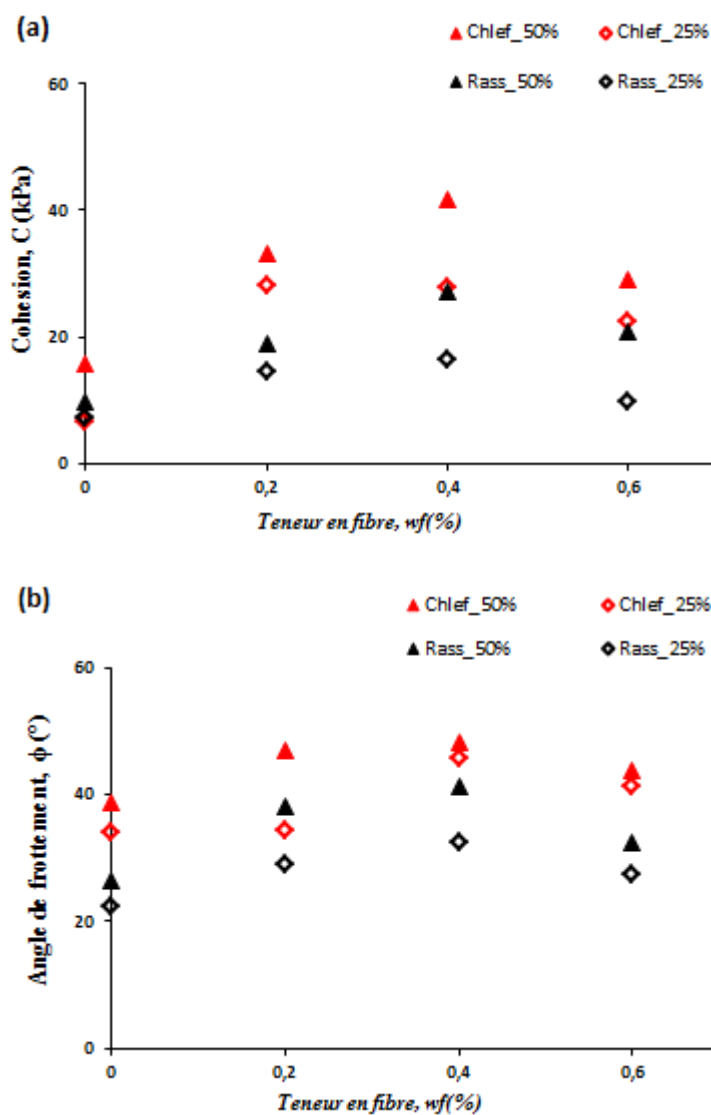


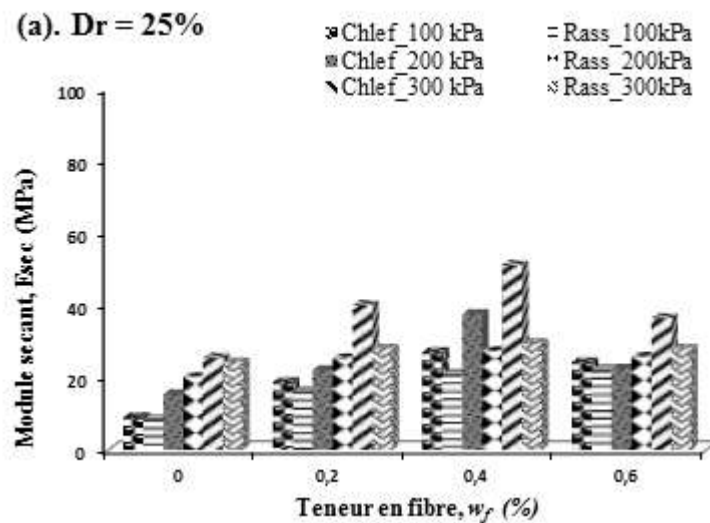
Figure 5.21- Effet de la teneur en fibre sur la cohésion et l'angle de frottement pour les échantillons moyennement denses et lâche.

Tableau 5.3: Paramètres de résistance au cisaillement du sable renforcé de fibres.

Densité relative	Sable Chlef			Sable Rass	
	w_f (%)	C (kPa)	φ (°)	C (kPa)	φ (°)
Moyennement dense Dr= 50%	0	15,78	38,56	09,84	26,43
	0,2	33,05	46,91	19,04	38,03
	0,4	41,86	48,18	26,99	41,17
	0,6	29,20	43,86	20,94	32,48
Lâche Dr= 25 %	0	6,45	33,82	07,35	22,26
	0,2	28,20	34,12	14,58	29,01
	0,4	27,86	45,74	16,27	32,32
	0,6	22,42	41,13	12,84	27,47

5.6.2. Module sécant

La figure 5.22 présente l'évolution du module sécant déterminé pour une déformation axiale ($\varepsilon_1 = 0,15\%$) en fonction de différentes teneurs en fibre w_f (%). À l'état lâche (Fig. 5.22.a), le module sécant augmente de 15.35 à 37.58 MPa et de 12.13 à 27.29 MPa du sable non renforcé au sable renforcé avec 0,4% sous une pression de confinement constant ($\sigma'_3 = 200$ kPa) pour le sable de Chlef et le sable de Rass, respectivement. Cependant, l'augmentation moyenne du module sécant du sable non renforcé au sable renforcé avec 0,4% sous la même pression de confinement ($\sigma'_3 = 200$ kPa) et une densité relative moyen de 50% est de: 25.90 à 38.12 MPa pour le sable de Chlef et de 22.09 à 35.34 MPa et le sable de Rass.



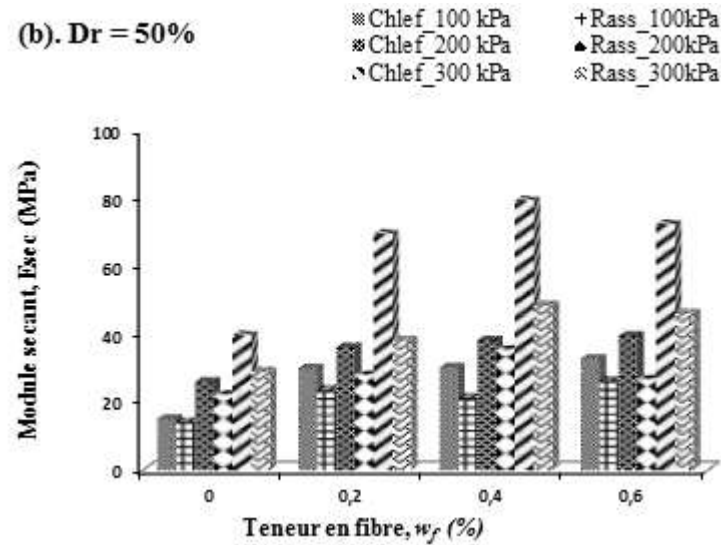


Figure 5.22- Effet de la teneur en fibre sur le Module sécant par rapport à la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%) sur le sable de Chlef et Rass pour l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

Les valeurs du module sécant de déformation ($E_{sec} = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1}$), calculées pour une déformation axiale de 0,15% et mesurées avec des capteurs de déformation dans les essais triaxiaux drainés, sont listées dans le tableau 5.4. Les mêmes observations sont présentées par Nouri et al. (2016) dans des essais triaxiaux drainés sur le sable de Chlef renforcé et non renforcé par des nappes en plastique.

Tableau 5.4: Module sécant en versus la teneur en fibres et à partir des niveaux déformation (0,15%)

Densité relative	Sable Chlef			Sable Rass			
	w_f (%)	100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Moyennement dense $Dr = 50\%$	0	15,03	25,90	39,72	14,19	22,09	29,00
	0,2	29,95	36,08	69,58	23,61	27,90	38,22
	0,4	30,22	38,12	79,42	21,16	35,34	48,55
	0,6	32,77	39,48	72,43	26,26	26,71	46,19
Lâche $Dr = 25\%$	0	8,98	15,35	25,46	8,51	12,13	24,27
	0,2	18,77	22,11	40,08	16,18	25,35	28,00
	0,4	27,08	37,58	51,14	20,90	27,29	29,50
	0,6	24,34	22,48	36,49	22,16	25,75	28,04

5.7. Rapport de résistance au cisaillement

Pour quantifier l'influence des fibres sur la résistance au cisaillement des deux sables on définit le rapport de résistance au cisaillement (R_f) comme le rapport entre la résistance au cisaillement des échantillons renforcés et la résistance au cisaillement des échantillons non renforcé par la relation 4.3 donnée dans le précédent chapitre (4) formulée ci-après.

$$R_f = q_{R,f} / q_f \quad 5.3$$

Où $q_{R,f} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{R,f}$ est le déviateur du sol renforcé à la rupture exprimée par la relation $q_f = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ désignant la valeur du déviateur de résistance du sol non renforcé à rupture.

La figure 5.23 montre l'évolution de (R_f) en fonction de la pression de confinement et de la teneur en fibre pour deux valeurs de densité relative (Dr) et de deux types de sables. A une pression de confinement constante, le rapport de résistance au cisaillement (R_f) augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre et diminue avec l'augmentation de la pression de confinement notamment pour les échantillons lâches (Fig. 5.23.a). En revanche, pour les échantillons moyennement denses (Fig. 5.23.b), le rapport de résistance au cisaillement est quasiment constant pour les deux sables à pressions de confinement variant entre 100 kPa et 200 kPa, tout en mentionnant une légère diminution de ce rapport entre 200 kPa et 300 kPa. Les valeurs obtenus du rapport de résistance au cisaillement (R_f) sous différentes pression de confinement pour deux densités relatives et différents teneurs en fibres pour le sable de Chlef et de Rass sont englobés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5: Résumé des rapports de résistance au cisaillement maximale.

Densité relative	$w_f(\%)$	Sable Chlef			Sable Rass		
		100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
Moyennement dense Dr=50%	0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,2	1,22	1,23	1,13	1,25	1,26	1,18
	0,4	1,29	1,31	1,25	1,35	1,35	1,35
	0,6	1,18	1,21	1,15	1,14	1,16	1,05
Lâche Dr=25%	$w_f(\%)$	100 kPa	200 kPa	300 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa
	0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	0,2	1,31	1,21	1,21	1,23	1,11	1,11
	0,4	1,47	1,33	1,34	1,31	1,17	1,17
	0,6	1,20	1,14	1,08	1,14	1,06	1,08

Généralement, la majorité des résultats obtenus dans cette étude montre que l'adjonction de fibre de verre au sable peut améliorer énormément son comportement mécanique. Les mêmes observations sont en accord par ceux présentés par Benssalah et al. (2016) sur le sable de Chlef renforcé et non renforcé par des nappes en géotextile réalisé à l'aide d'essais triaxiaux drainés.

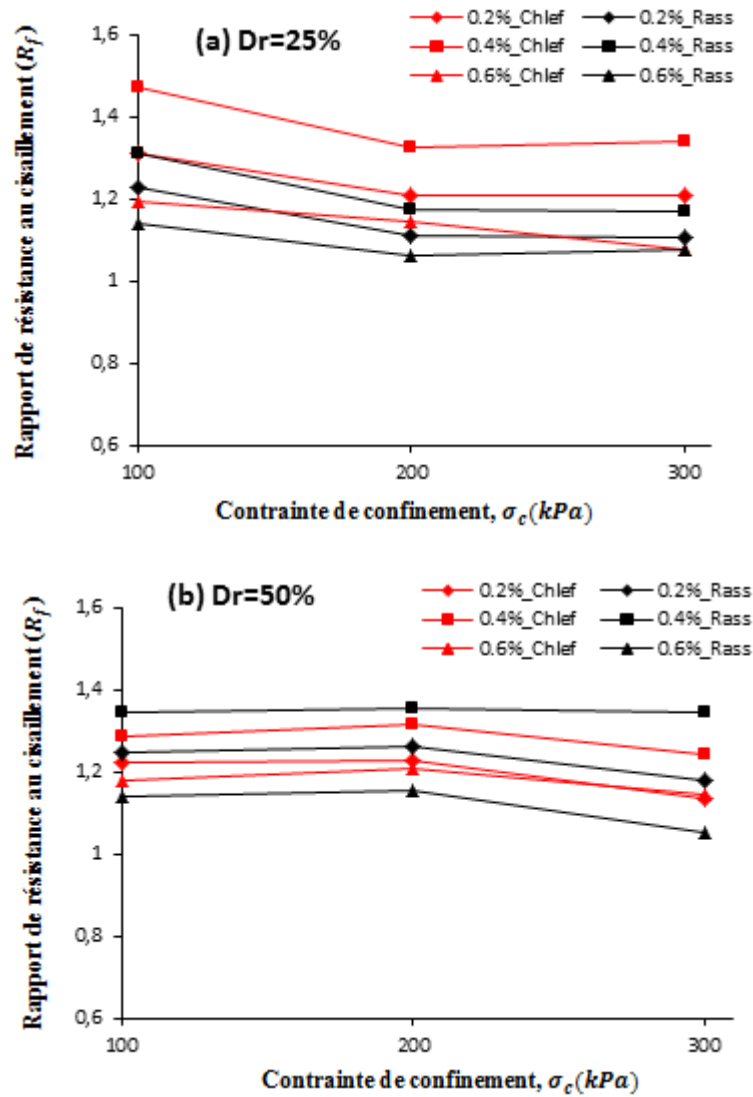


Figure 5.23- Variation du rapport de la résistance au cisaillement (R_f) en fonction de la pression de confinement et la teneur en fibre pour échantillons: (a) lâche, et (b) moyennement denses.

5.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on récapitule les principaux résultats obtenus d'une étude en laboratoire marquant une contribution des fibres de verre sur le comportement mécanique des échantillons du sable d'Oued Chlef et le sable d'Oued Rass confectionnés à deux états de densité relative (lâches et moyennement denses). Les résultats sont énumérés ci-dessous :

1. Les échantillons lâches subissent toujours une amplification de contractance avec le confinement et diminue légèrement avec l'ajout de fibre. Tandis que les échantillons moyennement denses présente en première phase une faible contractance suivit d'une

dilatance qui s'amplifie brusquement avec une quantité de fibre en excès (valeur optimale ($w_f = 0.4\%$)). Ceci reste valable pour les deux sables testés.

2. Une amélioration significative du sol renforcé étant observée par rapport à celui non renforcé. Cette amélioration de la résistance est associée à une augmentation de la densité relative, de la pression de confinement et de la teneur en fibre.
3. Les paramètres mécaniques de la cohésion, de l'angle de frottement interne et du module sécant en condition drainée, caractérisant la résistance et la rigidité du sol renforcé marquent une augmentation très significative quand la teneur en fibres augmente où on enregistre un optimum de teneur en fibre à 0.4% . On note à cet effet que de fortes valeurs de caractéristiques mécaniques ont été observées sur le sable de Chlef par rapport à ceux observés sur le sable de Rass.

Chapitre 6

Etude comparative résultant d'essais triaxiaux en condition drainée et non drainée avec influence des caractéristiques à la rupture et contribution de fibres

6.1. Introduction

Nous décrivons dans ce chapitre une étude comparative reposant sur des résultats triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) faisant parties des chapitres 4 et 5 dont on donne une interprétation affinée dans le domaine de la rupture avec contribution des effets de fibres sur le matériau d'étude composé de sable Chlef et Rass avec ajout de fibres de verre. Les résultats des essais en compression triaxiale monotone présentés aux chapitres 4 et 5 ont montré des comportements similaires du point de vue déformations volumiques et pressions interstitielles pour les deux types de sable (Chlef et Rass) non renforcé et renforcé par différentes teneurs en fibres. D'abord, nous présentons une comparaison entre les résultats des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) concernant les caractéristiques à la rupture (cohésion et angle de frottement interne) ainsi que le module sécant de déformation pour les deux sables à l'état lâche et moyennement dense. Puis nous présentons une analyse et une interprétation des résultats en termes de contribution des fibres à la réponse déviatorique des sables étudiés.

