

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

Kheira BOUTOUBA

Thème :

Renforcement de sol par liant hydraulique : Analyse des caractéristiques mécaniques (expérimentation et modélisation)

Soutenue le 21/01/2021 devant le jury composé de :

DELLA Nouredine	Professeur	UHB Chlef	Président
BELKHATIR Mostefa	Professeur	UHB Chlef	Examineur
BAHAR Ramdane	Professeur	USTHB	Examineur
AKCHICHE Mustapha	Professeur	USTHB	Examineur
ARAB Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
DJAFAR HENNI Ahmed	Professeur	UHB Chlef	Co-Rapporteur

Remerciements

Je ne saurais commencer les premières lignes de cette thèse sans mentionner ceux qui ont rendu ce travail possible. Ceux qui m'ont permis de remplir ces pages par un contenu scientifique, alors qu'elles étaient encore blanches. Les difficultés rencontrées seraient insurmontables sans l'aide et la présence précieuse de toutes ces personnes. Je souhaite ici rendre hommage et exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à sa réalisation et à son aboutissement.

Mes remerciements s'adressent tout d'abord à mon Directeur de thèse, le Professeur *ARAB Ahmed*. Tout au long de ce travail, il a su m'apporter un soutien constant, une disponibilité, une écoute, une confiance et des conseils précieux et avisés à la hauteur de ses compétences et de ses réelles qualités humaines.

Ils s'adressent aussi tout particulièrement au Pr. *DJAFAR HENNAhmed*, mon Co-encadreur qui a également contribué pleinement dans l'encadrement de ce travail de recherche. Son écoute, ses connaissances, ses critiques, sa disponibilité à tous instants et ses conseils constructifs m'ont guidé tout au long de cette thèse.

Monsieur *DELLA Noureddine* professeur à UHB Chlef m' a fait le plus grand honneur de présider le jury, je lui adresse mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude les membres du jury : *BAHAR Ramdane*, *AKCHICHE Mustapha* et *BELKHATIR Mostefa*, qui m'ont fait le plus grand plaisir de participer au jury et d' examiner ce travail, je tiens à le remercier.

Je remercie *Pr. Issam shahrour*, *Pr. SADEK Marwan* et *M. SEBATIEN Burlou* pour m'avoir accueilli à l'Université de Lille 1 au cours de mes différents séjours. Merci également à toutes les équipes du laboratoire Génie Civil et géoEnvironnement à l'Université Lille 1 que j'ai pu côtoyer *Pr. Ammar ALJER*, *Dr. Hassen ALJER*, *Dr Dina Rammal* et *Dr Reda Mezeh*.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des membres du Laboratoire LsmE de Chlef pour leur aide et soutien tout au long de ce travail de thèse. Je remercie mes enseignants au département de Génie Civil pour la richesse de nos échanges et pour leur soutien constant. Et tous mes collègues d'option pour l'aide et le réconfort qu'ils m'ont apporté.

Dédicaces

J'aimerais en premier lieu remercier mon Dieu Allah qui m'a donné la volonté et le courage pour la réalisation de ce travail.

Je dédie ce modeste travail qui n'est d'autre que le fruit de longues années d'études à l'homme qui a éclairé ma vie par ces conseils et qui m'a présenté tout le soutien durant ma carrière ; mon père, leur soutien et leur patience et spécialement ma mère qui m'a toujours encouragée à terminer mes études.

J'adresse également mes sincères remerciements à mes sœurs et mes frères qui m'ont beaucoup aidé durant toute la période.

Résumé:

Le renforcement des sols en place demeure un secteur d'activité important dans le domaine de la géotechnique. En se référant sur plusieurs méthodes traitées dans ce domaine y compris les sables renforcés par liants hydrauliques (ciment) et par fibres synthétiques, le comportement mécanique des mélanges sable-ciment et sable-ciment-fibres a connu quelques controverses bien enrichies dans la littérature et se rapportant à un matériau sableux très usité prélevé des berges de l'Oued Chlef (ex El-Asnam) ; région très affectée par le séisme du 10/10/1980.

Dans cette thèse, on présente une étude expérimentale permettant d'étudier le comportement des sols sableux renforcés par un liant hydraulique (ciment) et par fibre synthétique, en utilisant l'appareil de cisaillement direct. Les caractéristiques de résistance au cisaillement et à la déformation des mélanges sable-ciment et sable-ciment - fibres ont été étudiées. Les paramètres intrinsèques utilisées dans cette étude sont principalement : la densité relative (20, 50 et 80%), contraintes normales (σ_n), la teneur en ciment (2.5, 5, 7.5 and 10 %), la teneur en fibres (0.15 et 0.3%) et le temps de cure (7, 14 et 28 Jours). La contrainte au cisaillement du sable-ciment est étudiée, et les résultats montrent que la liaison entre le mélange sable-ciment permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement du sol, mais fournit également une diversité dans la résistance contre les déformations imposées qui peut être établie par un caractère dilatant, caractérisé par l'ajout du ciment impacté par une influence sur les caractéristiques du comportement du sable.

Les résultats expérimentaux des mélanges sable-ciment-fibre montrent que les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement) donnent des performances mécaniques meilleures que le sable cimenté seuls. L'ajout de fibres joue un rôle efficace sur l'amélioration de la résistance au cisaillement. Cette efficacité a été atteinte pour un seuil de 0.15% de teneur en fibres dominant ainsi le comportement du sol renforcé pouvant ainsi contribuer dans l'amélioration des caractéristiques mécaniques des mélanges.

Enfin, une modélisation numérique réalisée à partir du logiciel FLAC3D a permis de valider quelques paramètres d'un modèle par une simulation numérique de quelques essais triaxiaux réalisés. Les résultats ont montrés que le modèle de Duncan et Chang conduit généralement à de bonnes simulations pour l'ensemble des essais en cisaillement et en compression.

Mots-clés: Comportement de sol, Temps de durcissement, Temps de cure, Sable cimenté, Fibres, Teneur en eau, Simulation numérique FLAC3D.

Abstract:

Reinforcement of existing soils remains an important sector of activity in the field of geotechnics. Referring to several methods treated in this field, including sands reinforced with hydraulic binders (cement) and synthetic fibres, the mechanical behaviour of cemented sand and fibre cemented sand has been the subject of some controversy, well enriched in the literature and relating to a much used sandy material taken from the banks of the Oued Chlef (ex El-Asnam); region heavily affected by the earthquake of October 10th 1980.

In this thesis, an experimental study is presented to study the behaviour of sandy soils reinforced with hydraulic binder (cement) and synthetic fibre, using the direct shear apparatus. The shear and deformation resistance characteristics of cemented sand and fibre cemented sand were studied. The intrinsic parameters used in this study are mainly: relative density (50 and 80%), normal stress (σ_n), cement content (2.5, 5, 7.5 and 10%), fibre content (0.15 and 0.3%) and the curing time (7, 14 and 28 days). The shear stress of the cemented sand is studied, and the results show that the bond between the sand/cement mixture not only improves the shear strength of the soil, but also provides a diversity in the resistance against imposed deformations that can be established by a dilatant character, characterised by the addition of the impacted cement thus influencing the characteristics of the sand behaviour.

Experimental results of fibre cemented sand show that the strength mechanical characteristics (cohesion and friction angle) give better mechanical performance than cemented sand. The addition of fibres plays an effective role in improving shear strength. This efficiency was achieved for a threshold of 0.15% fibre content, thus dominating the behaviour of the reinforced soil and contributing to the improvement of the mechanical characteristics of the mixtures.

Finally, a numerical modelling carried out using the FLAC3D software made it possible to validate some parameters of a model by a numerical simulation of some triaxial tests carried out. The results showed that the Duncan and Chang model generally leads to good simulations for all shear and compression tests.

Keywords: Direct shear, Behavior, Strength, Curing time, Cemented sand, Fibers, Water content, Numerical simulation FLAC3D.

ملخص

لا يزال تعزيز التربة الموجودة قطاعًا مهمًا من الأنشطة في مجال التقنيات الجيوتقنية. بالإشارة إلى عدة طرق تمت معالجتها في هذا المجال بما في ذلك الرمال المقواة بالرابط الهيدروليكي (الأسمنت) والألياف الاصطناعية ، فإن السلوك الميكانيكي للأسمنت الرملي والخليط الألياف الأسمنتية الرملية قد عرف بعض الخلاقات التي تم إثرائها جيدًا في الأدبيات و تتعلق ب مواد رملية شائعة جدًا مأخوذة من ضفاف وادي الشلف (الأصنام سابقًا) ؛ المنطقة المتضررة بشدة من زلزال 1980/10/10.