6.2. Comparaison des caractéristiques à la rupture obtenus à partir des essais triaxiaux non drainés (CU) et drainés (CD)

6.2.1. Cohésion

L'aspect cohésif d'un sol joue un rôle important dans la stabilité d'un ouvrage, c'est une caractéristique mécanique intrinsèque d'un matériau pouvant contribuer dans la sauvegarde d'un ouvrage apparaissant dans une phase critique. Le terme "cohésion" étant définis par une approche mécanistique particulière déterminée dans le plan Mohr-Coulomb soumis à des essais réalisés au laboratoire (cisaillement rectiligne, triaxial...), dont sa valeur réelle étant déduite par la somme des forces attractives moins la somme des forces répulsives. Dans ce paragraphe, nous examinons et comparons les valeurs de cette cohésion C (kPa) mesurée en condition drainée (CD) et non drainée (CU) pour les deux sables (Chlef et Rass) avec ajout de fibres de verre. La figure 6.1 illustre les variations de la cohésion C (kPa) calculée à partir des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) en fonction du taux de fibre de verre pour le sable de Chlef préparé à l'état lâche (Fig. 6.1.a) et moyennement dense (Fig. 6.1.b). Un bon accord est obtenu sur les valeurs de la cohésion entre les essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU). A l'état lâche, on enregistre un écart en cohésion de 3.77 kPa quand on passe

d'un essai drainé (CD) à un essai non drainé (CU) pour un sable renforcé à 0.4% de fibre. Cependant, pour l'état moyennement dense on enregistre un écart de 10.45 kPa pour le même sable et la même teneur en fibre de verre ($w_f = 0.4\%$).

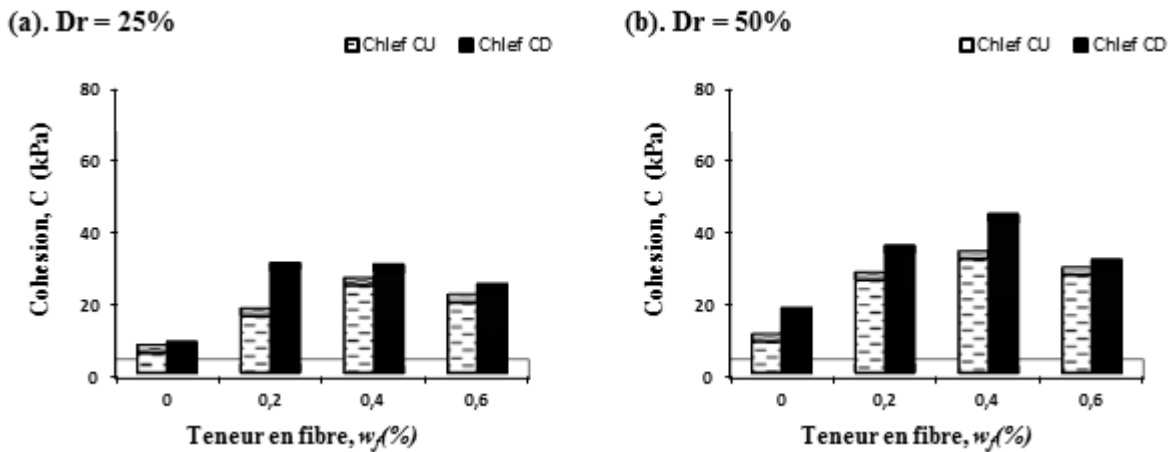


Figure 6.1- Variations de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour les échantillons de sable Chlef à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

La figure 6.2 illustre les variations de la cohésion mesurée à partir des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) en fonction du taux de fibre de verre pour le sable de Rass préparé à deux états de densité relative. Dans la figure 6.2, on remarque que l'ajout de fibre augmente légèrement la cohésion par rapport à l'état non renforcé tant pour l'état lâche (Fig. 6.2.a) que moyennement dense (Fig. 6.2.b). Ainsi, on enregistre un écart de 4.25 kPa et de 2.54 kPa pour le sable de Rass renforcé à 0.4% de fibre à l'état lâche et moyennement dense, respectivement.

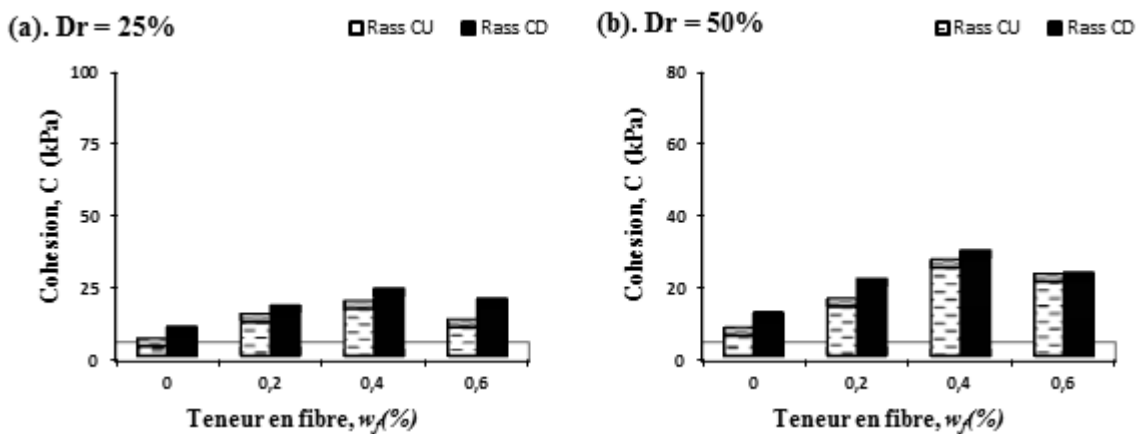


Figure 6.2- Variations de la cohésion en fonction de la teneur en fibre pour les échantillons de sable Rass à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

Cet avantage d'écart de cohésion dans le mode drainé par rapport au non drainé peut être expliqué par le fait que la tension existante entre les particules solides adsorbées d'une quantité d'eau suffisante et soumise à un taux en fibre de 0.4% pourrait engendrer une augmentation de cohésion dans le sable étudié (Michaloski and Zhao, 1996).

6.2.2. Angle de frottement

Le concept de l'angle de frottement interne étant similaire au terme de la cohésion qui sont des paramètres mécaniques obtenues dans le plan de Mohr-Coulomb, mais qui décrit le frottement dans le glissement grain à grain. Dans les ouvrages les plus exposés à risque, l'angle de frottement effectif ϕ' est le plus sollicité. Il se mesure à partir d'appareils au laboratoire tels que : cisaillement direct ou triaxial de révolution. Dans ce paragraphe, une comparaison de la valeur de l'angle de frottement obtenue par essai consolidé drainé (CD) et non drainé (CU) a été examinée et interprétée. Les figures 6.3 et 6.4 illustrent l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre de verre (w_f) pour des échantillons de sable de Chlef et Rass, respectivement; préparés à l'état lâche et moyennement dense et mesuré à partir des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CD). Il en ressort que l'angle de frottement ϕ augmente sensiblement linéairement avec l'augmentation du taux de fibre de verre pour les deux états de densité relative (lâche et moyennement dense) et les deux sables testés.

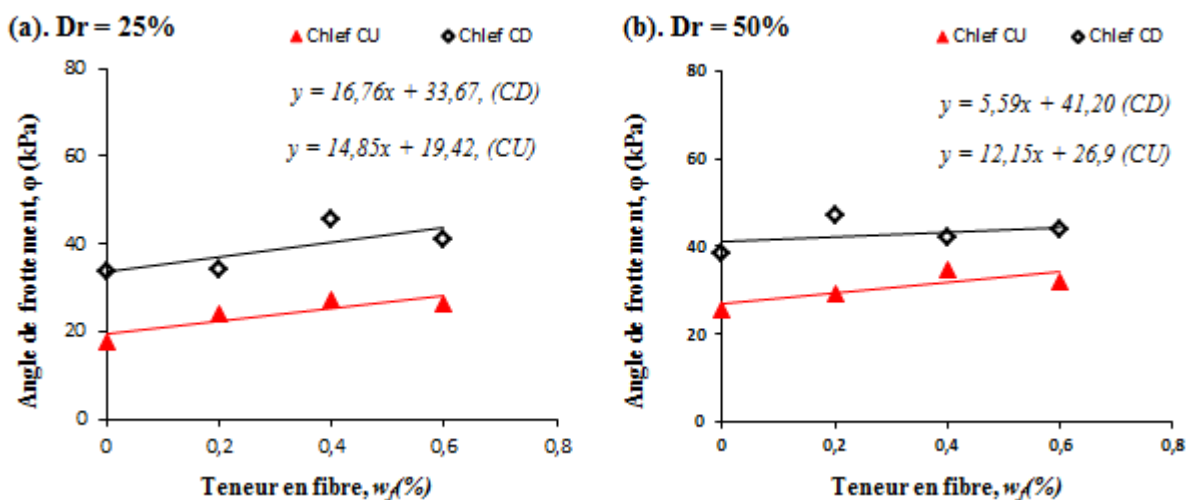


Figure 6.3- Variations de l'angle de frottement versus la teneur en fibre pour les échantillons de sable Chlef préparés à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

On note ainsi que les valeurs tirées des essais triaxiaux drainés (CD) montrent de meilleures performances que ceux obtenus à partir des essais triaxiaux non drainés (CU) pour les deux sables testés. L'écart enregistré varie autour de 28.37° et 22.3° pour le sable de Chlef à l'état lâché et moyennement dense respectivement, et de 20.28° et 22.83° pour le sable de Rass à l'état lâche et moyennement dense respectivement. Ces valeurs restent pratiquement constantes pour les différentes teneurs en fibres.

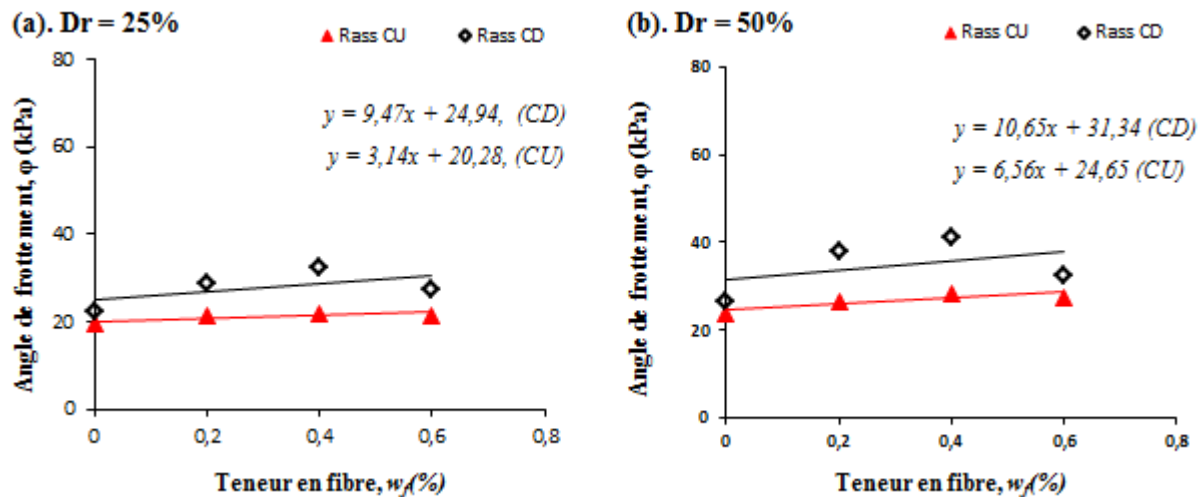


Figure 6.4- Variations de l'angle de frottement versus la teneur en fibre pour les échantillons de sable Rass préparés à l'état: (a). Lâche, et (b). Moyennement dense.

6.2.3. Module sécant (E_{sec})

Le concept du module d'Young caractérise un paramètre important du comportement d'un sol, lié à un modèle défini par Hooke lorsqu'il s'agit de déformation élastique linéaire isotrope. La restriction des faibles déformations est tout à fait subjective et reste liée à la précision des appareils utilisées. Au stade de petites déformations, la rigidité évolue avec la déformation appliquée et devient fortement non linéaire. L'extension à des grandes déformations permet de définir les notions de modules sécants et tangents par des essais soumis à des sollicitations monotones ou cycliques. Dans ce paragraphe, on se restreint aux valeurs du module sécant (E_{sec}), en procédant à des comparaisons en condition drainée (CD) et non drainée (CU) de deux sables (Chlef, Rass) avec ajout de fibres de verre.

Les figures 6.5 et 6.6 montrent les variations du module sécant E_{sec} (MPa) à 0,15% de déformation axiale en fonction de la teneur en fibre à partir des essais drainés (CD) et non drainés (CU) pour le sable de Chlef préparé à l'état lâche (Fig. 6.5) et moyennement dense (Fig. 6.6). Il

en ressort une augmentation significative du module sécant quand on passe d'un sable non renforcé à un sable renforcé pour les trois pressions de confinements (100, 200 et 300 kPa) en prenant en considération les deux densités relatives (lâche et moyennement dense). Il faut remarquer également que les valeurs du module sécant obtenu à partir des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) sont supérieures à celles obtenues à partir des essais triaxiaux non drainés (CU), en particulier pour le sable moyennement dense.

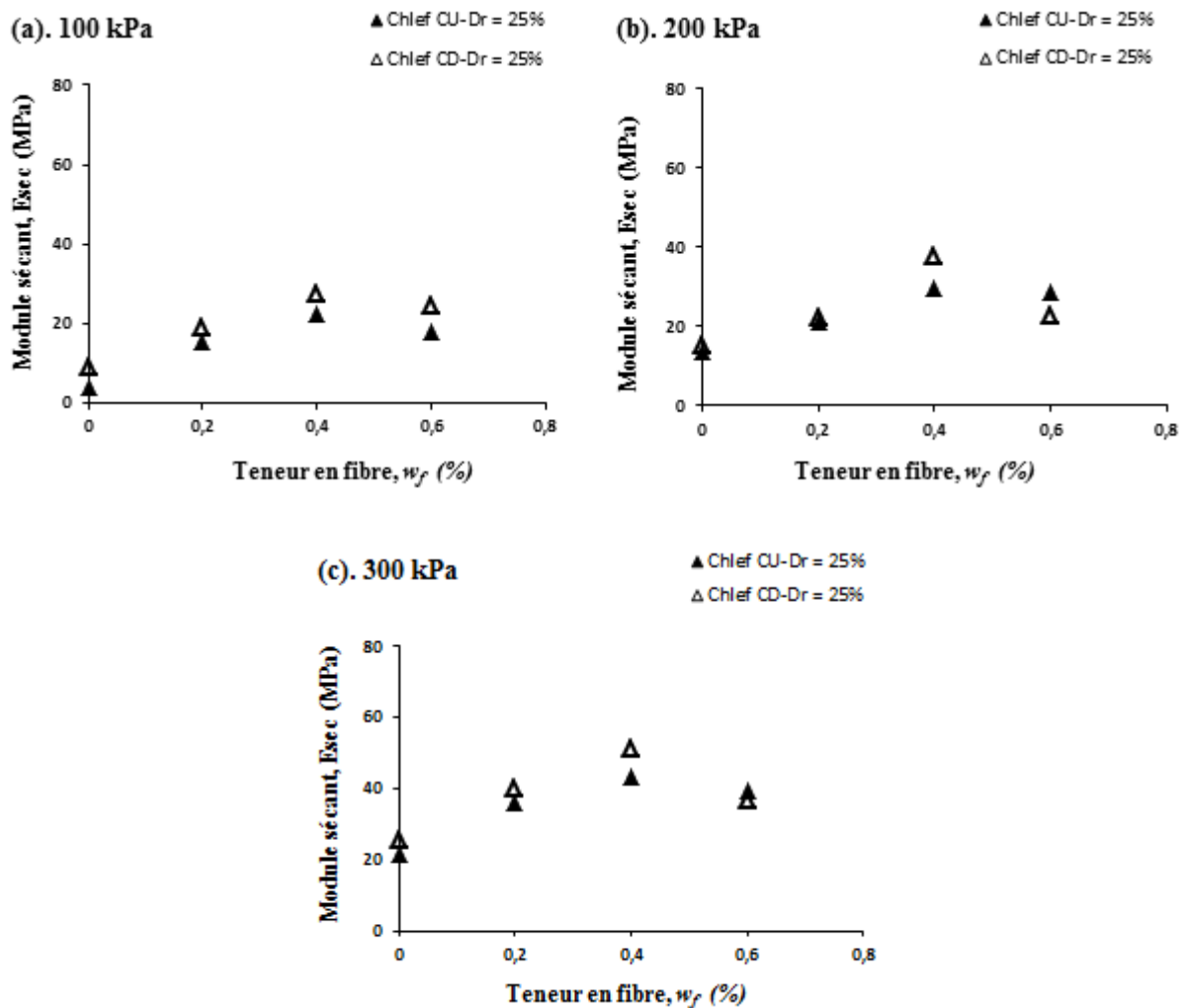


Figure 6.5- Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état lâche et soumis à des pressions de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.