نقدم في هذه الرسالة دراسة تجريبية لدراسة سلوك التربة الرملية المعززة ب مواد رابطة هيدروليكية (أسمنتية) وألياف تركيبية باستخدام جهاز القص المباشر. تمت دراسة خصائص مقاومة القص والتشوه للخليط الأسمنت الرملي والألياف الأسمنتية الرملية. المعلمات الجوهرية المستخدمة في هذه الدراسة هي بشكل أساسي: الكثافة النسبية (50 و 80٪) ، الضغوط الطبيعية (n) ، محتوى الأسمنت (2.5 ، 5 ، 7.5 و 10٪) ، محتوى الألياف (0.15 و 0.3٪) (ووقت العلاج 7 و 14 و 28 يومًا). تم فحص إجهاد القص للأسمنت الرملي ، وأظهرت النتائج أن الرابطة بين خليط الأسمنت الرملي لا تحسن فقط من قوة القص للتربة ، ولكنها توفر أيضًا تنوعًا في المقاومة ضد التشوهات المفروضة والتي يمكن تتشكل من خلال خاصية التمدد ، وتتميز بإضافة الأسمنت المتأثر بالتأثير على خصائص سلوك الرمل.

أظهرت النتائج التجريبية للعينات ألياف-الأسمنت-الرمل أن الخصائص الميكانيكية (زاوية التماسك والاحتكاك) تعطي أداء ميكانيكيًا أفضل من الرمل الأسمنتي وحده. تلعب إضافة الألياف دورًا فعالًا في تحسين قوة القص. تم تحقيق هذه الكفاءة لعتبة 0.15٪ من محتوى الألياف ، وبالتالي السيطرة على سلوك التربة المقواة ، وبالتالي المساهمة في تحسين الخصائص الميكانيكية للعينات.

أخيرًا ، أتاحت النمذجة الرقمية التي تم إجراؤها باستخدام برنامج FLAC3D التحقق من صحة بعض معلمات النموذج من خلال محاكاة عددية لعدد قليل من الاختبارات ثلاثية المحاور التي تم إجراؤها. أظهرت النتائج أن نموذج Duncun يؤدي عمومًا إلى محاكاة جيدة لجميع اختبارات القص والضغط.

الكلمات الدالة: القص المباشر، السلوك، المقاومة، وقت التصلب، وقت المعالجة، الرمل الأسمنتي، الألياف، محتوى الماء، محاكاة رقمية FLAC3D.

Table des Matières

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

Introduction Générale

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

Chapitre 1 :

Aspect des sols traités aux liants hydrauliques

1.1. Introduction	8
1.2. Rappel des notions de base	8
1.2.1. Principaux concepts rhéologiques des sols	9
1.2.2. Description de base du sol renforcé	16
1.2.3. Différentes procédures de renforcement des sols	18
1.3. Les liants	20
1.3.1. Les liants hydrauliques	20
1.3.2. Les liants organiques	29
1.3.3. Avantages de traiter le sol	30
1.3.4. La mise en œuvre du sol traité	31
1.4. Paramètres Influençant les sols cimentés	33
1.4.1. Influence de la teneur en ciment	33
1.4.2. Influence de la teneur en eau	40
1.4.3. Influence de la température	43
1.4.4. Influence de la particule du sol et la densité	44

1.4.5.	Influence Pression de confinement :.....	47
1.5.	Conclusion :	48

Chapitre 2 :

Renforcement de sol par l'inclusion de fibre

2.1.	Introduction	51
2.2.	Types de fibre de verre :	52
2.3.	Procédé de fabrication :	55
2.4.	Différentes applications du renforcement par fibre	55
2.5.	Avantages d'utilisations de fibre dans le renforcement	56
2.6.	Comportement des sols renforcés par fibre	57
2.6.1.	Effet de la teneur en fibre :.....	57
2.6.2.	Effet de la teneur en eau :.....	64
2.6.3.	L'effet de la densité sèche sur la résistance à la traction :.....	66
2.7.	Comportement sable cimenté avec l'inclusion de la fibre de verre :	66
2.7.1.	Effet de la teneur en fibre + ciment :.....	66
2.7.2.	L'effet de la densité relative D_r :.....	71
2.8.	Exemples de chantiers renforcés par la fibre de verre:	72
2.9.	Conclusion :	74

Chapitre 3 :

Dispositif expérimental et mode opératoire

3.1.	Introduction :	76
3.2.	Matériaux utilisés :	76
3.2.1.	<i>Sable :</i>	77
3.2.2.	<i>Ciment:</i>	78
3.2.3.	<i>Fibre :</i>	79
3.3.	Préparation des matériaux et mode opératoire :	81
3.4.	Description de l'appareil et procédures expérimentales	88
3.4.1.	Essais de compression triaxiale.....	88
3.4.2.	Essais à la boîte de cisaillement direct.....	93
3.5.	Répétabilité des essais :	94
3.5.1.	Appareil triaxial.....	94
3.5.2.	Appareil de Cisaillement à la boîte de Casagrande :.....	95
3.6.	Conclusion	97

Chapitre 4 :

Comportement des sables renforcés au Ciment

4.1. Introduction	99
4.2. Sable non renforcé :	99
<i>a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)</i>	99
<i>b) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$)</i>	100
4.3. Sable cimenté	102
4.3.1. L'effet de la contrainte normale sur le comportement du sable :	102
4.3.2. Effet de la teneur en ciment sur le comportement du sable :	104
<i>a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)</i> :	104
<i>b) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$)</i>	105
<i>c) Echantillons lâche ($D_r = 20\%$)</i>	106
4.3.3. Effet de la teneur en eau sur le comportement du sable cimenté :	107
<i>a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)</i> :	108
4.3.4. Influence de la teneur en ciment sur la résistance maximale	111
4.3.5. Influence de teneur en ciment sur la cohésion et l'angle de frottement	111
4.3.6. Rapport de résistance au cisaillement	112
4.4. Influence du temps de cure	113
4.4.1. Sur la résistance au cisaillement :	113
<i>a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)</i>	114
<i>b) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$)</i>	116
4.4.2. Influence du temps de cure sur la résistance maximale :	118
4.4.3. Influence du Rapport résistance / cisaillement :	120
4.5. Conclusion	125

Chapitre 5 :

Comportement des sables renforcés par ciment et fibre de verre

5.1. Introduction	127
5.2. Renforcement par fibre de verre :	128
5.2.1. Comportement contrainte-déformation	128
5.2.2. Résistance au cisaillement maximale :	129
5.2.3. Comportement Volumique :	130
5.2.4. L'influence de la densité sur le comportement volumique :	131
5.3. Renforcement par fibre de polypropylène :	132
5.3.1. Comportement contrainte-déformation	133
5.3.2. Comportement Volumique :	134
5.4. Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène :	135
5.4.1. Comportement contrainte-déformation :	136
5.4.2. Résistance au cisaillement maximale :	137
5.4.3. Comportement Volumique :	137
5.5. Comportement du sable cimenté avec l'inclusion de la fibre de verre :	138
5.5.1. Effet de fibre sur sable cimenté sur les caractéristiques de résistance au cisaillement ..	139
5.5.2. Comportement Volumique :	142
5.5.3. Résistance au cisaillement maximale :	144
5.5.4. Effet des fibres sur sable cimenté sur la cohésion et l'angle de frottement interne :	145
5.6. Conclusion	147

Chapitre 6 :

Influence de quelques paramètres de cure sur le comportement du sable renforcé

6.1. Introduction :	149
6.2. Sable non renforcé :	149
6.2.1. Influence de la contrainte de confinement :	149
6.3. Sable renforcé :	152
6.3.1. Relation contrainte-déformation :	152
6.3.2. Variation de la pression interstitielle :	153

6.3.3.	Chemins de contraintes :	154
6.3.4.	Coefficient du renforcement (S_r) :	155
6.3.5.	La cohésion et de l'angle de frottement interne (c' et ϕ') :	157
6.3.6.	Module d'élasticité :	159
6.4.	Influence du durcissement sur le comportement du sable :	160
6.4.1.	Relation contrainte-déformation :	160
6.4.2.	La variation de la pression interstitielle :	161
6.4.3.	Chemins de contraintes :	162
6.4.4.	Coefficient du renforcement (S_r) :	163
6.4.5.	Module d'élasticité :	164
6.5.	Conclusion :	166