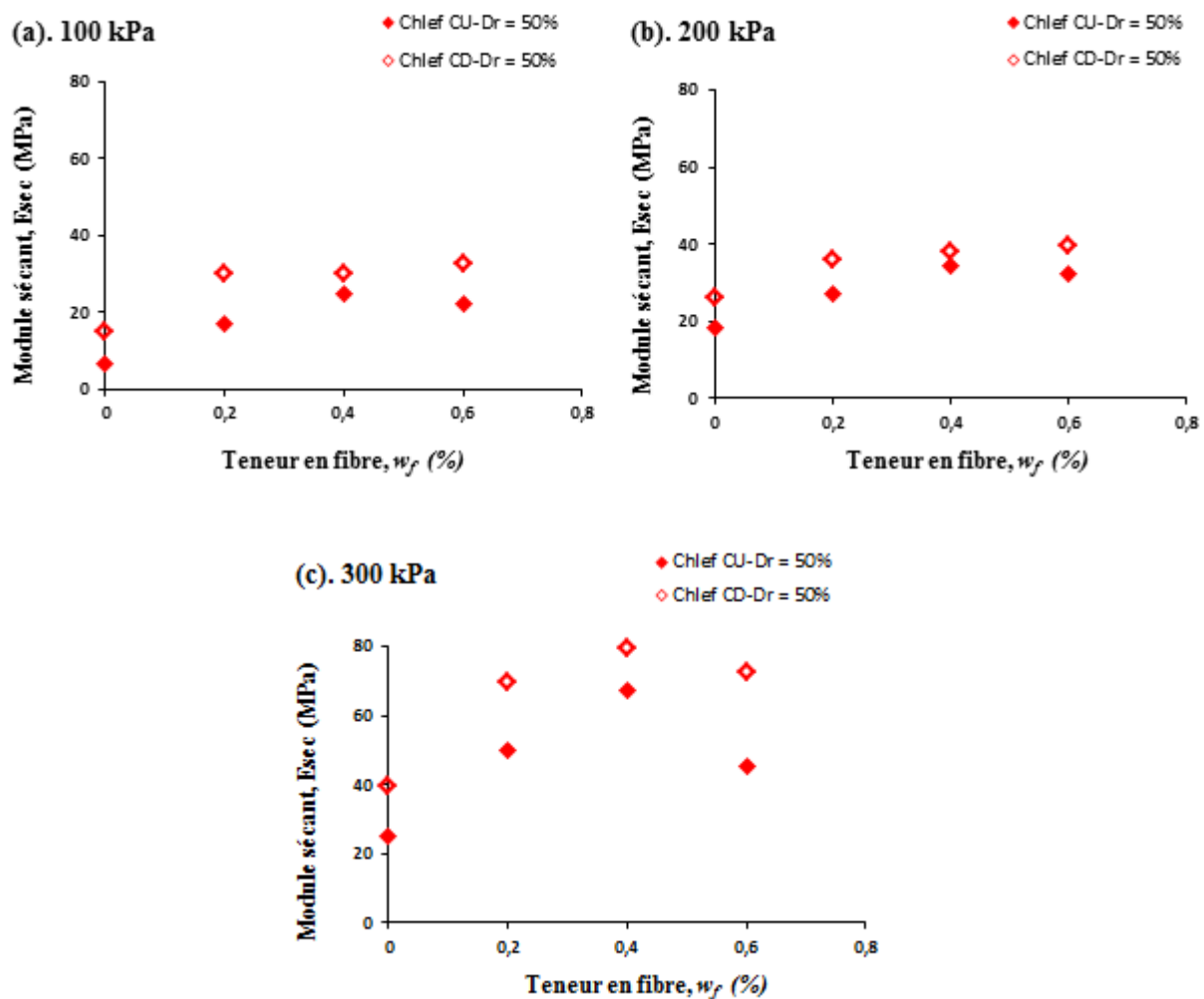


Figure 6.6- Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état moyennement dense et soumis à des pressions de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.

Les figures 6.7 et 6.8 montrent les variations du module sécant $E_{sec}(MPa)$ à 0,15% de déformation axiale en fonction de la teneur en fibre à partir des essais drainés (CD) et non drainés (CU) pour le sable de Rass préparé à l'état lâche (Fig. 6.7) et moyennement dense (Fig. 6.8). On note les mêmes tendances de variation en comparaison avec le sable de Chlef, et en particulier que les valeurs du module sécant(E_{sec}) pour les essais drainés (CD) sont supérieures à celles obtenues pour les essais non drainés (CU).

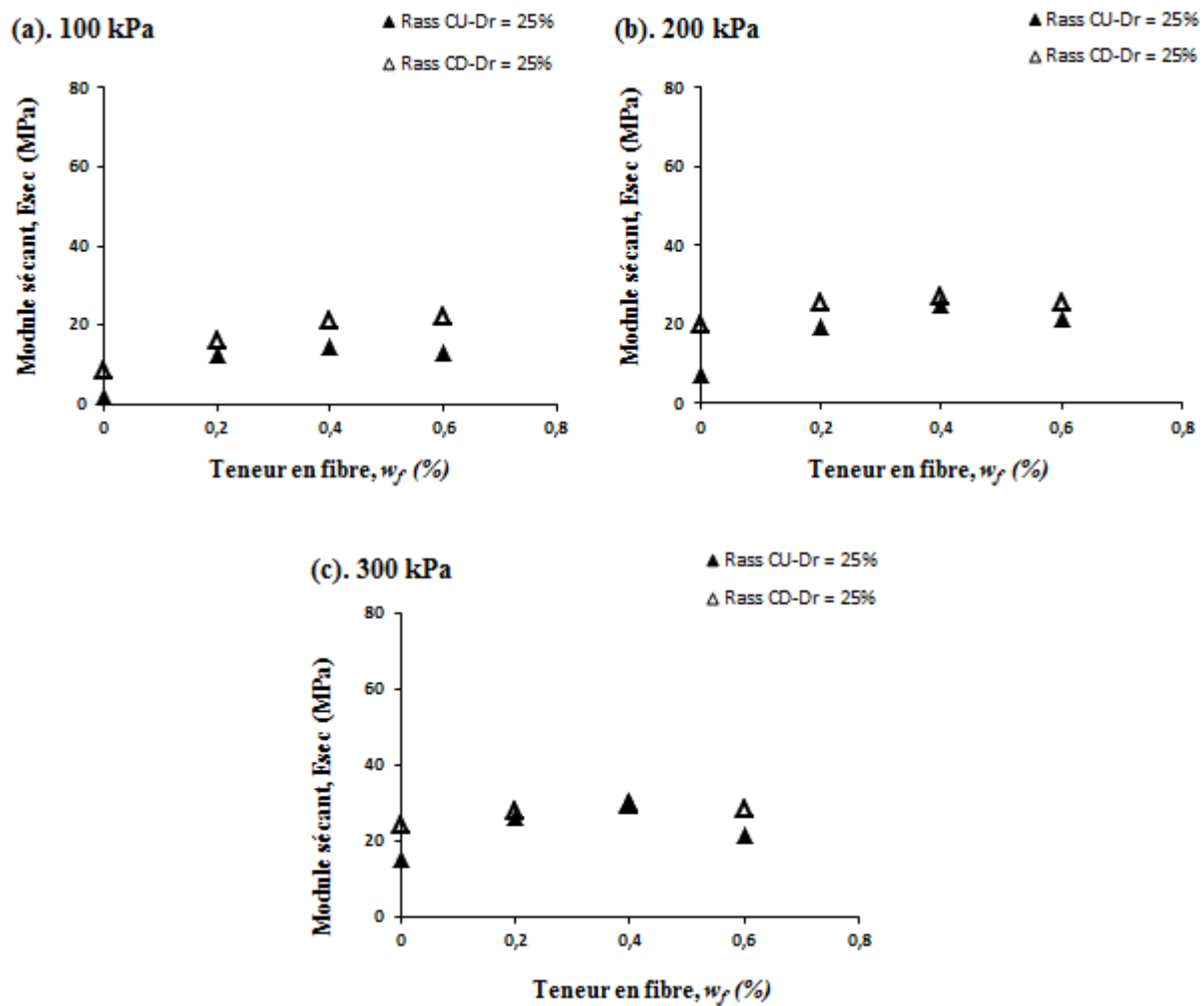
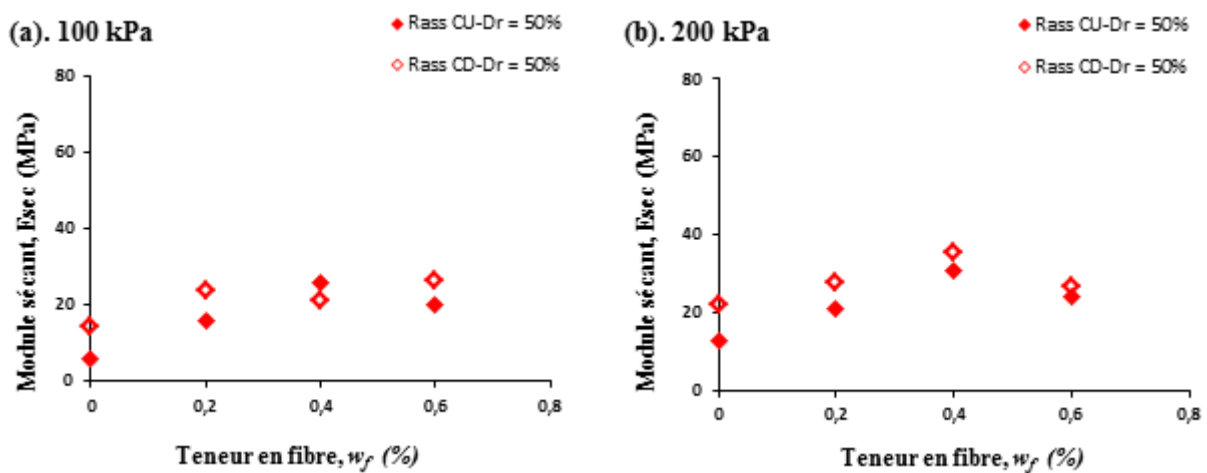


Figure 6.7- Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Rass préparés à l'état lâche et soumis à des pression de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.



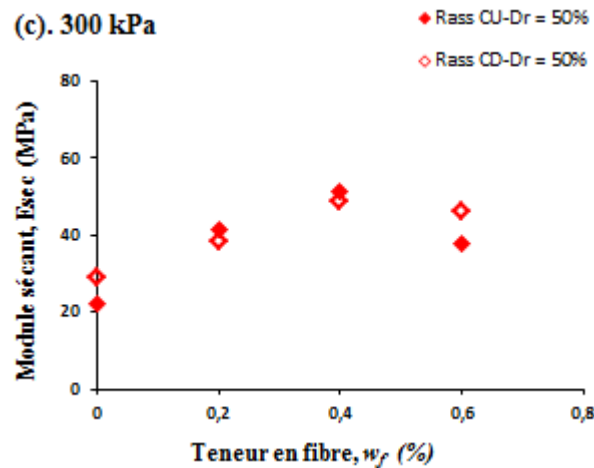


Figure 6.9- Variations du module sécant calculé à 0.15% de déformation en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Rass préparés à l'état moyennement dense et soumis à des pressions de confinements de: (a). 100kPa, (b). 200kPa, et (c). 300kPa.

6.3. Étude de la contribution déviatorique des fibres (q_f)

Le comportement du sol renforcé par fibres naturelles ou synthétiques peut être séparé en deux contributions: le comportement du sol non renforcé et la contribution des fibres (Romero, 2003). La contribution déviatorique des fibres q_f peut être définie comme étant la différence entre les valeurs du déviateur de contraintes pour le sol renforcé et le sol non renforcé, pour une valeur donnée de la déformation déviatorique ε_q , pour des conditions identiques par ailleurs (même sable, même mode de préparation, mêmes densité initiale et pression de confinement). La contribution déviatorique des fibres, q_f , est définie par l'équation suivante:

$$q_f = q_{Rf} - q_{Nr} \quad 6.1$$

Avec

q_{Rf} : est le déviateur de contrainte de sol renforcé

q_{Nr} : est le déviateur de contrainte de sol non renforcé

6.3.1. Évaluation de la contribution déviatoriques des fibres (q_f)

Comme illustré dans la figure 6.7., la contribution déviatorique des fibres (q_f) peut être établie à partir des résultats expérimentaux en comparant la réponse déviatorique en contrainte-déformation des échantillons renforcés ($w_f = 0.2\%$, 0.4% et 0.6%) à celle des

échantillons non renforcés ($w_f = 0\%$) préparés et testés dans des conditions similaires, que ce soit en essais drainé (CD) ou non drainé (CU).

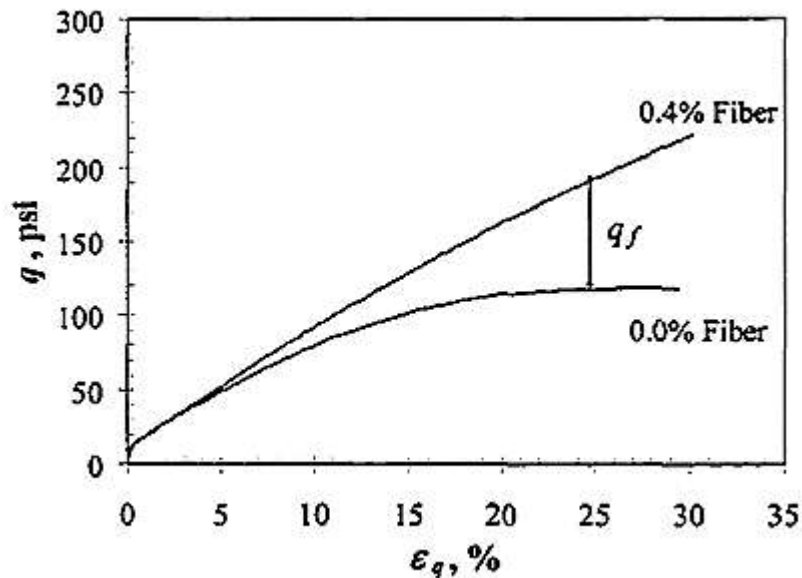


Figure 6.7- Méthode utilisée pour établir la contribution déviatorique des fibres à partir des résultats expérimentaux des essais drainés (CD) et non drainés (CU). (Romero, 2003).

Comme le montre la figure 6.8, $q_f(kPa)$ peut être modélisé par une approximation bilinéaire. Dans cette approximation, la contribution due aux fibres est représentée par une contribution constante initiale (q_{f0}) pour de faibles déformations, puis une contribution de transfert de charge linéaire pour des déformations déviatoriques supérieures à ε_{q0} . Le taux d'augmentation de q_f avec la déformation déviatorique est de $3G_f$, où G_f est le module de cisaillement attribué aux fibres.

La partie linéaire du transfert de charge représenté sur la figure 6.8 à de grandes déformations tient au fait que les contraintes de cisaillement conduisent à l'allongement des fibres et au développement de contraintes dans ces fibres. La contribution initiale (q_{f0}) est plus difficile à expliquer ; on constate par exemple qu'elle peut être négative pour les échantillons consolidés à des contraintes effectives élevées. On peut considérer que certaines contraintes se développent dans les fibres pendant le compactage (Chen, 2007), puis la consolidation des échantillons à la contrainte effective désirée. On constate donc que q_{f0} dépend du mode de compactage et de la pression de consolidation effective (Romero, 2003).