Chapitre 7 :

Simulation numérique des essais triaxiaux

7.1.	Introduction :	168
7.2.	Paramètres des modèles utilisés:	168
7.2.1.	Maillage utilisé et interface	173
7.2.2.	Distribution des contraintes :	174
7.2.3.	Force de déséquilibre :	175
7.2.4.	Étude de sensibilité :	176
7.3.	Résultat de la modélisation par model de Mohr-Coulomb :	176
7.3.1.	Déplacements :	176
7.3.2.	Sable non renforcé :	177
7.3.3.	Sable cimenté :	185
7.4.	Résultat de la modélisation par model de Duncan :	188
7.4.1.	Déplacements :	188
7.4.2.	Sable non renforcé :	188
7.4.3.	Sable cimenté :	191
7.5.	Conclusions	193
Conclusions Générales et Perspectives		199
Références Bibliographiques		203

Listes des Figures

Figure 1. 1 : Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.	8
Figure 1. 2: Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano 2001).	10
Figure 1. 3: Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade. 1997).	12
Figure 1. 4: Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade, 1997).	12
Figure 1. 5: Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique (Holtz et Kovacs 1991).	13
Figure 1. 6: Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1976)	13
Figure 1. 7: Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées (Kramer 1996).....	14
Figure 1. 8 : Représentation des droites caractéristiques dans le plan (q, p') (Phong 1980).	15
Figure 1. 9: Etat caractéristique d'un essai drainé (D'après Touati 1982).	16
Figure 1. 10: Etat caractéristique d'un essai non drainé (Mohkam 1983).	16
Figure 1. 11 Exemples de variation de résistance mesurée avec le temps après mélange Loftabro pour (a) de l'argile et (b) avec de l'argile de Linköping le ciment, la chaux et divers liants composite (50:50). $c =$ ciment, $l =$ chaux, $s =$ slag, $f =$ cendres volantes, Binder quantité 100 kg/m^3 (Ahnberg 2005).	17
Figure 1. 12 Différentes procédures de renforcement des sols (d'après Hejazi et al. 2012).	20
Figure 1. 13 : Classifications des liants (Livet 1990).	20
Figure 1. 14: Le processus de fabrication du ciment Portland. (Guerandel 2009)	23
Figure 1. 15: Flux thermique dégagé par une pâte de ciment Portland en cours d'hydratation (l'échelle de temps est donnée à titre indicatif) (Bouasker 2007).	27
Figure 1. 16: (a). Site du traitement, (b) Epandage de la chaux, (c) Malaxage, (d) Compactage du sol traité.	32
Figure 1. 17: Protection de surface du sol traité par ciment.	33
Figure 1. 18: Réponse triaxial pour le sable artificiellement cimenté avec diverses teneurs en ciment, cisailant sous une pression de confinement de 60 kPa .(Amini et al. 2014).	35
Figure 1. 19: Exemples de courbes contrainte-déformation de spécimens cimentés et non cimentés ($\sigma'_3 = 110 \text{ kPa}$), (Asghari et al. 2004).	36
Figure 1. 20: Courbe contrainte-déformation pour les sols cimentés drainé, (Haeri et al. 2006).	37
Figure 1. 21: Variation de la résistance à la traction avec la teneur en ciment pour différents types de ciment. Les lignes hachées sont l'approximation linéaire. (Haeri et al. 2006).	38
Figure 1. 22: Résistances typiques du sol, du sol ciment et du béton (Ajourloo, 2010).	38
Figure 1. 23: Effet de l'âge de durcissement sur la résistance à la compression à différentes teneurs en ciment, (Bahar et al. 2004).	39
Figure 1. 24: Variation de l'angle de friction maximal avec la pression de confinement pour trois séries d'échantillons, (Asghari et al. 2004).	40
Figure 1. 25: Gonflement en fonction du temps de cure d'éprouvettes conservées : (a) à l'air ambiant, (b) en chambre humide (moist) ou à teneur en eau constante (bag), (Wang et al. 2003).	41
Figure 1. 26: Résistance à la compression simple en fonction du temps de cure de différents mélanges sol + gypse, (Ghosh et Subbarao 2007).	42
Figure 1. 27 : Résistance à la compression simple après (Soaked) ou non (unsoaked) immersion en	

fonction du temps de cure à teneur en eau constante de différents mélanges sol + gypse, (Ghosh et Subbarao 2007).	42
Figure 1. 28: Effet du durcissement d'un sol-ciment (Umesha et al. 2009).....	44
Figure 1. 29: Gonflement en fonction du temps de cure d'éprouvettes conservées à teneur en eau constante à 40°C, (Wang et al. 2003).	44
Figure 1. 30: Influence du poids sec de l'unité sur le module de cisaillement normalisé pour artificiellement sable cimenté avec 20% de gypse (Huang et Airey 1998)	46
Figure 1. 31: Effet de la densité par rapport à la dilatation du sable cimenté cisailé sous une pression de confinement de 1 Mpa (Marri 2010)	46
Figure 1. 32: Compaction courbe du sol Shuddh avec du ciment (Umesha et al. 2009).....	47
Figure 1. 33: Réponses triaxial de sable avec 10 % de ciment Portland, cisailés à différents taux de confinement : 1, 4,8 et 12 Mpa, (Marri 2010). 48	48
Figure 2. 1: Différente forme de fibres de verre, a). Fil coupé, (b). Tapis à fils coupés(c). Tissé complexe, (d). Fils continue de fibre de verre (Hearle 2001).	53
Figure 2. 2 : (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).	57
Figure 2. 3: Relations entre la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontal pour des éprouvettes sèches non renforcées et renforcées, cisailées sous différentes contraintes normales. (a) $D_r = 25\%$, (b) $D_r = 60\%$ et (c) $D_r = 90\%$. ((Eldesouky et al. 2016).....	58
Figure 2. 4 : Variation du module de cisaillement maximal en fonction du taux de vide à différentes contraintes verticales appliquées : (a) G_{max} de sable renforcé de fibres avec AR 150. (Choo et al. 2017)	60
Figure 2. 5 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la teneur en fibres. (Li et al. 2014) ..	62
Figure 2. 6 : Poids unitaire des échantillons de sable renforcés de fibres par rapport à la teneur en fibres. (Li et al. 2017)	63
Figure 2. 7 : Cercles de Mohr pour le sol renforcé avec une déformation unitaire de 10%. (Botero et al. 2015).....	64
Figure 2. 8 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la teneur en eau. (Li et al. 2014).....	65
Figure 2. 9 : Relations $\tau - \Delta_H$ et $\Delta_V - \Delta_H$ pour les spécimens moyennement denses ($D_r = 60\%$) cisailés à 50 kPa pour différentes teneurs en humidité. (a) Spécimens non renforcés et (b) $l = 1,0\%$. ((Eldesouky et al. 2016).....	65
Figure 2. 10 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la densité sèche. (Li et al. 2014)...	66
Figure 2. 11 : Réponse triaxiale contrainte - déformation et déformation axiale - déformation volumétrique de sable renforcée : (a) éprouvettes non cimentées, (b) 1% de teneur en ciment, (c) 4% de teneur en ciment, (d) 7% de ciment et (e) 10% de ciment. (Consoli 2009).	68
Figure 2. 12 : Courbes contrainte-déformation : (a) Essais de contrainte en compression non confinés (b) Essais de contrainte de traction par fractionnement sur des échantillons contenant 11 à 13% de carbonate de calcium. (Choi 2016)	69
Figure 2. 13 : Relations contrainte-déformation de 5% de ciment traitée l'argile de Kaolin avec 0% et 0,5% de fibres.	70
Figure 2. 14 : Effet de ciment et contenu de fibre de verre sur la résistance en compression simple 14 jours du temps de durcissement Ali Ateş (2016)	71
Figure 2. 15 : Contrainte Déviatorique vs. Déformations axiales pour diverses BS+1%Fibres et BS+4%Fibres à $D_r = 50\%, 65\%, 82\%$. $\sigma_c = 400$ kPa, (Mali 2013)	72