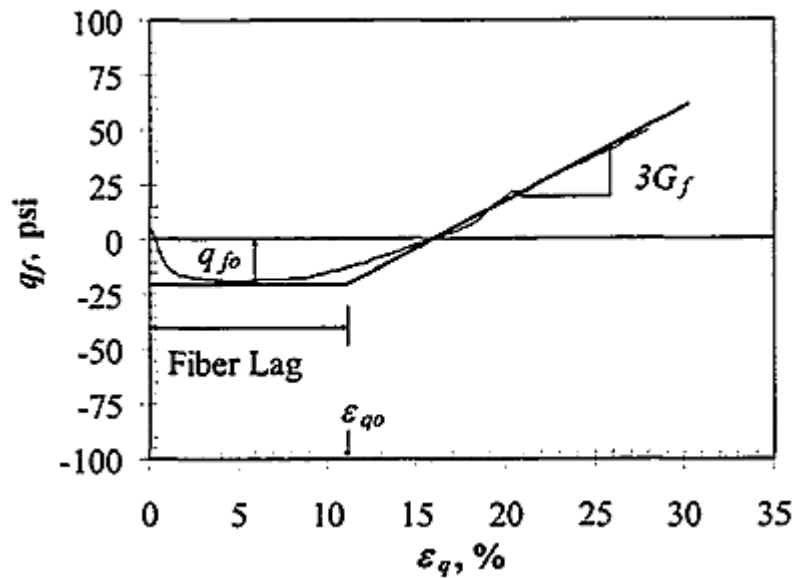


Figure 6.8- Contribution déviatorique initiale de fibre (q_{f0}) et module de cisaillement (G_f) (Romero, 2003).

La figure 6.9 illustre les variations de la contribution déviatorique q_f en fonction de la déformation déviatorique ϵ_q pour le sable de Chlef renforcé à 0,4% de fibre pour des échantillons lâches (Fig. 6.9.a) et moyennement denses (Fig. 6.9.b) pour une pression de confinement $\sigma_c = 100kPa$. On distingue très clairement sur la figure 6.9 deux phases distinctes. La première phase correspond à de faibles valeurs de la déformation déviatorique ($\epsilon_q = 1\%$) pour laquelle la contribution des fibres dans l'amélioration de la résistance du sable de Chlef est négligeable. La seconde phase permet de mettre en évidence l'action du renforcement qui dépend de la pression de confinement et de la densité relative.

La figure 6.10 montre les variations de la contribution déviatorique q_f en fonction de la déformation déviatorique ϵ_q pour le sable de Rass renforcé à 0,4% de fibre pour des échantillons lâches (Fig. 6.10.a) et moyennement denses (Fig. 6.10.b) soumis à une pression de confinement $\sigma'_c = 100kPa$. On peut observer pour le sable de Rass des valeurs de q_f plus faibles que celles obtenues pour le sable de Chlef, pour les deux densités relatives. Chen (2007) a observé des résultats similaires sur deux sables limoneux renforcés et non renforcés par des fibres de polypropylène, dans des essais triaxiaux drainés et non drainés.

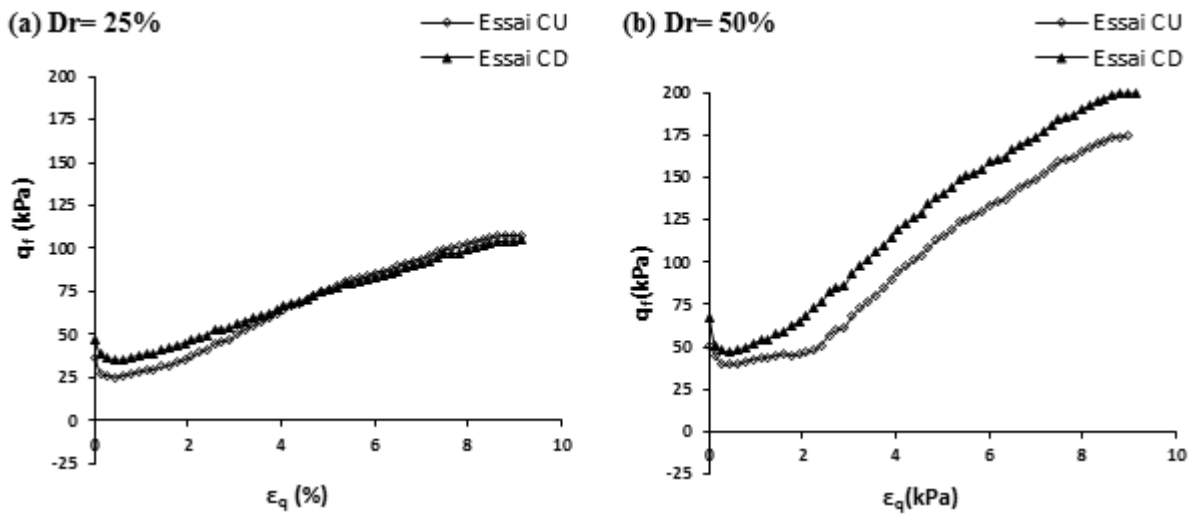


Figure 6.9- Contributions déviatoriques des fibres q_f (kPa) versus la déformation déviatorique ϵ_q (%) pour des échantillons de sable de Chlef renforcé à 0.4% de fibre et soumis à une pression de confinement de 100 kPa reconstitué à: (a). l'état lâche et (b). moyennement dense.

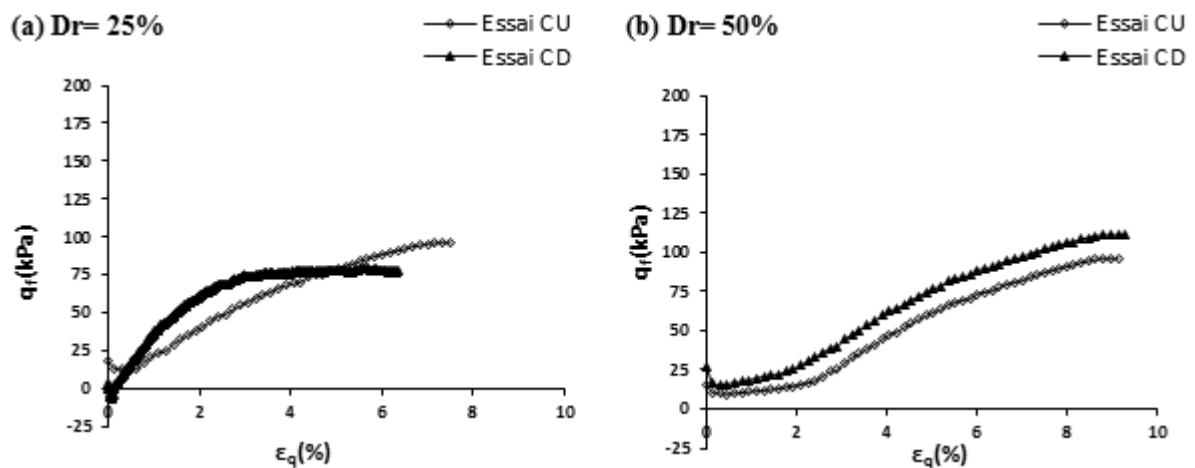


Figure 6.10- Contributions déviatoriques des fibres q_f (kPa) versus la déformation déviatorique ϵ_q (%) pour des échantillons de sable de Rass renforcé à 0.4% de fibre et soumis à une pression de confinement de 100 kPa reconstitué à: (a). l'état lâche et (b). moyennement dense.

6.3.2. Contribution déviatorique initiale des fibres (q_{f0})

Les figures 6.11 et 6.12 illustrent la variation de la contribution déviatorique initiale des fibres q_{f0} en fonction de la teneur en fibre pour les trois contraintes de confinements ($\sigma'_c = 100, 200, \text{ et } 300 \text{ kPa}$) à partir des essais drainés (CD) et non drainés (CU) pour le sable de Chlef à l'état lâche (Fig.6.11) et moyennement dense (Fig.6.12). Il s'agit des valeurs minimales de q_{f0} déterminées à partir des courbes (q_f, ϵ_q) avant d'atteindre la partie linéaire de la courbe.

Les résultats montrent clairement que la contribution initiale des fibres q_{f0} diminue avec l'augmentation des contraintes de consolidation.

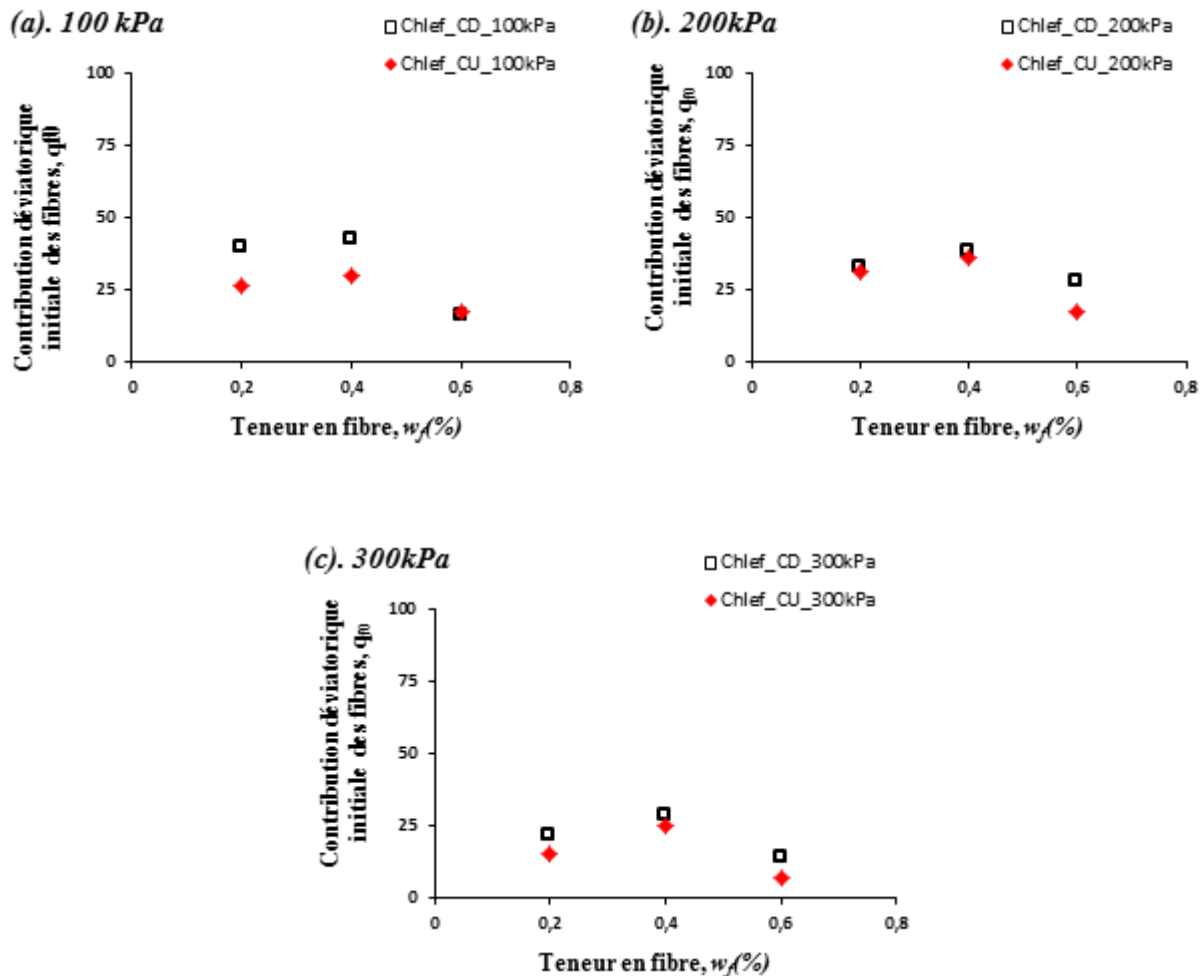


Figure 6.11- Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état lâche et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.

Cette tendance peut indiquer que les contraintes dans les fibres ne se mobilisent que par la dilatation isotrope ou le cisaillement (Romero, 2003). En conséquence, les échantillons consolidés à des contraintes effectives isotropes σ'_c plus élevés devraient avoir une contribution plus faible dans les fibres et donc un plus faible q_{f0} ce qui est bien ce qu'on observe ici, à la fois pour le sable lâche ou moyennement dense.

On remarque aussi que l'amplitude de q_{f0} est généralement plus faible pour les échantillons lâches. Par ailleurs, le taux de variation de q_{f0} est plus élevé, pour le sable de Chlef, à partir des essais triaxiaux drainés (CD) que pour les essais triaxiaux non drainés (CU). Enfin, on

observe pour les deux densités et les trois confinements un maximum de q_{f0} pour une teneur en fibres de 0,4 %.

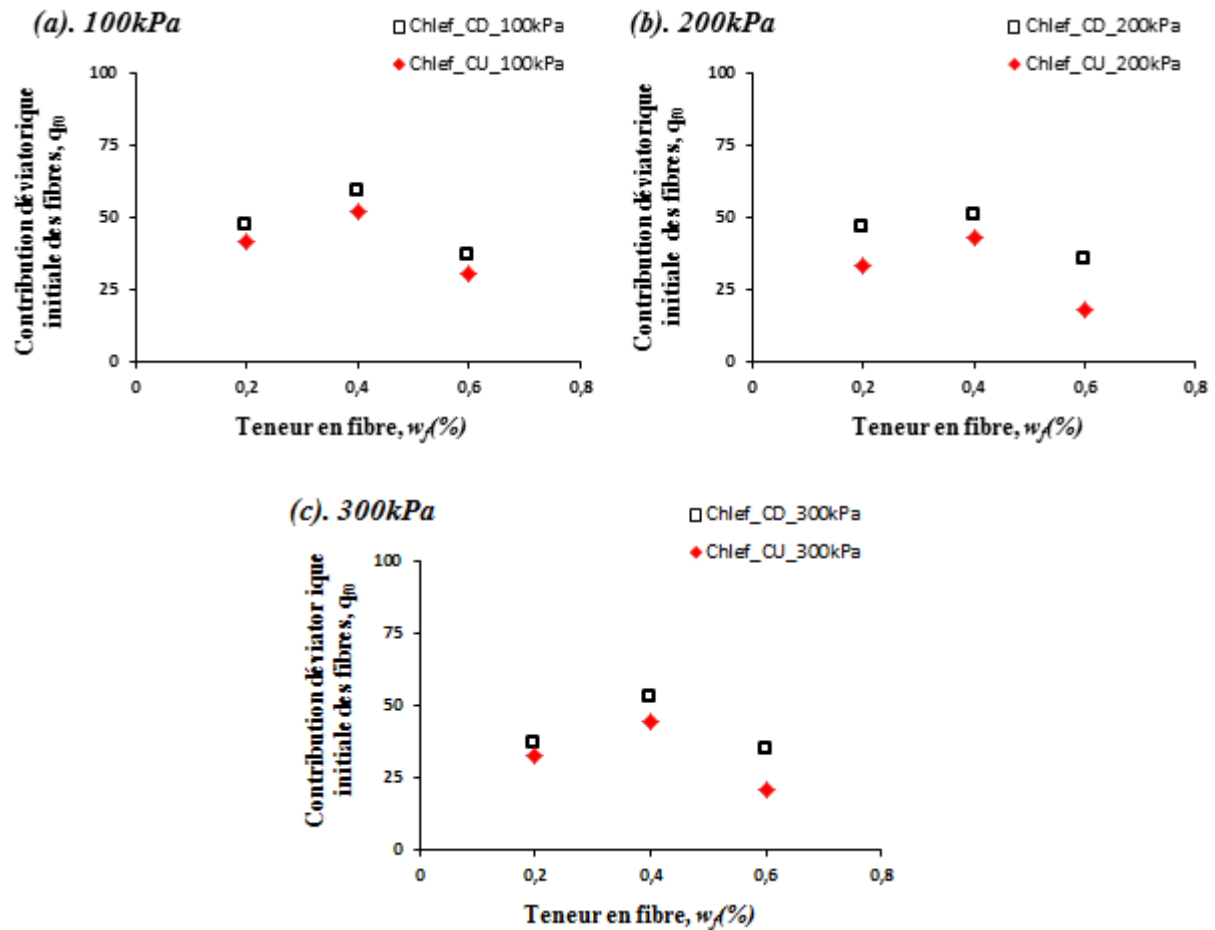
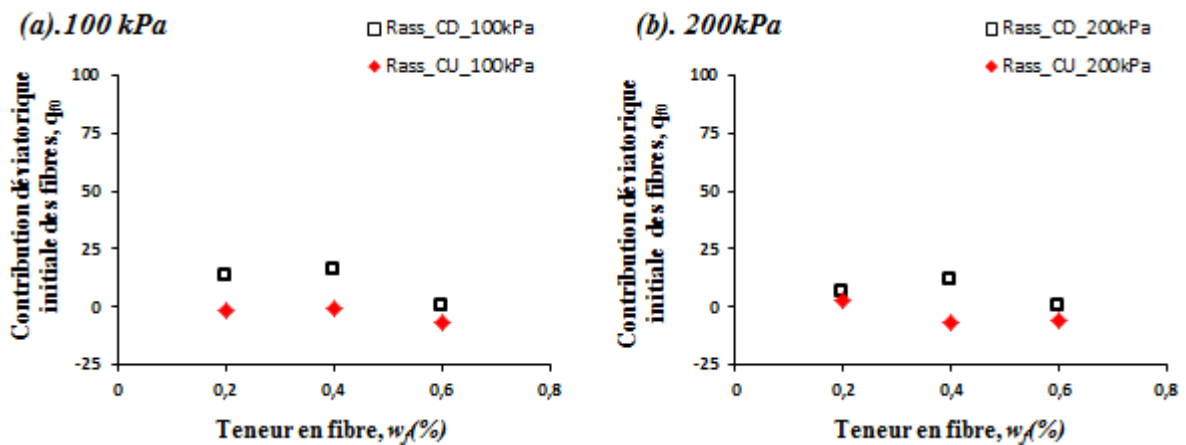


Figure 6.12- Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisés sur des échantillons du sable de Chlef préparés à l'état moyennement dense et soumis à trois contraintes de confinements:(a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.