Figure 2. 16 : Mise en œuvre de Colgrill a. RD 624 (11) b. RD 438 à Saint-Simon (02) [RGRA n° 904, 2012]	73
Figure 2. 17 : Chantier de géo-grille au Port Lorient, décembre 2001(photo 6D Solution).....	73
Figure 2. 18 : Chantier de géo-grille à l’Aéroport Toulouse Blagnac, octobre 2010 (photo 6D Solution).....	74
Figure 3. 1 : Microscope électronique à balayage (SEM) Vue de sables testés: Affichage de la taille de particule et la forme de sable de Chlef, (Belkhatir et al. 2010).....	77
Figure 3. 2: Courbe de distribution granulométrique du sable de Chlef et des mélanges sable-ciment.....	78
Figure 3. 3: Echantillon de ciment utilisé.....	79
Figure 3. 4: Fibre de verre utilisé dans cette étude.....	80
Figure 3. 5: Fibre de polypropylène utilisée dans cette étude.....	81
Figure 3. 6: Echantillon préparé du sable cimenté.....	82
Figure 3. 7 : Echantillon préparé (a) sable+fibre de verre, (b) sable+fibre de polypropylène, (c) sable+cimenté+fibre de verre, (d) moule des sable cimenté+fibre de verre.....	84
Figure 3. 8: Echantillon préparé du sable cimenté pour un essai triaxial.....	86
Figure 3. 9 : Mise en place de la membrane et du moule.....	87
Figure 3. 10 : Mise en place de l’échantillon a dépôt à sec.....	87
Figure 3. 11 : Dispositif expérimental utilisé.....	89
Figure 3. 12 : Appareille triaxial.....	89
Figure 3. 13: Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée.....	90
Figure 3. 14: Présentation de l'essai triaxial (Bahda 1997).....	91
Figure 3. 15 : moule et coquilles du moule de fabrication de l’échantillon.....	92
Figure 3. 16 : Principe de l’essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	93
Figure 3. 17 : bâti de cisaillement.....	94
Figure 3. 18: Essais de répétabilité non drainés: (a) Courbe de variation déviateur-déformation axiale, (b) la variation de la pression interstitielle, (c) Chemin de contrainte.....	95
Figure 3. 19: Essais de répétabilité non drainés: (a) Courbe de variation résistance de cisaillement – déplacement horizontal, (b) déplacement vertical - déplacement horizontal.....	96
Figure 4. 1Influence da la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef ($\sigma_n = 100$ kPa, $D_r = 80\%$),	100
Figure 4. 2Influence da la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef ($\sigma_n = 100$ kPa, $D_r = 50\%$),.....	101
Figure 4. 3Courbe de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal pour un sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$	103
Figure 4. 4Courbe de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal du sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$	103
Figure 4. 5Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation vertical du sable ($w = 3\%$, $\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).	105
Figure 4. 6Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation vertical du sable ($w = 10\%$, $\sigma = 100$ kPa, $D_r = 50\%$).	106
Figure 4. 7 Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation vertical du sable ($w = 10\%$, $\sigma = 100, 200$ et 400 kPa, $D_r = 20\%$).	107
Figure 4. 8Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, ($\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).	108
Figure 4. 9Influence de la teneur en eau sur la déformation vertical du sable, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, ($\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$)	109

Figure 4. 10	Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable, c : Cc = 7.5%, d : Cc = 10% ,($\sigma = 100$ kPa, Dr =80%).	110
Figure 4. 11	Influence de la teneur en eau sur la déformation vertical du sable, c : Cc = 7.5%, d : Cc = 10%, ($\sigma = 100$ kPa, Dr = 80%).	110
Figure 4. 12	Evolution de la résistance maximale en fonction de la teneur en ciment : (Wc=10%), a : Dr = 80%,b : Dr = 50%.	111
Figure 4. 13	Influence de la teneur en ciment sur les caractéristiques mécaniques du sable, a : la cohésion ; b : l'angle de frottement, ($\sigma_N = 100$ KPa, W= 10% , Dr = 80%).	112
Figure 4. 14	Influence de la teneur en ciment sur le rapport de résistance au cisaillement, a : w = 3%, b : w= 7%, c : w= 10%, ($\sigma_N = 100$ kPa, Dr = 80%)	113
Figure 4. 15	Influence du de temps de cure sur la résistance au cisaillement du sable cimenté, a :Cc =2.5% , b :Cc =5%, c :Cc = 7.5% , d :Cc = 10%, ($\sigma_N = 100$ KPa , Dr = 80%)	115
Figure 4. 16	Influence du temps de cure sur les déformations du sable cimenté, a :Cc = 2.5% , b :Cc =5%, c :Cc = 7.5% , d :Cc = 10% , ($\sigma_N = 100$ KPa , Dr = 80%).	116
Figure 4. 17	Influence du temps de cure sur la résistance au cisaillement du sable cimenté, a :Cc = 2.5% , b :Cc =5%, c :Cc = 7.5% , d :Cc = 10% , ($\sigma_N = 100$ KPa , Dr = 50%).	117
Figure 4. 18	Influence du temps de cure sur les déformations verticales du sable cimenté, a :Cc = 2.5% , b :Cc =5%, c :Cc = 7.5% , d :Cc = 10% , ($\sigma_N = 100$ KPa , Dr = 50%).	118
Figure 4. 19	Influence du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement maximal du sable, ($\sigma_N = 100, 200$ et 400 kPa, Dr = 80%).	119
Figure 4. 20	Influence du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement maximal du sable, ($\sigma_N = 100, 200$ et 400 kPa, Dr = 50%).	120
Figure 4. 21	Influence du temps de cure sur le rapport de résistance pour un sable cimenté; (a) $\sigma_N = 100$; (b) $\sigma_N = 200$; (c) $\sigma_N = 400$ kPa,	121
Figure 4. 22	Influence du temps de cure sur le rapport de résistance pour un sable cimenté; a :Cc = 2.5% , b :Cc =5%, c :Cc = 7.5% , d :Cc = 10% , ($\sigma_N = 100$ KPa , Dr = 50%).	122
Figure 4. 23	Influence du temps de durcissement sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, ($\sigma_N = 100$ kPa, Dr = 80%).	123
Figure 4. 24	Influence du temps de durcissement sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, ($\sigma_N = 100$ kPa, Dr = 50%).	123
Figure 5. 1	Influence de la teneur en fibre de verre sur la résistance au cisaillement du sable, a :Dr= 20 % , b : Dr= 50 % , c : Dr= 80 % , ($\sigma_n= 100$ kPa).	129
Figure 5. 2	Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement pour sable renforcé avec la fibre de verre.	130
Figure 5. 3	Influence de la teneur en fibre de verre sur la déformation vertical du sable, a : Dr= 20 % , b : Dr= 50 % , c : Dr= 80 % , ($\sigma_n= 100$ kPa).	131
Figure 5. 4	Effet de la densité relative sur le déplacement verticale pour sable renforcé avec la fibre de verre.	132
Figure 5. 5	Influence de la teneur en fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement du sable, a :Dr= 20 % , b : Dr= 50 % , c : Dr= 80 % , ($\sigma_n= 100$ kPa).	134
Figure 5. 6	Influence de la teneur en fibre de polypropylène sur la déformation vertical du sable, a :Dr= 20 % , b : Dr= 50 % , c : Dr= 80 % , ($\sigma_n= 100$ kPa)	135
Figure 5. 7	Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement du sable,a :Dr= 50 % , b : Dr= 80 % ,($\sigma_n= 100$ kPa).	136
Figure 5. 8	Effet du différent type de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé, a : teneur en fibre = 0.15%, b : teneur en fibre = 0.3%	137