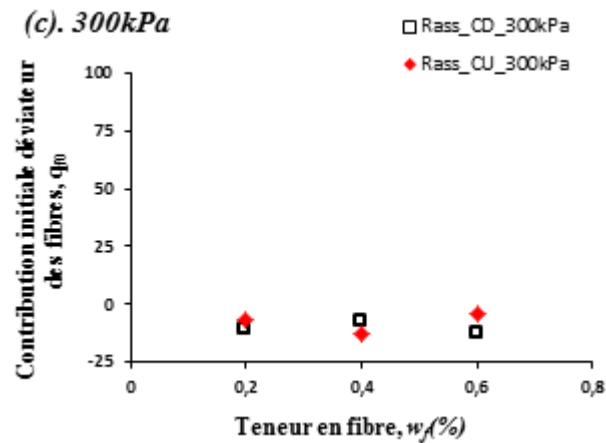
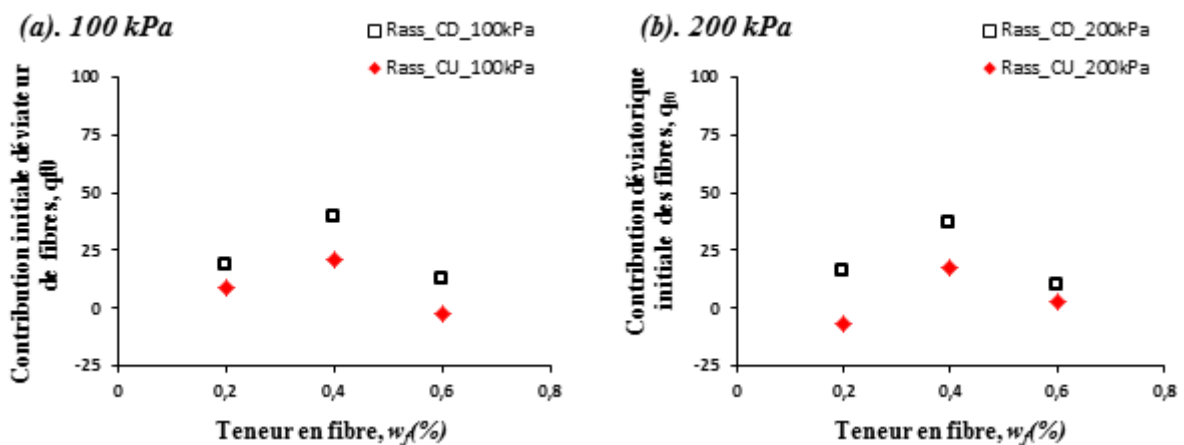


Figure 6.13- Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisé sur des échantillons du sable de Rass préparés à l'état lâche et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.

Les figures 6.13 et 6.14 montrent la variation de q_{f0} en fonction de la teneur en fibre pour les trois contraintes de confinements ($\sigma'_c = 100, 200, \text{ et } 300 \text{ kPa}$) à partir des deux essais drainés (CD) et non drainés (CU) pour les échantillons de sable de Rass à l'état lâche (Fig.6.13) et moyennement dense (Fig.6.14). On note les mêmes tendances que pour le sable de Chlef. De plus, l'amplitude de la contribution déviatorique initiale des fibres (q_{f0}) pour le sable Rass est généralement inférieure à celle obtenue pour le sable de Chlef, pour les deux états de densité. Ceci confirme les résultats généraux observés dans les chapitres IV et V.



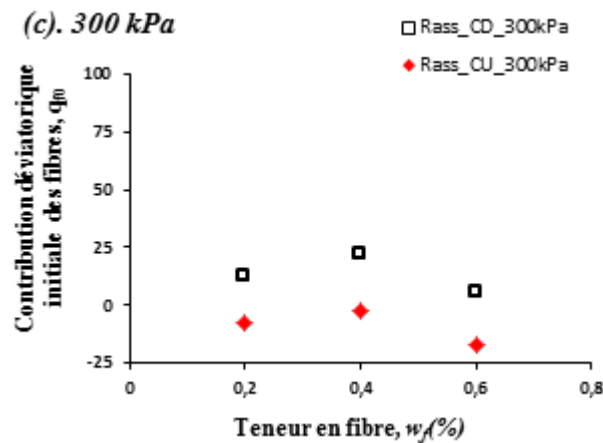


Figure 6.14- Contribution déviatorique initiale des fibres en fonction de la teneur en fibre pour des essais CU et CD réalisés sur des échantillons du sable de Rass préparés à l'état moyennement dense et soumis à trois contraintes de confinements: (a). 100 kPa, (b). 200 kPa, et (c). 300 kPa.

6.3.3. Évaluation du module de cisaillement des fibres (G_f)

Comme illustré dans la figure 6.8, la pente de la partie linéaire de la courbe (q_f, ε_q) est égale à $3G_f$ (Wood, 1990). Les figures 6.15 et 6.16 illustrent la variation du module de cisaillement G_f calculé à partir des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU), en fonction de la contrainte de consolidation (σ'_c) pour le sable de Chlef renforcé à différentes teneurs en fibre de verre ($w_f = 0,2\%$, $0,4\%$, et $0,6\%$), à l'état lâche (Fig. 6.15) et moyennement dense (Fig. 6.16). Les résultats montrent une relation linéaire entre le module de cisaillement G_f et la contrainte de consolidation (σ'_c), et les pentes semblent être similaires pour les essais drainés (CD) et non drainés (CU), que ce soit à l'état lâche ou moyennement dense. On remarque, comme pour les résultats sur la contribution déviatorique initiale des fibres q_{f0} , que les valeurs du module de cisaillement G_f sont plus élevées pour les échantillons testés dans les essais drainés (CD) que dans les essais non drainés (CU). Chen (2007) note que la différence entre les résultats des essais drainés (CD) et non drainés (CU) peut être attribuée au fait que le changement de volume pendant les essais drainés (CD) peut produire une contribution de transfert de charge différente de celle des essais non drainés (CU). Les figures 6.17 et 6.18 montrent la variation du module de cisaillement calculé à partir des essais triaxiaux dans des conditions drainés (CD) et non drainés (CU), en fonction de la contrainte de consolidation σ_c pour le sable de Rass renforcé à différentes teneurs en fibre de verre ($w_f = 0,2\%$, $0,4\%$, et $0,6\%$), à l'état lâche (Fig. 6.17) et moyennement dense (Fig. 6.18). On note également une augmentation du module de cisaillement G_f avec l'augmentation de la contrainte de

consolidation σ_c pour les deux états de densités relatives. Les tendances des résultats du sable de Rass sont similaires à ceux du sable de Chlef. On note également des valeurs obtenues à partir des essais drainés (CD) supérieures à celles obtenues à partir des essais non drainés (CU).

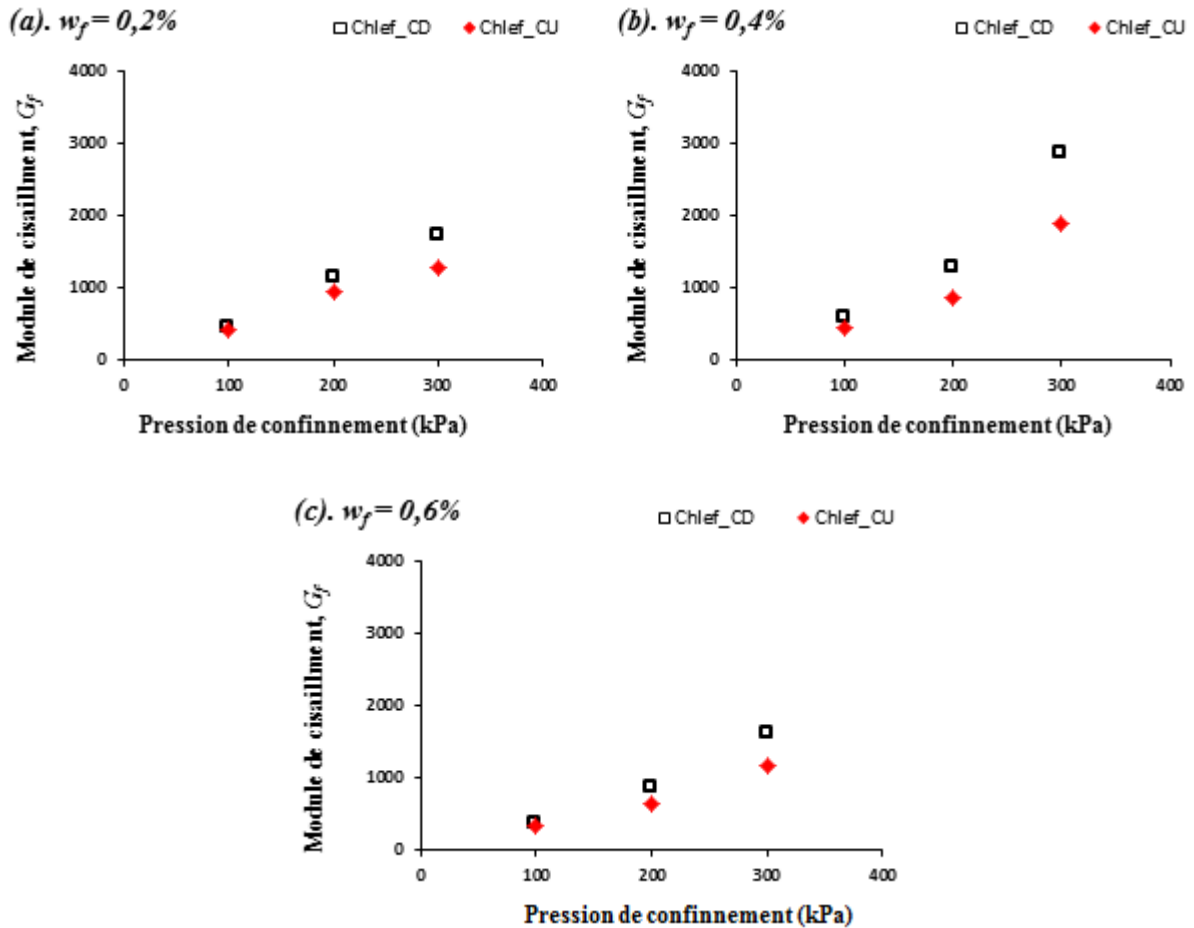
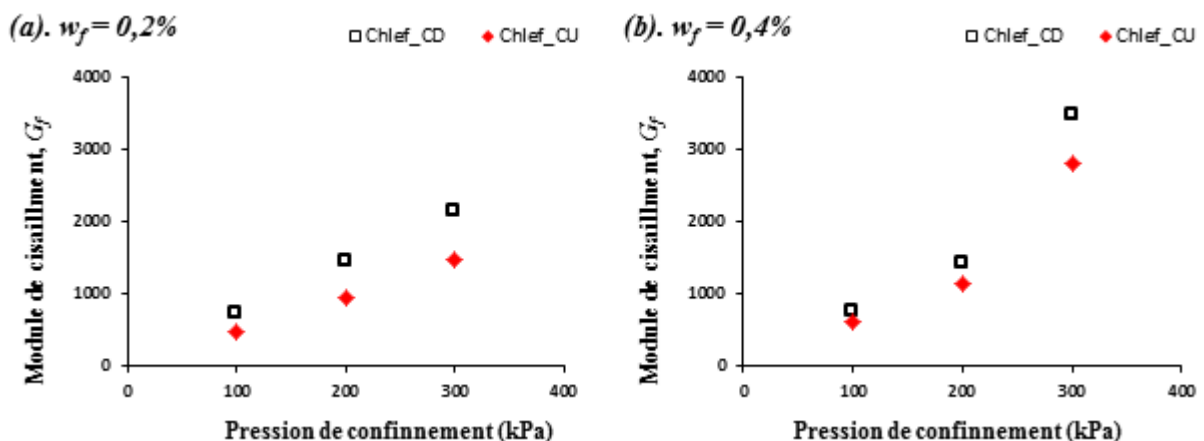


Figure 6.15- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Chlef préparé à l'état lâche renforcé à différentes teneur en fibre: (a) $w_f = 0.2\%$, (b) $w_f = 0.4\%$ et (c) $w_f = 0.6\%$.



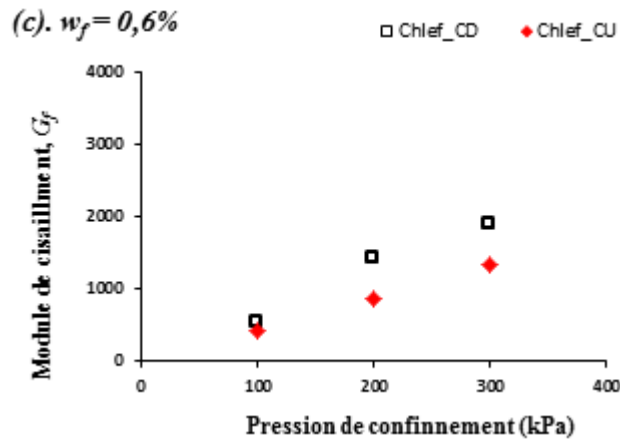


Figure 6.16- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Chlef préparé à l'état moyennement dense renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$.

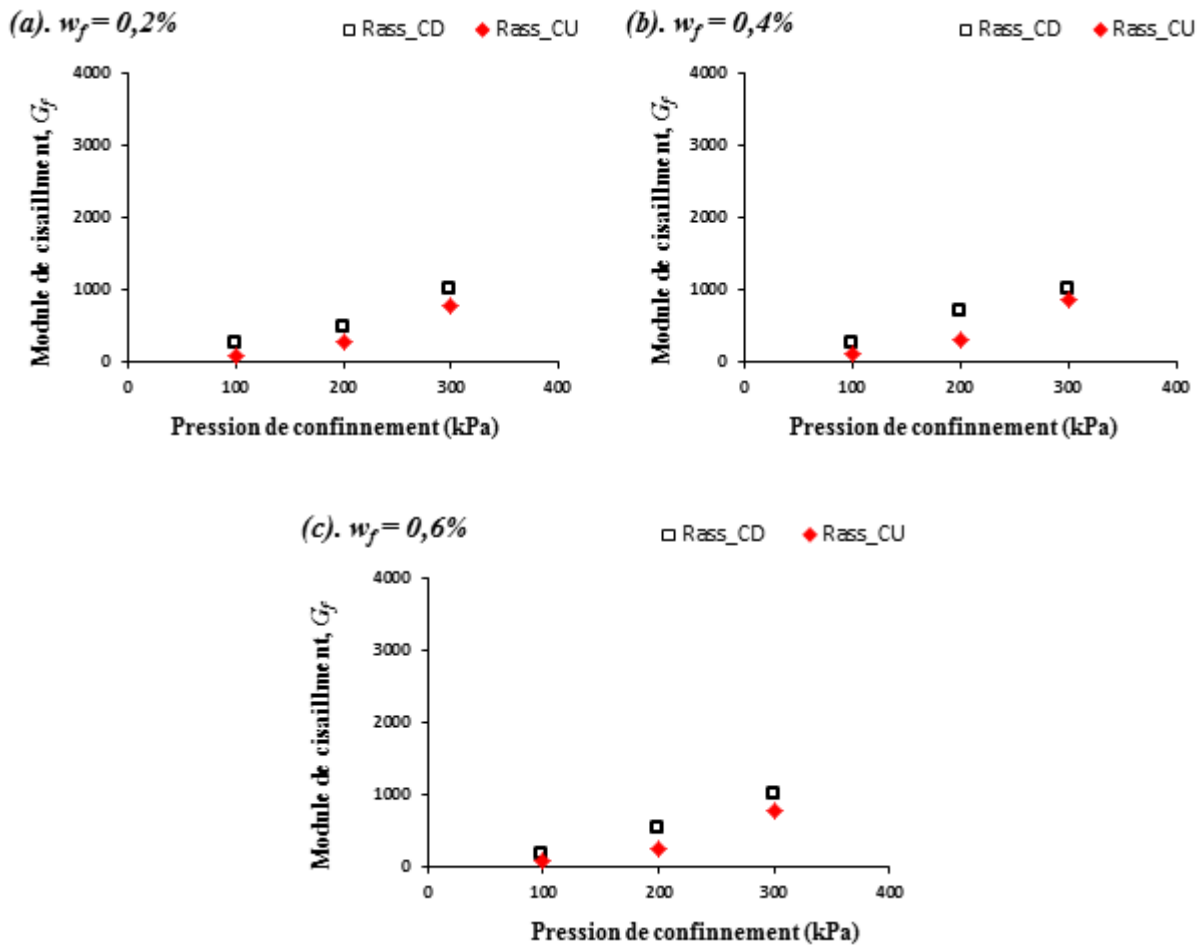


Figure 6.17- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Rass préparé à l'état lâche renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$.

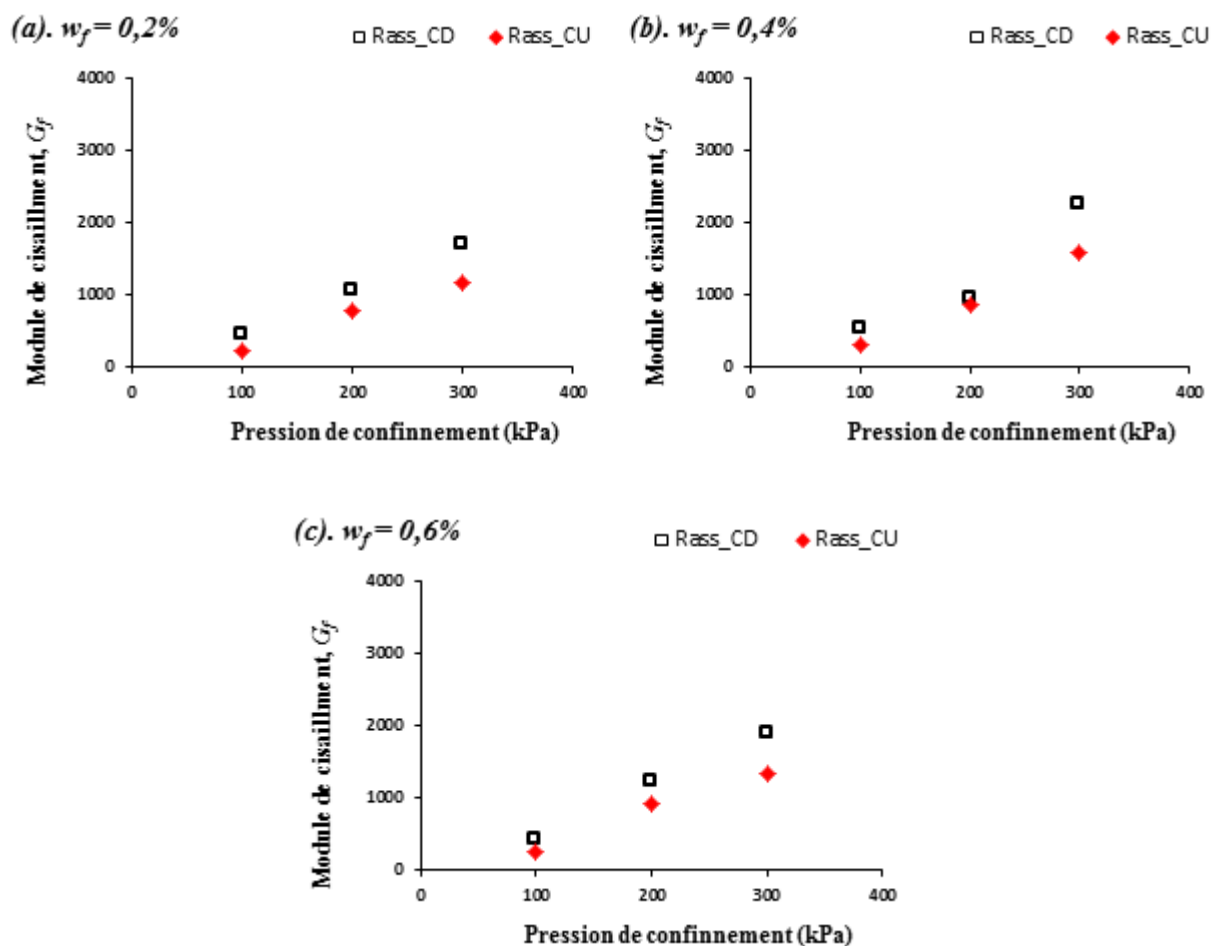


Figure 6.18- Variation du module de cisaillement versus pression de confinement pour les essais triaxiaux drainés et non drainés du sable de Rass préparé à l'état moyennement dense renforcé à différentes teneur en fibre: (a). $w_f = 0.2\%$, (b). $w_f = 0.4\%$ et (c). $w_f = 0.6\%$.

6.4. Conclusion

Ce chapitre présente une comparaison entre les résultats des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) concernant les caractéristiques à la rupture (cohésion, angle de frottement interne) et le module sécant, ainsi qu'une étude de la contribution déviatorique des fibres pour les deux sables à l'état lâche et moyennement dense.

On constate une nette amélioration des caractéristiques mécaniques de deux sables étudiés avec l'ajout de fibres, des valeurs obtenues à partir des essais drainés (CD) supérieures à celles obtenues à partir des essais non drainés (CU), que ce soit pour les sables lâches ou moyennement denses. Par ailleurs, l'analyse des données expérimentales sur les sols renforcés par des fibres permet d'estimer la contribution déviatorique q_f due à l'inclusion de ces fibres (Romero, 2003 ; Chen, 2007). L'évolution de q_f avec la déformation déviatorique peut être

modélisée avec une fonction bi-linéaire, où la contribution déviatorique initiale (q_{f0}), constante pour des déformations de quelques pourcents, est suivie par une contribution due à un transfert de charge linéaire, dont le taux d'accroissement est $3G_f$ (avec G_f module de cisaillement dû aux fibres). Ce modèle permet de prendre en compte l'effet du niveau de déformation déviatorique et de la pression de confinement effective sur la mobilisation de la résistance des fibres.

On a ainsi pu mettre en évidence le fait que la contribution déviatorique initiale des fibres diminue à mesure que la contrainte de consolidation effective augmente, pour le sable de Chlef et le sable de Rass, à l'état lâche ou moyennement dense. Dans un sable renforcé par fibres plus fortement consolidé les fibres sont donc au départ soumises à des contraintes plus faibles. De plus, on a constaté une contribution déviatorique initiale plus élevée pour les échantillons testés dans les essais triaxiaux drainés (CD) par rapport à ceux testés dans les essais non drainés (CU), toute chose égale par ailleurs. Ceci suggère que les déformations volumiques apparaissant lors du cisaillement dans les essais CD compensent en partie l'effet de la contrainte de consolidation évoqué ci-dessus (Chen, 2007).

Pour des déformations déviatoriques plus importantes (partie linéaire du transfert de charge aux fibres), les résultats obtenus ont montré que le module de cisaillement attribué aux fibres (G_f) augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation effective, pour les deux sables testés (Chlef et Rass). Les valeurs obtenues pour (G_f) sont plus élevées pour les sables moyennement denses que pour les sables lâches. Les valeurs sont également plus fortes pour les essais drainés (CD) que pour les essais non drainés (CU). Là encore, il semble que les déformations volumiques dans les essais drainés jouent un rôle dans le transfert de la charge aux fibres pendant le cisaillement.

Le modèle bilinéaire de transfert de charge aux fibres pendant le cisaillement contribue ainsi à la compréhension de l'effet de l'ajout de fibres sur le comportement en contraintes-déformations du sol renforcé. Il permet d'analyser le rôle du type de sol et des conditions de chargement sur la contribution des fibres au comportement des sables renforcés. Il pourrait être utilisé ultérieurement pour prédire quantitativement cette contribution dans des ouvrages en sols renforcés par des fibres.

Conclusions Générales et Perspectives

1. Conclusions Générales

Les évènements sismiques sont à l'origine de sévères dommages aux infrastructures routières et autoroutières, aux bâtiments, barrages, ou pipelines. Ces dommages sont souvent liés à de grandes déformations associées souvent à un phénomène de liquéfaction. La liquéfaction apparaît dans les sables fins saturés et résulte en une perte de résistance et de capacité portante des sols.

Cette thèse s'inscrit dans l'objectif d'abord d'étudier, puis à terme de remédier à ces phénomènes de liquéfaction apparus dans les confluents d'oueds de la région de Chlef (sables de Chlef et Rass), en étudiant les comportements mécaniques des deux sables précités. Ces études expérimentales ont été conduites dans deux laboratoires différents : le Laboratoire de Génie civil et Architecture de Chlef (Algérie) pour les essais de cisaillement à la boîte, et le Laboratoire de Génie Civil et géoEnvironnement de Lille (France) où une série d'essais triaxiaux a été réalisée. Le comportement des deux types de sables a été analysé suite à des ajouts d'un taux variable de trois types de fibres de verres, variant de 0% à 0.6%, ainsi de résidus de Clinker à un taux variant de 1% à 5%.

Cette étude a également permis d'analyser les effets de quelques paramètres liés à des propriétés des fibres (type, teneur, longueur, orientation), des caractéristiques du sol (granulométrie, taille et forme des particules), ainsi que le mode de chargement, le niveau de contrainte, la densité relative des deux sables. Les différents résultats obtenus à partir de ces essais réalisés par cisaillement rectiligne à la boîte ou par essais triaxiaux monotones, ont mis en lumière les principaux points suivants repris dans les paragraphes suivants.

1.1. Essais de cisaillement direct

Sur la base des essais de cisaillement direct menés dans cette étude et réalisés sur les deux sables renforcés par fibres de verres (disposées par nappes ou aléatoirement) et traités par des résidus de Clinker à 1% ,3% et 5%, on a mis en évidence les principaux résultats relatifs à ce chapitre :

1. Pour tous les échantillons de sables renforcés, la résistance au cisaillement augmente quand le nombre de nappes augmente. Les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement interne) montrent des valeurs supérieures à l'état moyennement dense qu'à l'état lâche pour les deux types de fibres de verre.

2. Sous une contrainte normale fixée ($\sigma_N = 300$ kPa), on constate une valeur optimale de longueur de fibre de 20 mm et une teneur en fibre de 0.2%, pour les deux sables, conduisant à une résistance maximale au cisaillement.
3. L'inclusion de fibres de verre et de résidus de clinker dans le matériau composite améliore considérablement la résistance au cisaillement pour les deux sables. Cependant, les fibres disposées de façon aléatoire présentent de faibles résistances par rapport à celles disposées horizontalement.
4. Pour le même type de renforcement, le rapport de résistance au cisaillement (R_f) présente une diminution brusque entre 100 kPa et 200 kPa puis devient relativement constant au-delà de 200 kPa. En revanche, à une contrainte normale constante, ce rapport de résistance (R_f) augmente lorsque le nombre de nappes, le pourcentage de fibres et le taux de résidu de clinker augmente.

1.2. Essai triaxial non drainé (CU)

Une série d'essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) a été réalisée afin d'étudier le comportement à la liquéfaction statique des deux sables, renforcés ou non renforcés par des fibres de verre réparties de façon aléatoire. L'effet de la teneur en fibres, de la pression de confinement et de la densité sur le comportement à la liquéfaction statique des deux sables ont été considérés dans cette étude, dont on peut tirer les conclusions suivantes :

1. Les échantillons non renforcés sont plus contractants au-delà de 2% de déformation, tandis que les échantillons renforcés présentent une certaine ductilité après le pic et deviennent plus dilatants au-delà de 2% de déformation. Cette fluctuation devient plus forte avec l'augmentation de la teneur en fibres. Les échantillons moyennement denses renforcés gardent une stabilité structurelle après cisaillement, tandis que les échantillons non renforcés s'effondrent partiellement.
2. Pour les deux densités relatives testées (lâche et moyennement dense), la résistance au cisaillement maximale augmente linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres de verre. Cependant, le sable d'Oued Chlef semble être plus résistant que celui d'Oued Rass.
3. Les valeurs de la cohésion (C') et de l'angle de frottement interne (φ') augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et montrent un maximum pour un taux de 0.4% de fibre.

4. Le module sécant (E_{sec}) caractérisant la rigidité des sables sous l'effet des sollicitations statiques, montre une valeur nettement supérieure pour le sable d'Oued Chlef par rapport à celui d'Oued Rass en prenant en considération un renforcement à 0.4% de fibre et une densité $D_r = 50\%$. Le rapport $E_{sécant}(\text{Chlef})/E_{sécant}(\text{Rass})$ est estimé à 1.22 soit une rigidité de 22 % supérieure du sable de Chlef sur celui de Rass.
5. Globalement, la présence de fibres affecte nettement le comportement non drainé des échantillons de sable à l'état lâche et moyennement dense. Par conséquent, l'inclusion de fibres dans les sols est très utile pour l'amélioration de la résistance à la liquéfaction statique du sable. La densité du sable, la pression de confinement et la teneur en fibres doivent être prises en compte dans les applications pratiques.

1.3. Essai triaxial drainé (CD)

Dans le but de préciser le comportement mécanique des deux sables, une série d'essais triaxiaux drainés (CD) a été réalisée sur les deux sables non renforcés et renforcés par différentes teneurs en fibre de verre, pour deux états de densité relative et soumis à trois contraintes de confinement. Les résultats de cette étude sont énumérés ci-dessous:

1. Pour les deux sables testés, les échantillons lâches subissent toujours une amplification de la contractance avec l'augmentation du confinement, qui diminue légèrement avec l'ajout de fibre. Les échantillons moyennement denses présentent une faible contractance en première phase, suivie d'une dilatance qui s'amplifie fortement avec la quantité de fibre.
2. Une amélioration significative de la résistance du sol renforcé est observée par rapport à celle du sol non renforcé. Cette amélioration de la résistance est affectée par l'augmentation de la densité relative, de la pression de confinement et de la teneur en fibre de verre.
3. La résistance et la rigidité du sol renforcé en condition drainée marquent une amélioration très significative quand la teneur en fibres augmente, jusqu'à un maximum pour une teneur en fibre de 0.4 %.