Figure 5. 9 Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène sur la déformation vertical du sable, a : Dr= 50 %, b : Dr= 80 %, (σ_n = 100 kPa).....	138
Figure 5. 10 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté Cc= 2.5%, a :Dr= 80 %, b : Dr= 50 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10%).	139
Figure 5. 11 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté Cc= 5%, a :Dr= 80 %, b : Dr= 50 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10%).	140
Figure 5. 12 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté Cc = 7.5%, a : Dr= 80 %, b : Dr= 50 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10%).	141
Figure 5. 13 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté Cc= 10%, a : Dr= 80 %, b : Dr= 50 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10%).	142
Figure 5. 14 Influence de la teneur en fibre sur le déplacement vertical du sable cimenté, a : Cc=2.5 %, b : Cc = 5 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10% , Dr = 80%).....	143
Figure 5. 15 Influence de la teneur en fibre sur le déplacement vertical du sable cimenté, a : Cc=7.5 %, b : Cc = 10 %, (σ_n = 100 kPa, w= 10% , Dr = 80%).	143
Figure 5. 16 Evolution de la résistance maximale en fonction de la teneur en ciment (Dr= 80% , ρ_f = 0.15%).....	144
Figure 5. 17 Influence du ciment+fibre sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, (Dr = 80%).....	146
Figure 5. 18 Influence du ciment+fibre sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, (Dr = 50%).....	146
Figure 6. 1 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé Dr = 50%: (a) Déviateur de contrainte - déformation axiale; (b) variation de la pression interstitielle - déformation axiale ; (c) Déviateur de contrainte – contrainte moyenne effective ; (d) q/p' - déformation axiale.....	150
Figure 6. 2 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé Dr = 80%: (a) Déviateur de contrainte - déformation axiale; (b) variation de la pression interstitielle - déformation axiale ; (c) Déviateur de contrainte – contrainte moyenne effective.	151
Figure 6. 3 : Influence de la teneur en ciment sur le déviateur de contrainte du sable cimenté (Dr=50%): (a) $p'c=10$ kPa; (b) $p'c=200$ kPa; (c) $p'c=400$ kPa	153
Figure 6. 4 : Influence de la teneur en ciment sur la variation de la pression interstitielle du sable cimenté (Dr=50%): (a) $p'c=10$ kPa; (b) $p'c=200$ kPa; (c) $p'c=400$ kPa.....	154
Figure 6. 5 : Influence de la teneur en ciment sur le chemin de contrainte du sable cimenté (Dr=50%) : (a) $p'c=100$ kPa; (b) $p'c=200$ kPa; (c) $p'c=400$ kPa.	155
Figure 6. 6 : Variation de coefficient du renforcement de sable cimenté, Dr=50%	156
Figure 6. 7 :Variation du rapport de contrainte ($q_{max}/p'c$) en fonction du teneur en ciment,.....	157
Figure 6. 8 : Effet des nappes de géotextile sur la cohésion et l'angle de frottement :(a) Enveloppe ($\sigma'1-\sigma'3$)/2 en fonction ($\sigma'1+\sigma'3$)/2 ; (b) variation de la cohésion en fonction du nombre des teneurs en ciment ; (c)variation de l'angle de frottement en fonction du nombre des nappes des teneurs en ciment.	159
Figure 6. 9 : Variation de module d'élasticité par rapport au teneur en ciment en fonction de contrainte de confinement, Dr=50%.....	160
Figure 6. 10 : Influence du temps de durcissement sur le déviateur de contrainte du sable de Chlef renforcé par ciment : (a) : Cc = 2.5% , Cc = 5% (Dr=50%).	161
Figure 6. 11 : Variation du rapport de contrainte ($q_{max}/p'c$) en fonction du teneur en ciment pour un différent temps de durcissement, Dr=50%.....	161

Figure 6. 12 : Influence du temps de durcissement sur la variation de la pression interstitielle du sable de Chlef renforcé : (a) : $C_c = 2.5\%$, $C_c = 5\%$ ($Dr=50\%$).....	162
Figure 6. 13 : Influence du temps de durcissement sur le chemin de contrainte du sable naturel du sable de Chlef renforcé : (a) : $C_c = 2.5\%$, $C_c = 5\%$ ($Dr=50\%$).	163
Figure 6. 14 : Variation de coefficient du renforcement de ciment par rapport au teneur en ciment en fonction de différents temps de durcissement, $Dr=50\%$	164
Figure 6. 15 : Variation de module d'élasticité en fonction de temps de durcissement, (a) module d'élasticité –déformation axial ; (b) module d'élasticité –teneur en ciment.	165
Figure 7.1 :Critère de rupture de Mohr Coulomb (Lee, 1994).....	168
Figure 7. 2Critère de Mohr-Coulomb.....	170
Figure 7. 3Relation entre module d'Young tangent initial E_i et contrainte principale mineure σ_3 (Janbu, 1963).....	172
Figure 7. 4Maillage en différences finies.	174
Figure 7. 5 Distribution des contraintes aux modèles étudiés :	175
Figure 7. 6 Contrainte maximale de déséquilibre.....	176
Figure 7. 8Comparaison entre les résultats expérimental et numérique des courbes de contrainte - déformation du sable naturel de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 50\%$; (b) $Dr = 80\%$	178
Figure 7. 9Comparaison entre les résultats expérimental et numérique des courbes de contrainte - déformation du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$; (c) $Dr = 80\%$	180
Figure 7. 10Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$; (c) $Dr = 80\%$	182
Figure 7. 11Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $\epsilon_v- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 80\%$	183
Figure 7. 12Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$; (c) $Dr = 80\%$	184
Figure 7. 13Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $\epsilon_v- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 80\%$	185
Figure 7. 14Comparaison d'essai triaxial non drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable cimenté, $Dr = 50\%$: (a) $C_c = 2.5\%$; (b) $C_c = 5\%$	187
Figure 7. 15L'orientation de déplacements numériques totaux du modèle de Duncan.....	188
Figure 7. 16Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$	189
Figure 7. 17Comparaison d'essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$	190
Figure 7. 18Comparaison d'essai triaxial non drainé expérimental et numérique des courbes $q- \epsilon_a$ du sable cimenté, $Dr = 50\%$, $C_c = 2.5\%$	192

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.....	9
Tableau 1. 2: Composition chimique en oxydes d'un ciment ordinaire et notation cimenterie (Hyvert, 2009).....	21
Tableau 1. 3: Désignation des différents types de ciment en fonction de leur composition. (Neville , 2000).....	25
Tableau 1. 4: Produits d'hydratation du clinker	28
Tableau 2. 1: Compositions des principaux types de fibre de verre de renforcement. référence	54
Tableau 2. 2 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre (Benmokrane et al. 1995).	55
Tableau 3. 1: Caractéristiques physiques du sable de Chlef.....	77
Tableau 3. 2 : Propriétés chimiques du ciment.....	78
Tableau 3. 3 : Caractéristiques physico-mécaniques de la fibre de verre.....	80
Tableau 3. 4 : Caractéristiques physico-mécaniques de la fibre de polypropylène.....	81
Tableau 3. 5 : Paramètres du programme d'essais.	83
Tableau 3. 6 : Paramètres du programme d'essais.	85
Tableau 3. 7 : Paramètres du programme d'essais.	88
Tableau 4. 1 : récapitulation de nos résultats avec ceux trouvés dans la littérature.....	123
Tableau 6. 1 : Valeurs de coefficient du renforcement Sr.	156
Tableau 6. 2 : Détermination des coefficients A et B de l'expression (5.2).	157
Tableau 6. 3 : Valeurs de coefficient du renforcement Sr.	163
Tableau 7. 1 Paramètres du modèle utilisés pour le sable naturelle de Chlef.	178
Tableau 7. 2 Paramètres du modèle utilisés pour le sable humide réalisés par(Della, 2009).	179
Tableau 7. 3 Paramètres du modèle utilisé pour le sable sec réalisé par (Della, 2009).....	181
Tableau 7. 4 Paramètres du modèle utilisé pour le sable humide réalisé par (Della, 2009).	183
Tableau 7. 6 Paramètres du modèle utilisés pour le sable sec (Della, 2009).	189
Tableau 7. 7 Paramètres du modèle utilisés pour le sable humide (Della, 2009).	190

Liste des symboles

φ	(°)	Angle de frottement
C	[Kpa]	Cohésion
D ₅₀	[mm]	Diamètre moyen
δ_H	[mm]	deplacement horizontale
δ_V	[mm]	deplacement verticale
C _u	(-)	Coefficient d'uniformité
C _{cur}	(-)	Coefficient de courbure
e _{max}	(-)	Indice des vides maximal
e _{min}	(-)	Indice des vides minimal
e	(-)	Indice des vides global
γ_s	[kN/m ³],	Poids volumique des grains solides
σ_N	[Kpa]	Contrainte normale
τ	[Kpa]	Résistance au cisaillement
T _{max}	[Kpa]	Résistance au cisaillement maximale
W _C	[%]	teneur en ciment
D ₁₀	[mm]	Diamètre efficace
I _p		indice de plasticité
D _r	[%]	Densité relative initiale
E _{sec}	(Mpa)	Module sécant
R _f	(-)	Rapport de résistance au cisaillement
p'	[Kpa]	Pression moyenne effective
q _{max}	[Kpa]	Résistance au cisaillement maximale
w _f	%	Teneur en fibre
ϵ_h	%	Déformation horizontal
ϵ_q	%	Déformation déviatorique
ϵ_V	%	Déformation volumique
D	[mm]	Diamètre d'échantillon,
H	[mm]	Hauteur d'échantillon
H/D	[-]	Rapport de hauteur sur diamètre d'échantillon
M _s	[g]	Masse d'échantillon
q	[Kpa]	Déviateur de contrainte
R ²	[-]	Coefficient de corrélation
S _{us}	[Kpa]	Résistance au cisaillement résiduelle
ΔU	[Kpa]	Variation de pression interstitielle

Introduction Générale

1. Introduction générale

Au cours des dernières années, les problèmes environnementaux et économiques ont stimulé l'intérêt pour le développement de matériaux alternatifs pouvant répondre aux spécifications de conception. Les techniques bien établies de stabilisation et de renforcement des sols sont souvent utilisées pour obtenir des matériaux géotechniques améliorés grâce à l'ajout au sol d'agents de cimentation, chaux, ciment Portland, asphalte, etc. Ou l'inclusion d'éléments discrets orientés ou distribués de façon aléatoire tels que des fibres et des copeaux de pneu. (Leborgne, 2010). Les sols étant des milieux très complexes. Nous devons donc avoir des connaissances approfondies sur cette technique pour éviter l'effet inverse. Le traitement avec un liant permet de modifier l'état d'un sol en lui faisant acquérir de nouvelles propriétés (Harichane et al., 2011).