Une comparaison des résultats d'essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU), ainsi qu'une étude de la contribution des fibres de verre sur le comportement mécanique des deux sables, entraîne les conclusions suivantes :

1. L'amélioration significative de la résistance au cisaillement des deux sables avec l'augmentation de la densité relative, de la pression de confinement et de la teneur en fibres est plus importante pour les essais drainés (CD) que celles pour des essais non drainés (CU).
2. La contribution déviatorique des fibres de verre peut être modélisée par une fonction bi-linéaire avec une contribution déviatorique initiale (q_{f0}) stable et faible pour de petites déformations, puis une contribution croissante avec la déformation, selon un taux dépendant du module de cisaillement des fibres.
3. La contribution déviatorique initiale des fibres diminue à mesure que la contrainte de consolidation effective augmente, ce qui suggère que le module de cisaillement attribué aux fibres (G_f) augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation effective, pour les deux sables et dans les essais drainés (CD) et non drainés (CU). Par conséquent, le type de sol et les conditions de chargement jouent un rôle important dans l'interaction des sols avec les fibres incluses.

2. Perspectives

Des recherches plus approfondies sont nécessaires pour parvenir à une compréhension plus profonde du comportement des sables renforcés de fibres. D'autres développements théoriques devraient aussi caractériser et prédire le comportement des sols renforcés par des fibres afin de se rapprocher de solutions plus fiables sur la réduction du risque pour les constructions sur des sols potentiellement liquéfiables, par exemple pour les constructions et les infrastructures routières implantées à proximité des berges des oueds.

2.1. Influence d'autres paramètres importants sur le sable renforcé par des fibres

En plus de la teneur en fibres, de la densité relative, du niveau de contrainte et des conditions de drainage, il existe d'autres paramètres tels que l'influence de l'orientation des fibres. En plus des fibres orientées horizontalement, verticalement et aléatoirement, il serait intéressant d'étudier d'autres angles entre le plan de stratification de fibres et la direction de chargement, pour compléter notre connaissance de l'influence de l'orientation des fibres avec toutes les directions de chargement.

2.2. Modèles constitutifs pour le sable renforcé de fibres

La plupart des approches de modélisation qui ont été proposées jusqu'à présent se sont concentrées sur la prédiction de la contribution des fibres à l'augmentation de la résistance au

cisaillement (Roméro, 2003 et Chen, 2007). Moins d'études ont été réalisées pour proposer une loi générale constitutive pour les sols renforcés. A cause du manque de compréhension des mécanismes locaux d'interaction sol-fibres, un modèle constitutif largement accepté reste encore indisponible.

2.3. Analyse numérique du sable renforcé par fibres

Les méthodes des éléments finis, différences finis et éléments discrets devraient être mises au point pour intégrer un modèle constitutif afin de décrire le comportement des sables renforcés par fibres. Certains paramètres requis pour établir le modèle nécessitent une meilleure compréhension des mécanismes en jeu et plus des recherches expérimentales sont donc nécessaires.

*Références
Bibliographiques*

Références Bibliographiques

- Abou Diab, A., Sadek, S., Najjar, S., and Abou Daya, M. H., (2016), “*Undrained shear strength characteristics of compacted clay reinforced with natural hemp fibers*”, International Journal of Geotechnical Engineering, 10(3), 263-270.
- Abtahi M, Okhovat N, Hejazi M., (2009), “*Using textile fibers as soil stabilizers – new achievements*”, In: 1st Int and 7th nat conf text eng, Rasht, Iran.
- Abtahi, M., Ebadi, F., Hejazi, M., and Sheikhzadeh, M., (2008), “*On the use of textile fibers to achieve mechanical soil stabilization*”, In 4th Int tex cloth des conf, Dubrovnik, Croatia (pp. 5-8).
- Ahmad, F., Bateni, F., and Azmi, M., (2010), “*Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres*”, Geotextiles and Geomembranes, 28(1), 93-99.
- Ahmad, F., Mujah, D., Hazarika, H., and Safari, A., (2012), “*Assessing the potential reuse of recycled glass fibre in problematic soil applications*”, Journal of Cleaner Production, 35, 102-107.
- Akbulut, S., Arasan, S., and Kalkan, E., (2007), “*Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers*”, Applied Clay Science, 38(1), 23-32.
- Al Adili, A., Azzam, R., Spagnoli, G., and Schrader, J., (2012), “*Strength of soil reinforced with fiber materials (Papyrus)*”, Soil Mechanics and Foundation Engineering, 48(6), 241-247.
- Al-Refeai, T. O., (1991), “*Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions*”, Geotextiles and Geomembranes, 10(4), 319-333.
- Anagnostopoulos, C. A., Papaliangas, T. T., Konstantinidis, D., and Patronis, C., (2013), “*Shear strength of sands reinforced with polypropylene fibers*”, Geotechnical and Geological Engineering, 31(2), 401-423.
- Arab, A., (2008), “*Behaviour soils under monotonic and cyclic loading*”, Ph.D. dissertation, University of Science and technology of Oran, Oran, Algeria
- Arab, A., Shahrour, I., and Lancelot, L., (2011), “*A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand*”, Journal of Iberian Geology, 37(1), 29-36.
- Ati A., (1992), “*Erosion and control techniques for slopes of banks and cuttings*”, In: Ind geotech conf, Calcutta.
- Azwa, Z. N., Yousif, B. F., Manalo, A. C., and Karunasena, W., (2013), “*A review on the degradability of polymeric composites based on natural fibres*”, Materials and Design, 47, 424-442.
- Babu, G. S., Vasudevan, A. K., and Haldar, S., (2008), “*Numerical simulation of fiber-reinforced sand behavior*”, Geotextiles and Geomembranes, 26(2), 181-188.
- Baley, C., (2013), “*Fibres naturelles de renfort pour matériaux composites*”, Ed. Techniques Ingénieur.
- Baruah, H., (2015), “*Effect of glass fibers on red soil*”, International journal of technology in engineering and science, vol, (3), 217-223.
- Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H., Schanz, T., (2010), “*Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils* “. CR

- Mécanique, vol, (338), 290–303.
- Belkhatir, M., Missoum, H., Arab, A., Della, N. and Schanz, T., (2011), “*The undrained shear strength characteristics of silty sand: an experimental study of the effect of fines*”, Geol. Croat. 64(1), 31–39 doi:10.4154/gc.2011.03
- Belkhatir, M., Schanz, T., and Arab, A., (2013), “*Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures*”, Environmental earth sciences, 70(6), 2469-2479.
- Bell, F., (1993), “*Engineering treatment of soils*”, CRC Press. Department of Geology and Applied Geology, University of Natal, Durban
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Merabet, K., and Bouferra, R., (2016), “*Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand: A Laboratory Study*”, Geotechnical and Geological Engineering, 34(6), 1775-1790.
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Sadek, M., and Kadri, A., (2015), “*Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters*”, Arabian Journal for Science and Engineering, 1-11.
- Benmokrane, B., Chaallal, O., and Masmoudi, R., (1995), “*Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures*”, Construction and Building Materials, 9(6), 353-364.
- Boominathan, A., and Hari, S., (2002), “*Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22(9), 1027-1033.
- Brahim, A.; Arab, A.; Belkhatir, M. and Shahrour, I., (2016), “*Laboratory Study of Geotextiles Performance on Reinforced Sandy Soil*”, Journal of Earth Science. Doi: 10.1007/s12583-015-0621-0. <http://en.earthscience.net>.
- Brown, C. B., and Sheu, M. S., (1975), “*Effects of deforestation on slopes*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 101(ASCE, 11141 Proc Paper).
- Castro, G. (1969). “*Liquefaction of sands*”, PhD thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge, Mass.
- Chan, C.K., (1985), “*Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user’s manual*”. Soil Engineering Equipment Company, San Francisco
- Chandramohan, D., and Marimuthu, K., (2011), “*A review on natural fibers*”, International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences, 8(2), 194-206.
- Chauhan, M. S., Mittal, S., and Mohanty, B., (2008), “*Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre*”, Geotextiles and Geomembranes, 26(5), 429-435.
- Chen, C. W., (2007), “*A constitutive model for fiber-reinforced soils*”, Ph.D. dissertation, University of Missouri, Columbia.
- Chen, C.H., Huang, R., Wu, J.K., Yang, C.C., (2006), “*Waste E glass particles used in cementitious mixtures*”, Cement and Concrete Research 36, 449e456.
- Chen, C.W., and Loehr, J.E., (2008), “*Undrained and drained triaxial tests of fiber-reinforced sand*”, Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics. June, 17 - 20, Shanghai, China.
- Chen, X., Zhang, J., and Li, Z., (2014), “*Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-*

- grained soil based on large-scale triaxial tests*", Geotextiles and Geomembranes, 42(4), 312-328.
- Consoli, N. C., Bassani, M. A. A., and Festugato, L., (2010), "*Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils*", Geotextiles and Geomembranes, 28(4), 344-351.
- Consoli, N. C., Casagrande, M. D. T., and Coop, M. R., (2007), "*Performance of a fibre reinforced sand at large shear strains*", Géotechnique, 57(9), 751-756.
- Consoli, N. C., Casagrande, M. D., Prietto, P. D., and Thomé, A. N., (2003), "*Plate load test on fiber-reinforced soil*", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(10), 951-955.
- Consoli, N. C., Montardo, J. P., Prietto, P. D. M., and Pasa, G. S., (2002), "*Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste*", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(6), 462-472.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., and Ulbrich, L. A., (1999), "*The behavior of a fiber-reinforced cemented soil*", Ground Improvement, 3(1), 21-29.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D., and Ulbrich, L. A., (1998), "*Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil*", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(12), 1211-1214.
- Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., and Dalla Rosa, F., (2009), "*Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range*", Geotextiles and Geomembranes, 27(3), 196-203.
- Crockford, W. W., Grogan, W. P., and Chill, D. S., (1993), "*Strength and life of stabilized pavement layers containing fibrillated polypropylene*", Transportation Research Record, pp1418.
- Crockford, W.W., Grogan, W.P. and Chill, D.S., (1993), "*Strength and Life of Stabilized Pavement Layers Containing Fibrillated Polypropylene*", Transportation Research Record, No. 1153, pp. 15-25.
- Dehghan, A., and Hamidi, A., (2016), "*Impact of fiber reinforcement on deformation characteristics of cemented sand-gravel mixtures*", Journal of Engineering Geology, 9, 2695-2710.
- Della, N., Arab, A., and Belkhatir, M., (2011), "*Static liquefaction of sandy soil: an experimental investigation into the effects of saturation and initial state*". Acta mechanica, 218(1-2), 175-186.
- Diambra, A., Ibraim, E., Russell, A. R., and Wood, D. M., (2011), "*Modelling the undrained response of fibre reinforced sands*", Soils and foundations, 51(4), 625-636.
- Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., and Russell, A. R., (2010), "*Fibre reinforced sands: Experiments and modeling*", Geotextiles and geomembranes, 28(3), 238-250.
- Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., and Russell, A. R., (2010), "*Fiber reinforced sands: Experiments and modeling*", Geotextiles and geomembranes, 28(3), 238-250.
- Ding, D., Hargrov, S, K., (2006), "*Nonlinear stress-strain relationship of soil reinforced with flexible geofibres*". J Geotech Geoenviron Eng ASCE 132(6),791–794
- Djafer Henni, A., Arab, A., Belkhatir, M., Hamoudi, A. S., and Khelafi, H., (2013), "*Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio*", Arabian Journal of Geosciences, 6(2), 297-307.

- Edwards, K. L., Axinte, E., and Tabacaru, L. L., (2013), “*A critical study of the emergence of glass and glassy metals as “green” materials*”, *Materials and Design*, 50, 713-723.
- Estabragh, A. R., Namdar, P., and Javadi, A. A., (2011), “*Behavior of cement-stabilized clay reinforced with nylon fiber*”, *Geosynthetics International*, 19(1), 85-92.
- Eugen Axinte, (2011), “*Glasses as engineering materials: A review*”, *Materials and Design*, 32, 1717–1732.
- Falorca, I. M. G., Gomes, L. M. F., Pinto, M. I. M., (2011), “*A full-scale trial embankment construction with soil reinforced with short randomly distributed polypropylene microfibers*”, *Geosynth Int* 18 (5),280–288
- Faruk, O., Bledzki, A. K., Fink, H. P., and Sain, M., (2012), “*Biocomposites reinforced with natural fibers 2000–2010*”, *Progress in polymer science*, 37(11), 1552-1596.
- Foose, G. J., Benson, C. H., Bosscher, P. J., (1996), “*Sand reinforced with shredded waste tires*”, *J Geotech Eng ASCE*, 122(9),760–767
- Freilich, B. J., Li, C., and Zornberg, J. G., (2010), “*Effective shear strength of fiber-reinforced clays*”, In 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil (pp. 1997-2000).
- Ghavami, K., Filho, R., Barbosa, P., (1999), “*Behaviour of composite soil reinforced with natural fibers*”, *Cement Concrete Compos*, (21),39–48
- Ghiassian, H., Jamshidi, R., Tabarsa, A., (2008), “*Dynamic performance of Toyoura sand reinforced with randomly distributed carpet waste strips*”, In: 4th Dec geol earth eng and soil dyn conf, Sacramento, California, USA; 18–22.
- Gray, D.H., Ohashi, H., (1983), “*Mechanics of fiber reinforcement in sand*”, *J. Geotech. Eng., ASCE* 109 (3), 335-353
- Gray, H., Al-Refeai, T., (1986), “*Behavior of fabric versus fiber reinforced sand*”, *J Geotech Eng ASCE*, (112), 809–20.
- Gregory, G. H., (2006), “*Shear strength, creep and stability of fiber-reinforced soil slopes*”, Ph.D. dissertation, Oklahoma State University.
- Gregory, H., Chill, S., (1998), “*Stabilization of earth slope with fiber reinforcement*”, In: 6th Int conf geosynt, Atlanta, USA.
- Grogan, P., Johnson, G., (1994, “*Stabilization of high plasticity clay and silty sand by inclusion of discrete fibrillated polypropylene fibers for use in pavement subgrades*”, Technical report CPAR-GL-94-2. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- Haeri, S. M., and Hamidi, A., (2009), “*Constitutive modelling of cemented gravelly sands*”, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 4(2), 123-139.
- Hamidi, A., and Haeri, S. M., (2008). “*Stiffness and deformation characteristics of a cemented gravelly sand*”, *International Journal of Civil Engineering*, 6(3), 159-173.
- Hamidi, A., and Hooresfand, M., (2013), “*Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 36, 1-9.
- Hanafi, I., Few, C., (1998), “*Partial replacement of silica by white rice husk ash in natural rubber compounds: the effects of bond*”, *Iran Polym J*, 7:255–61.
- Harriette, L., (2004), “*The potential of flax fibers as reinforcement for composite materials*”, Eindhoven (the Netherlands): Eindhoven University Press.

- Hausmann, M. R., Vagneron, J., (1977), “*Analysis of soil-fabric interaction*”, In: Proceedings of international conference on the use of fabrics in geotechnics, Paris, pp 139–144
- Hazirbaba, K., Gullu, H., (2010), “*California bearing ratio improvement and freeze–thaw performance of fine-grained soils treated with geofiber and synthetic fluid*”, Cold Reg Sci Technol, 63, 50–60.
- Hearle, J. W., (2001), “*High-performance fibres*”. Elsevier.
- Hejazi, S. M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S. M., and Zadhoush, A., (2012), “*A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers*”, Construction and building materials, 30, 100-116.
- Hoover, J. M., Moeller, D. T., Pitt, J. M., Smith, S. G., Wainaina, N. W., (1982), “*Performance of randomly oriented fiber-reinforced roadway soils – a laboratory and field investigation*”, In: Iowa DOT Project Report HR-211. Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames
- Ibraim, E., Diambra, A., Russell, A. R., Wood, D. M., (2012), “*Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands*”, Geotext Geomembr 34,69–79
- Ibraim, E., Diambra, A., Wood, D. M., Russell, A. R., (2010), “*Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading*”. Geotext Geomembr 28(4),374–385
- Ibraim, E., Fourmont, S., (2006), “*Behaviour of sand reinforced with fibers*”, In: Proceedings of the geotechnical symposium in Roma, Netherlands, pp 807–818.
- Ishihara, K., (1993), “*Liquefaction and flow failure during earthquakes*”, Geotechnique, 43(3), 351-451.
- Islam, M., Iwashita, K., (2010), “*Earthquake resistance of adobe reinforced by low cost traditional materials*”, J Nat Disas Sci, 32, 1–21.
- Jamellodin, Z., Talib, Z., Kolop, R., Noor, N., (2010), “*The effect of oil palm fibre on strength behaviour of soil*”, In: 3rd SANREM conf, kota kinabalu, Malaysia; 3–5.
- Jewell, R. A., (1980), “*Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils*”, Ph.D. thesis, University of Cambridge, UK
- Jewell, R. A., Wroth, C.P., (1987), “*Direct shear tests on reinforced sand*”, Geotechnique 37(1),53–68
- Jones, F.R., (1994), “*Handbook of Polymer-Fibre Composites*”, Harlow, Longman.
- Kaniraj, R., Gayathri, V., (2003), “*Geotechnical behavior of fly ash mixed with randomly oriented fiber inclusions*”, Geotext Geomembr, 21,123–49.
- Kar, R. K., Pradhan, P. K., and Naik, A., (2014), “*Effect of Randomly Distributed Coir Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil*”.
- Krim, A., Arab, A., Bouferra, R., Sadek, M., and Shahrour, I., (2016), “*Characteristics of Cyclic Shear Behavior of Sandy Soils: A Laboratory Study*”, Arabian Journal for Science and Engineering, 41(10), 3995-4005.
- Krim, A., el Abidine Zitouni, Z., Arab, A., and Belkhatir, M., (2013), “*Identification of the behavior of sandy soil to static liquefaction and microtomography*”, Arabian Journal of Geosciences, 6(7), 2211-2224.
- Krishnaswamy, N. R., and Isaac, N. T., (1994), “*Liquefaction potential of reinforced sand*”, Geotextiles and Geomembranes, 13(1), 23-41.

- Kumar, A., Walia, B., Mohan, J., (2006), “*Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay*”, Construct Build Mater, 20, 1063–8.
- Kumar, P., Singh SP., (2008), “*Fiber-reinforced fly ash subbases in rural roads*”, J Transp Eng ASCE 134(4),171–180
- Kumar, R., Kanaujia, V.K. and Chandra, D., (1999), “*Engineering behavior of fibre reinforced pond ash and silty sand*”, Geosynth. Int., 6, 6, 509-518.
- Kumar, S., and Tabor, E., (2003), “*Strength characteristics of silty clay reinforced with randomly oriented nylon fibers*”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 8(2), 10.
- Ladd, R. S., (1974), “*Specimen preparation and liquefaction of sands*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 100(Proc. Paper 10857 Proceeding).
- Ladd, R. S., (1978), “*Specimen Preparation Using Undercompaction*”, Geotechnical testing Journal, 1(1), 16-23
- Lade, P.V., and Duncan, J.M., (1973), “*Cubical triaxial tests on cohesionless soil*”, Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, Vol. 99, (10), 793-812.
- Leflaive, E., (1985), “*Soil reinforced with continuous yarns: Texol*”. In: 11th Int conf on soil mech and found eng, San Francisco, USA.
- Leflaive, E., (2001), “*Texsol: Already more than 50 successful applications*”, In: Int sym on earth reinf, Fukuoka, Japan.
- Li, C., (2005), “*Mechanical response of fiber-reinforced soil*”, Ph.D thesis, Faculty of the Graduate School of the University of Texas at Austin.
- Li, H., Meng, J., and Richards, C., (2012), “*Alkaline earth aluminosilicate glass: route to high modulus fiber reinforced composites*”, In International Fiber Glass Symposia, RWTH Aachen University, Aachen, Germany Oct (pp. 16-19).
- Lindh, E., Eriksson, L., (1990), “*Sand reinforced with plastic fibers – a field experiment*”. Proceedings of the international reinforced soil conference, British Geotechnical Society, Glasgow, pp 471–473
- Liu, J., Wang, G., Kamai, T., Zhang, F., Yang, J., and Shi, B., (2011), “*Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring-shear tests*”, Geotextiles and Geomembranes, 29(5), 462-471.
- Loehr, J. E., Romero, R. J., and Ang, E. C., (2005), “*Development of a strain-based model to predict strength of geosynthetic fiber-reinforced soil*”, In Geosynthetics Research and Development in Progress, 1-7.
- Long, N. T., Guegan, Y., Legeay, G., (1972), “*Etude de la terre armee a l'appareil triaxial*”, Rapport de Recherche No. 17. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris, France
- Lovisa, J., Shukla, S. K., Sivakugan, N., (2010), “*Shear strength of randomly distributed moist fiber reinforced sand*”, Geosynth Int 17(2),100–106
- Maher, H., Gray, H., (1990), “*Static response of sand reinforced with randomly distributed fibers*”, J Geotech Eng ASCE, 116, 1661–77.
- Maher, M. H., (1988), “*Static and dynamic response of sands reinforced with discrete, randomly distributed fibers*”, Ph.D thesis, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan
- Maher, M. H., and Ho, Y. C., (1994), “*Mechanical properties of kaolinitic fiber soil composite*”, J. Geotech. Engineering, 120 (6), 1381-1393.

- Maher, M. H., Woods, R. D., (1990), “*Dynamic response of sand reinforced with randomly distributed fibers*”, J Geotech Eng ASCE 116(7),1116–1131
- Majundar, A. J., (1975), “*Prospects of fiber reinforcements in civil engineering materials*”, Proceedings of the conference at Shirley Institute of Fibers in Civil Engineering, Manchester, England
- Makiuchi, K., Minegishi, K., (2001), “*Strain-induced toughness and shearing characteristics of short-fiber reinforced soils*”, In: Int sym on earth reinf, Fukuoka, Japan.
- Mali, S., and Singh, B., (2013), “*Strength behaviour of sand reinforced with glass fibres*”, In SAITM Research Symposium of Engineering Advancements (SAITM-RSEA), 28-31.
- Mallick, P. K., (2007), “*Fiber-reinforced composites: materials*”, manufacturing, and design. CRC press.
- Medjo, R., Riskowski, G., (1994), “*Effects of fibers and cement on the mechanical behavior of soil cement reinforced with sugar cane bagasse*”, Housing Sci, 18, 79–89.
- Michalowski, R. L., (2008), “*Limit analysis with anisotropic fibre reinforced soil*”, Geotechnique 58(6), 489–501
- Michalowski, R. L., and Čermák, J., (2003), “*Triaxial compression of sand reinforced with fibers*”, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 129(2), 125-136.
- Michalowski, R. L., Cermak, J., (2002), “*Strength anisotropy of fiber-reinforced sand*”, Comput Geotech 29(4), 279–299
- Michalowski, R. L., Zao, A., (1996), “*Failure of fibre reinforced granular soils*”, J. Geotech. Eng. 122(3), 226–234
- Mujah, D., Ahmad, F., Hazarika, H., and Safari, A., (2013), “*Evaluation of the mechanical properties of recycled glass fibers-derived three dimensional geomaterial for ground improvement*”, Journal of cleaner production, 52, 495-503.
- Murray, J., Frost, D., Wang, Y., (2000), “*The behavior of sandy soil reinforced with discontinuous fiber inclusions*”, Trans Res Rec, 1714, 9–17.
- Nasr, A. M., (2014), “*Behaviour of strip footing on fibre-reinforced cemented sand adjacent to sheet pile wall*”. Geotext Geomembr 42(6), 599–610
- Nataraj, M., McManis, K., (1997), “*Strength and deformation properties of soils reinforced with fibrillated fibers*”, Geosynth Int 4(1),65–79
- NF P94-070, Sols : reconnaissance et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution - Généralités - Définitions
- NF P94-074 , Sols : reconnaissance et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution - Appareillage - Préparation des éprouvettes - Essai (UU) non consolidé non drainé - Essai (Cu+U) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle - Essai (CD) consolidé drainé
- Nilsson, H., (1975), “*Reinforcement of concrete with sisal and other vegetable fibers*”, Swed Counc for Build Res, Document DIY, Stockholm, Sweden.
- Noorany, I., Uzdavines, M., (1989), “*Dynamic behaviour of saturated sand reinforced with geosynthetic fibres*”, In: Proceedings of Geosynthetics’ 89 conference, North American Geosynthetics Society, 385–396
- Noorzad, R., and Amini, P. F., (2014), “*Liquefaction resistance of Babolsar sand reinforced*

- with randomly distributed fibers under cyclic loading*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 66, 281-292.
- Nouri, S., Nechnech, A., Lamri, B., and Lopes, M. L., (2016), “*Triaxial test of drained sand reinforced with plastic layers*”, Arabian Journal of Geosciences, 9(1), 53.
- Palmeira, E. M., and Milligan, G. W. E., (1989), “*Large scale direct shear tests on reinforced soil*”, Soils and Foundations, 29(1), 18-30.
- Park, T., Tan, S. A., (2005), “*Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber*”, Geotext Geomembr 23, 348–361
- Parka, T., Tan, A., (2005), “*Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber*”, Geotext Geomembr, 23, 348–61.
- Peters, J. F., and Berney IV, E. S., (2009), “*Percolation threshold of sand-clay binary mixtures*”, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(2), 310-318.
- Poulos, S. J., (1981), “*The steady state of deformation*”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 107(ASCE 16241 Proceeding).
- Prabakar, J., and Sridhar, R. S., (2002), “*Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behavior of soil*”, Construct. Build. Mater, 16, 123-131.
- Prathap Kumar, M.T., Sridhar, R., (2013), “*Effect of coir mat and coir fibre reinforcement on shear strength of dry sand*”, Proceedings of Indian Geotechnical Conference December 22-24, Roorkee
- Ramesh, N., Krishna, V., Mamatha, V., (2010) “*Compaction and strength behavior of limecoir fiber treated Black Cotton soil*”, Geomech Eng; 2, 19–28.
- Ranjan, G., Vasan, M., Charan, D., (1996), “*Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil*”, J Geotech Eng ASCE, 122, 419–26.
- Rao, J., (1996), “*Geotextile for improving the performance of highway embankment on soft marine soil*”, In: Proc nat sem jute based geotextiles, New Delhi, India.
- Rifai, S., (2000), “*Impact of polypropylene fibers on desiccation cracking And hydraulic conductivity of compacted clay soils*”, Ph.D. dissertation, Wayne State University.
- Romero, R. J., (2013), “*Development of a constitutive model for fiber-reinforced soils*”, Ph.D. dissertation, University of Missouri-Columbia
- Sadek, S., Najjar, S. S., and Freiha, F., (2010), “*Shear strength of fiber-reinforced sands*”, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 136(3), 490-499.
- Santoni, L., Webster, L., (2001), “*Airfields and road construction using fiber stabilization of sands*”, J Trans Eng ASCE; 127, 96–104.
- Santoni, R. L., Tingle, J.S., Webster, S. L., (2001), “*Engineering properties of sand–fibre mixtures for road construction*”. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 127(3), 258–268
- Sastry, P. G., Rao, M., (1994), “*Rehabilitation of a mined area in Himalaya by Geojute and other measures*”. In: Proce 5th int conf on geotextiles, Singapore.
- Sawicki, A., (1983), “*Plastic limits behavior of reinforced earth*”, J Geotech Eng ASCE, 109, 1000–5.
- Schlosser, F., and Long, N. T., (1974), “*Recent results in French research on reinforced earth*”, J Constr Div ASCE 100(3), 223–237
- Schlosser, F., and Vidal, H., (1969), “*Reinforced earth*”, Bulletin de Liaison des Laboratoires

- des Ponts et Chaussées, 41, France
- Schnaid, F., Prietto, P. D., and Consoli, N. C., (2001), “*Characterization of cemented sand in triaxial compression*”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10), 857-868.
- Sein, Y., Lok, T., (2009), “*Study of mechanical behavior of fiber reinforced soil with modified direct shear apparatus*”, In: 5th Jiangsu-Hong Kong forum on mech and its appl sym, Hong Kong and Macau
- Shao, W., Cetin, B., Li, Y., Li, J., and Li, L., (2014), “*Experimental investigation of mechanical properties of sands reinforced with discrete randomly distributed fiber*”, *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(4), 901-910.
- Shewbridge, S. E., Sitar, N., (1989), “*Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear*”, *J Geotech Eng ASCE* 115(8),1134–1147
- Shukla, S. K., (2017), “*Fundamentals of Fibre-Reinforced Soil Engineering*”.
- Silva dos Santos, A. P., Consoli, N. C., Heineck, K. S., and Coop, M. R., (2010), “*High-pressure isotropic compression tests on fiber-reinforced cemented sand*”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 885-890.
- Souza Bueno, B., Cardoso de Lima, D., Teixeira, S. H. C., and Minette, E., (1997), “*The mechanical response of reinforced soils using short randomly distributed plastic strips*”, In *Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*.
- Subaida, A., Chandrakaran, E., Sankar, N., (2009), “*Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir*”, *Geotext Geomembr*, 27, 204–10.
- Tan, S. A., Chew, S. H., and Wong, W. K., (1998), “*Sand–geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(3), 161-174.
- Tan, S.A., Chew, S.H. and Wong, W.K, (1998), “*Sand-geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(3), 161–174
- Tang, C. S., Shi, B., and Zhao, L. Z., (2010), “*Interfacial shear strength of fiber reinforced soil*”, *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 54-62.
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Cai, Y., Liu, J., (2007a), “*Study on effect of sand content on strength of polypropylene fibre reinforced clay soil*”, *Chin J Rock Mech Eng* 1, 2968–2973
- Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., (2007b), “*Strength and mechanical behaviour of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil*”, *Geotext Geomembr* 25 (3),194–202
- Tang, Y. H., Bao, C. G., Wang, M. Y., and Ding, J. H., (2008), “*Experimental Study on the Strength Characteristics of Expansive Soil Reinforced With Synthetic Fibers*”, In *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*, Springer Berlin Heidelberg, 369-373.
- Tingle, S., Santoni, S., Webster, L., (2002), “*Full-scale field tests of discrete fiber-reinforced sand*”, *J Trans Eng ASCE*, 128, 9–16.
- Toé Casagrande, M. D., Coop, M. R., and Consoli, N. C., (2006), “*Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements*”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(11), 1505-1508.
- Tuna, S. C., and Altun, S., (2012), “*Mechanical behaviour of sand-geotextile interface*”,

- Scientia Iranica, 19(4), 1044-1051.
- Tutumluer, E., Kim, I., Santoni, L., (2004), “*Modulus anisotropy and shear stability of geofiber-stabilized sands*”, Trans Res Rec, 1874, 125–35.
- Unnikrishnan, N., Rajagopal, K., and Krishnaswamy, N. R., (2002), “*Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading*”, Geotextiles and Geomembranes, 20(2), 117-133.
- Vercueil, D., Billet, P., and Cordary, D., (1997), “*Study of the liquefaction resistance of a saturated sand reinforced with geosynthetics*”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 16(7-8), 417-425.
- Vidal H., (1969), “*The principle of reinforced earth*”, Highway research record No. 282, 1-16.
- Waldron, L. J., (1977), “*The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil*”, Proc Soil Sci Soc Am 41(5),843–849
- Wang, Y., (2006), “*Recycling in textiles*”, Woodhead Publishing.
- Wu, H., Beal, E., Lan, C., (1988), “*In-situ shear test of soil–root system*”, J Geotech Eng ASCE, 114, 1376–94.
- Yang, Z., (1972), “*Strength and deformation characteristics of reinforced sand*”, Ph.D. thesis, University of California, Los Angeles
- Yetimoglu, T., Salbas, O., (2003), “*A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers*”, Geotext Geomembr; 21, 103–10.
- Yusoff, M., Salit, M., Ismail, N., Wirawan, R., (2010), “*Mechanical properties of short random oil palm fiber reinforced epoxy composites*”, Sains Malay, 39, 87–92.
- Zaimoglu, A. S., Yetimodlu, T., (2012), “*Strength behaviour of fine grained soil reinforced with randomly distributed polypropylene fibers*”, Geotech Geol Eng 30(1), 197–203
- Zhang, M. X., Javadi, A. A., and Min, X., (2006), “*Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions*”, Geotextiles and Geomembranes, 24(4), 201-209.
- Zornberg, J. G., (2002), “*Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil*”, Géotechnique, 52(8), 593-604.