La substitution d'un matériau de mauvaises caractéristiques par des matériaux de bonnes caractéristiques est une alternative technique et économique très usité dans le domaine de la géotechnique routière, ferroviaire et de génie civil. Le nouveau matériau traité par d'autres matériaux secondaires (ciment, chaux.) donnera d'autres caractéristiques plus favorables de résistance à la déformabilité constituant à cet effet la base des travaux de réalisation en Génie Civil. Le traitement des sols pour l'exécution des remblais et des couches de forme, tend à rendre utilisable un sol de qualité initialement médiocre : Parmi les liant hydraulique on a le ciment. Les sols traités au ciment sont largement utilisés dans la construction des routes et de voies ferrées, les remblais, les barrages, les fondation sur pieux, etc., car ils peuvent améliorer leurs performances hydromécaniques en renforçant et liant les grains / agrégats du sol.

Plusieurs chercheurs ont démontré l'efficacité de l'ajout du ciment sur le comportement mécanique des sols dont on cite (Schnaid et al. 2001; Asghari et al. 2003; Haeri et al. 2006; Sharma et al. 2011; Baxter et al. 2011). D'après les résultats obtenus, les sables cimentés montrent un comportement fragile avec un pic apparent dans la courbe contrainte-déformation. Le comportement mécanique des sols cimentés est influencé par un nombre de paramètres incluant la teneur en ciment, le type de ciment, la densité, la contrainte de confinement, la taille des grains (Consoli et al. 2000, 2007, 2009, 2010, 2011; Ismail et al. 2002; Rotta et al. 2003; Lee et al. 2010; Park., 2010 ; Shahnazari et al., 2013 ; Hirabayashi et al. 2009 ; Kido et al. 2009 ; Lo et al. 2003; Marri 2010 ; Tsai et al. 2010 ; Umesha et al. 2009). Selon les études précédentes, la cimentation peut augmenter la fragilité, la résistance au cisaillement et le comportement dilatant des sables.

Introduction générale

La technique de traitement des sols par ciment a été développée pour améliorer les matériaux de performances sensibles aux problèmes causés par l'apparition de fissures, tel que la perte de la capacité portante du sol, non seulement dans le domaine de la géotechnique comme dans d'autres domaines de l'ingénierie. Cette technique a été étudiée par de nombreux chercheurs (Consoli et al, 2002, 2003-a et 2003 b, 2005; Feuerharmel, 2000; 2002, Specht et al., 2002; Vendruscolo, 2003; Donato, 2004 ; Heineck et al., 2005; Casagrande, 2005; Donato, 2007; Festugato, 2008; Girardello, 2010; Tang et al., 2010; Methacanon et al., 2010; Galan-Marín et al., 2010; Rudnik et al, 2011 .; Ashour et al., 2011) a montré d'une part son efficacité et d'autre part l'amélioration de diverses propriétés mécaniques du sol, générant un composite très attractif pour une utilisation meilleure des travaux géotechniques.

La combinaison de deux matériaux, tels que particules de ciment et fibres, ayant comme pouvoir non seulement des fonctions attractives mais aussi une amélioration des propriétés techniques des sols. Le concept d'effet combiné de l'ajout de ciment et de fibres améliore concomitamment la réponse mécanique des sols (Ateş ., 2016 ; Consoli et al., 1998 , 2010 , 2009 c ; dos Santos et al ., 2010b ; Hamidi et al ., 2013 ; Sadek S et al ., 2013 ; Tang et al. ; 2010 ; Ud-din et al ., 2010 ; Diambra et al ., 2007 ; 2010 ; 2015).

L'utilisation du ciment augmente la résistance et induit la fragilité dans le sol. D'autre part, la fibre induit la ductilité. Ainsi que, l'ajout de fibres et de ciment améliore non seulement la résistance du sol mais aussi la diversité dans la résistance aux déformations contre les charges imposées (Maher et Ho 1993 ; Consoli et al. 2004, 2007a ; Tang et al. 2007).

2. Problématique

Les sols meubles ou remblais utilisés dans les chargements de culées d'ouvrages d'art, de voies ferrées ou autres types de fondations, s'identifient généralement par leur faibles performances mécaniques faisant recours notamment à des techniques d'amélioration des sols ,de stabilisation ou de renforcement qui permet de ce fait changer les qualités intrinsèques de ces sols. La technique proposée permet de combiner au sol avec ajout de ciment et de fibres dans différentes proportions à l'effet d'obtenir un sol ayant de bonnes performances de résistances requises.

En Algérie et plus particulièrement à Chlef où les séquelles du séisme du 10 octobre 1980 de magnitude 7.2 à l'échelle de Richter a fait ressurgir un phénomène tout particulier appelé 'liquéfaction des sols sableux' relatant une liquéfaction des sables saturés lorsque il y a

augmentation brusque de la pression interstitielle entraînant des conséquences néfastes aux fondations superficielles implantées tout près des berges d'un oued ou bien localisées à l'affleurement d'une nappe phréatique . Cette problématique a poussé plusieurs chercheurs à se lancer dans cet axe scientifique en vue d'explorer la région et d'en proposer des solutions permettant d'étayer ce phénomène de liquéfaction allant dans la voie la réduction du risque sismique. Plusieurs chercheurs en avaient eu le mérite d'en saisir cette opportunité en utilisant le sable de Chlef (Djafar Henni et al. (2011) ; Arab et al. (2013). Della et al.(2014) ,Belkhatir et al.(2016) ; Bouaricha et al.(2017) ou utilisant d'autres sables d'autres régions.

Parmi les solutions envisagées, la technique de renforcement par différents types de procédés dont on cite principalement : les géotextiles ,les fibres géosynthétiques ont donné un impact positif d'amélioration sur le plan pratique entraînant une stabilité et une augmentation de résistance à long terme des matériaux mis en place tout en associant ces types de fibres de manière traitée et organisationnel durant la préparation des mélanges . On rappelle que ces fibres géosynthétiques sont des matières premières produites par l'industrie textile, se présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques, perméables, simples, résistants et filtrantes.Dans notre cas nous avons hybridés deux types de cas en procédant par renforcement (avec des géosynthétique) et stabiliser avec un liant hydraulique (ciment).. La simulation numérique par un logiciel performant (FLAC^{3D}) permet de corroborer les résultats trouvés expérimentalement à ceux obtenus numériquement.

3. Objectifs visés

L'objectif de cette étude vise à évaluer expérimentalement l'influence de la teneur en ciment (0%, 2.5%, 5%, 7.5% et 10%), la teneur en fibres (0.1% et 0.3%) ainsi que la combinaison de deux matériaux (ciment + fibre) sur le comportement du sable de Oued Chlef. Une étude paramétrique englobant les différents paramètres physico-mécaniques des sols composites (sols-ciment –fibres) seront analysés ainsi que l'influence de la teneur en eau et du temps de durcissement sur l'homogénéité et la résistance des différents sols composites. Une étude expérimentale de l'utilisation du ciment et des fibres dans le renforcement du sable naturelle de Chlef. La réponse contrainte-déformation a été évaluée par un programme expérimental complet, qui comprenait des essais cisaillement directe et des essais de compression triaxiale. L'accent a été mis sur l'influence de la teneur en ciment, la teneur en eau et de la teneur en fibres, ainsi que le temps de durcissement sur les aspects fondamentaux du comportement du sol, tels que la rigidité initiale, la résistance maximale et ultime, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie.

Les travaux effectués au cours de la thèse pour réaliser ces objectifs comprennent notamment:

Introduction générale

- Des essais de caractérisation du sable et des matériaux synthétiques utilisés comme renforcement : ciment, fibres de verre et nappes fibre de polypropylène.
- Des essais de cisaillement direct réalisés au laboratoire *LsmE* de Chlef sur des échantillons de sable de la région de Chlef pour les mélanges (sable + ciment , sable + fibre de verre , sable +fibre de polypropylène et sable+ciment+fibre de verre)
- Des essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable de la région de Chlef non traité et traité par ciment, réalisés au laboratoire *LsmE* de Chlef ;
- Des simulations numériques des essais triaxiaux du sable traité et non traité par ciment en utilisant le programme Flac^{3D}.

4. Organisation du manuscrit

Ce mémoire comprend sept chapitres regroupés en deux parties, on décrira dans la première partie l'étude du comportement mécanique des sols renforcés par ciment, fibre, et ciment + fibre. Dans la deuxième partie, on modélise des certains échantillons pour faire une combinaison avec les résultats expérimental par deux modèle de Mohr Coulomb et Duncan:

Le premier chapitre donne un aperçu des connaissances actuelles sur les sols traités au ciment. Tout d'abord, nous rappelons les techniques de traitement des sols en génie géotechnique, impliquant à la fois la conception de mise en œuvre sur le terrain. Ensuite, nous présentons Certains facteurs influençant l'efficacité des traitements.

Le chapitre 2 comporte la 2^{ème} partie de l'analyse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols renforcé par fibre. On présente l'influence d'inclusion de la fibre sur les différentes résistances du sol ainsi que sur la résistance du mélange sable-ciment. Par la suite, nous présentons les techniques expérimentales courantes utilisées pour évaluer la performance des sols traités, impliquant les changements de résistance et de rigidité.

Le chapitre 3 décrit les matériaux utilisés (sol, ciment, fibre), les procédures expérimentales et les outils numériques (appareil de la boîte de Cisaillement et l'appareil triaxial). Par la suite,

Dans le quatrième chapitre, on présente une série d'essais de cisaillement directs réalisés sur le sable de Chlef traité par ciment a différente teneurs (2.5%,5%,7.5% et 10%) avec des

Introduction générale

différente teneurs en eau (3%, 7% et 10%), par la suite en étudier influence du temps de cure sur la résistance au cisaillement du sable traité.

Le chapitre 5 est dédié à une étude paramétrique expérimentale sur le comportement mécanique du sable renforcés par différents matériaux (fibres de verre, fibre de polypropylène et ciment+ fibre de verre). Les résultats sur sols renforcés seront comparés à ceux obtenus sur le sable naturelle de Chlef ;

Le chapitre 6 décrit les résultats des essais obtenus en compression triaxiale non drainée (CU) en discutant influence de quelques paramètres de cure sur le comportement contrainte-déformation et la variation de la pression interstitielle, puis l'effet de différents paramètres sur la cohésion, l'angle de frottement et le module sécant.

Chapitre 7 décrit la Simulation numérique des essais triaxiaux du sable non traité et traité par ciment, La simulation numérique utilisant le programme Flac ^{3D} basé sur la méthode des éléments finis. Une analyse comparative des résultats expérimentaux et numériques est présentée.

Chapitre 1

Aspect des sols traités aux liants hydraulique

1.1. Introduction :

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des principaux concepts rhéologiques des sols à savoir l'état critique et les caractéristiques sur le comportement mécanique des sables sous chargement monotone et cyclique. On présente l'influence de quelques paramètres sur la résistance au cisaillement drainée et non drainée, la densité relative, le degré de saturation, la pression de confinement, la méthode de préparation des échantillons en laboratoire, la présence du ciment, l'influence du temps de durcissement.

1.2. Rappel des notions de base :

Il est primordial de rappeler quelques notions de base dont leurs utilisations nous semblent nécessaires et ce à travers la mécanique des sols et en particulier dans le traitement des résultats d'un essai triaxial. A cet effet, les éprouvettes testées dans les essais triaxiaux sont des formes cylindriques, soumises à un champ de contrainte : deux contraintes horizontales principales σ_3 et σ_2 , et une contrainte axiale σ_1 , comme le montre la [figure 1.1](#) (dans notre cas on admet que $\sigma_2 = \sigma_3$). L'appareil triaxial permet d'imposer indépendamment ces trois contraintes, et donc de pouvoir suivre les chemins de contraintes choisis. La partie déviatorique du tenseur de contrainte est la seule responsable des glissements ou rotation des grains élémentaires les uns sur les autres qui provoquent le phénomène d'instabilité dans les matériaux.

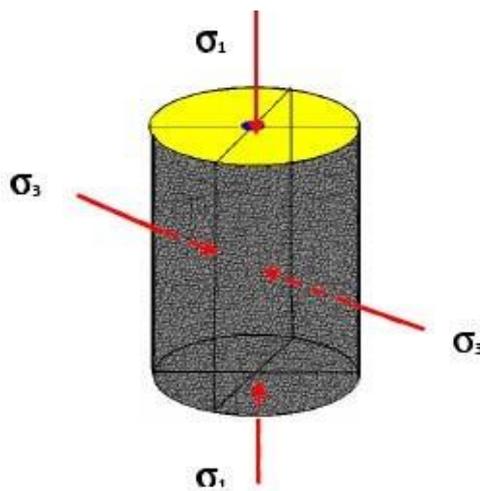


Figure 1. 1 : Champs de contrainte appliqués à une éprouvette triaxiale.

[Le tableau 1.1](#) regroupe les principales notions fréquemment utilisées dans le cadre de notre travail.

Tableau 1. 1: Différents paramètres utilisés dans un essai triaxial.

σ_1	Contrainte axiale
σ_3	Contrainte radiale
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	Déviateur des contraintes
$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$	Contrainte moyenne totale
Δu	Surpression interstitielle
$P' = p - u$	Contrainte moyenne effective
$\eta = q/p$	Rapport de contrainte
ε_1	Déformation axiale
ε_3	Déformation radiale

1.2.1. Principaux concepts rhéologiques des sols :

Les phénomènes rhéologiques des sols ou à des structures granulaires sont liés essentiellement à l'histoire des contraintes et des déformations qui nous permettent de prime abord de prédire leur comportement à court ou à long terme. De ce fait, nous énonçons de ce qui suit les différents paramètres pouvant influencer le comportement de ces sols granulaires.

a) Contractance et dilatance :

Deux types de comportement peuvent être identifiés lors d'un essai triaxial (Figure 1.2) : un comportement contractant et un comportement dilatant. Ces deux notions sont utilisées fréquemment dans la mécanique des sols pour caractériser le comportement du sol lié directement à la structure granulaire des éprouvettes.

- Le comportement contractant, est caractérisé par l'augmentation de la pression interstitielle dans le cas d'un essai non drainé, et par une diminution de volume du matériau dans le cas drainé. À l'échelle microscopique cela est probablement dû à l'enchevêtrement, les glissements et les roulements des grains provoqués par les forces inter-granulaires qui deviennent quasiment grandes.
- Contrairement au comportement contractant, le comportement dilatant se traduit par une diminution de la pression interstitielle et une augmentation du volume du sol, il est dû aux dés enchevêtrement et au foisonnement de l'empilement de la structure granulaire. Ce comportement est plus prononcé si le matériau est initialement dense et la pression de confinement faible.
- On note, que durant un essai triaxial non drainé, on parle d'un comportement à caractère

contractant et à caractère dilatant comme le montre la figure 1.2 ci-dessous.

La figure 1.2 illustre la réponse d'un échantillon de sol sous une compression triaxiale monotone. Deux paramètres contrôlent essentiellement l'évolution du déviateur des contraintes q et de la déformation volumique ε_v : la compacité de structure granulaire et l'état de contraintes.

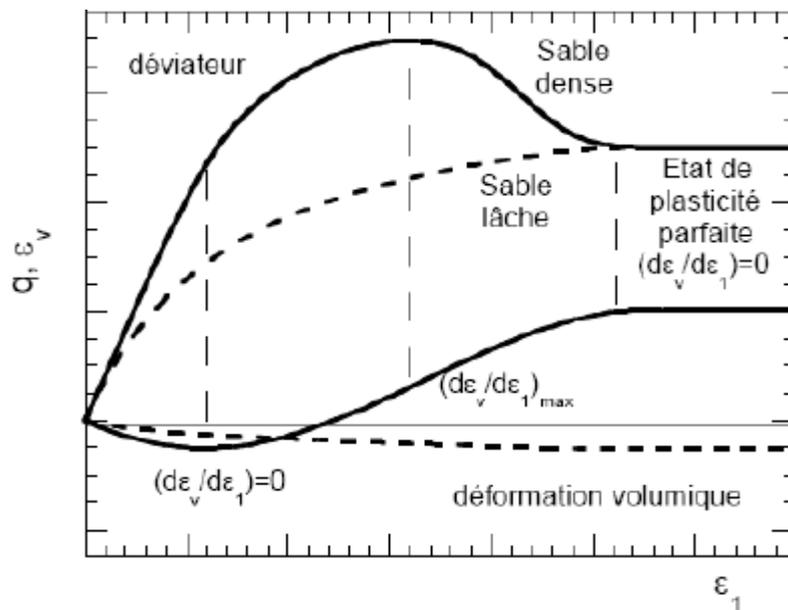


Figure 1. 2: Essai triaxial sur un sable, lâche ou dense (Dano 2001).

b) Ligne d'instabilité :

On parle de ligne d'instabilité dans certaines conditions où les matériaux granulaires peuvent perdre toute leur capacité de résistance et devenir instables à l'intérieur de la surface de rupture.

Drucker a postulé une condition suffisante pour que les instabilités apparaissent en termes de positivité du travail plastique de second ordre énoncé dans l'équation (1)

$$d^2W_P = d\sigma_{ij} d^p\varepsilon_{ij} < 0 \tag{1}$$

Cette équation est satisfaite si le vecteur de l'incrément de la déformation est normal à la surface de charge. Cela implique que la surface de potentiel plastique est identique à la surface de charge. L'utilisation de ce postulat impose une relation incrémentale linéaire entre la contrainte et la déformation; alors le critère de Drucker implique une loi d'écoulement associée.

Selon Hill 1958, le système est considéré comme instable si pour une petite perturbation de contrainte, la déformation peut se poursuivre de manière infinitésimale sans apport d'énergie

extérieure au système. La condition de stabilité de Hill repose sur le signe du travail du second ordre dW^2 énoncé dans l'équation (2) telle que :

$$d^2 w = d \sigma_{ij} d \epsilon_{ij} = d \sigma_{ij} d \epsilon_{ij}^e + d \sigma_{ij} d \epsilon_{ij}^p < 0 \quad (2)$$

avec :

ϵ_{ij}^e Déformation élastique.

ϵ_{ij}^p Déformation plastique.

Se basant sur les travaux de Drucker et de Hill cités ci-dessus, Lade (1993; 1997 ; 2002) a défini théoriquement et expérimentalement une ligne d'instabilité dans le plan « q-p' ». L'auteur a prouvé que le postulat et le critère proposés par Drucker et de Hill ne sont pas des conditions nécessaires pour la stabilité. Cette ligne d'instabilité est formée par la droite joignant les pics de la contrainte déviatorique « q » qui correspond au sommet des surfaces de charge, passant par l'origine du plan

« q-p' ». Dans la région au-dessus de cette ligne, le sol se déforme plastiquement (Figure 1.3), cette droite d'instabilité n'est pas intrinsèque du sol, elle n'est pas unique, la position de cette ligne varie en fonction de la densité initiale du matériau (Benahmed,2001).

La ligne d'instabilité est définie à partir des conditions de chargement, et la zone d'instabilité est définie à partir des conditions de drainage. Ceci explique pourquoi les instabilités peuvent se manifester dans les conditions drainées aussi bien que non drainées sous un chemin de contrainte (Chu et al. 2003). Le domaine entre la ligne de l'état critique où le seuil de plasticité est atteint (la ligne de rupture) et la ligne d'instabilité présente une région potentiellement instable sous certaines conditions. La figure 1.3 indique les zones pouvant apparaître des lignes d'instabilité dans le plan q-p'.

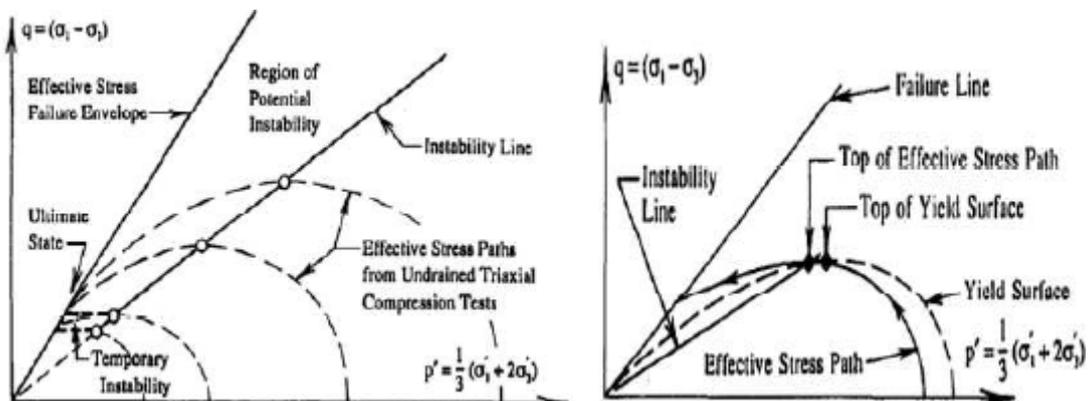


Figure 1. 3: Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ (Lade. 1993).

La figure 1.4 illustre les résultats des essais triaxiaux non drainés du sable dense de Cambria sous des contraintes de confinement de 34 MPa réalisés par Lade et Yamamuro 1997. Les essais se sont déroulés à des vitesses constantes comprises entre 0.0042 %/mn et 0.74 %/mn. Les auteurs ont remarqué que la vitesse de déformation n'a pas d'influence sur la position de la ligne d'instabilité.

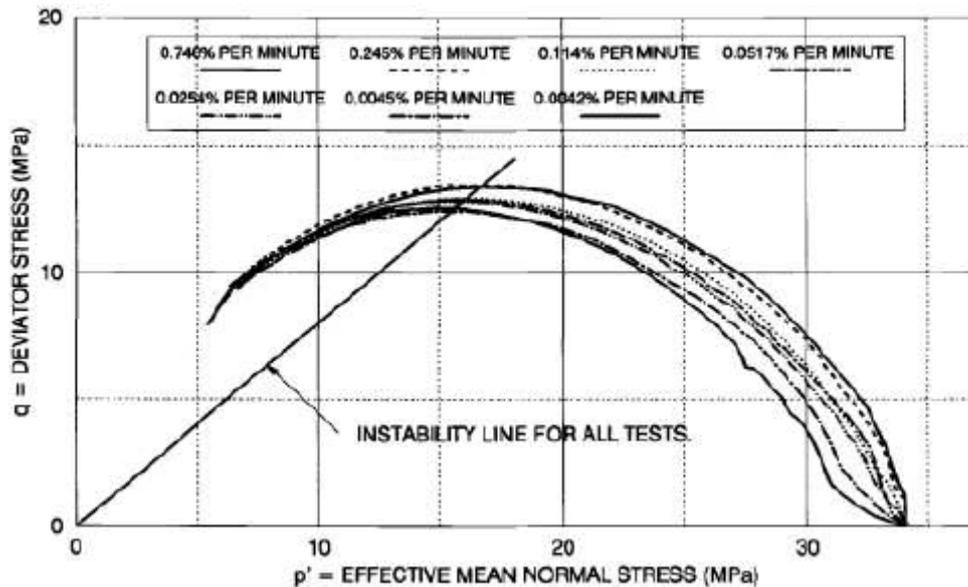


Figure 1. 4: Localisation de la ligne d'instabilité dans le plan $q - p'$ pour les essais de compression triaxiale non drainée sur du sable dense de Cambria (Lade et al. 1997).

c) Etat critique :

La figure 1.5 présente l'aspect de rupture d'un sol pulvérulent, sous une même contrainte de confinement mais avec deux niveaux d'indice de densité relative I_D différents. Les échantillons sont soumis à un chargement sous cellule triaxiale conventionnelle en déplacement contrôlé dans des conditions drainées. A la lumière du comportement des sols lâches (I_D faible) et denses (I_D élevé) représenté sur cette figure, nous pouvons constater que les indices des vides convergent vers une valeur commune lorsque la déformation augmente, soit l'indice des vides critique e_{cr} tel que définit par Casagrande : Il correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée.

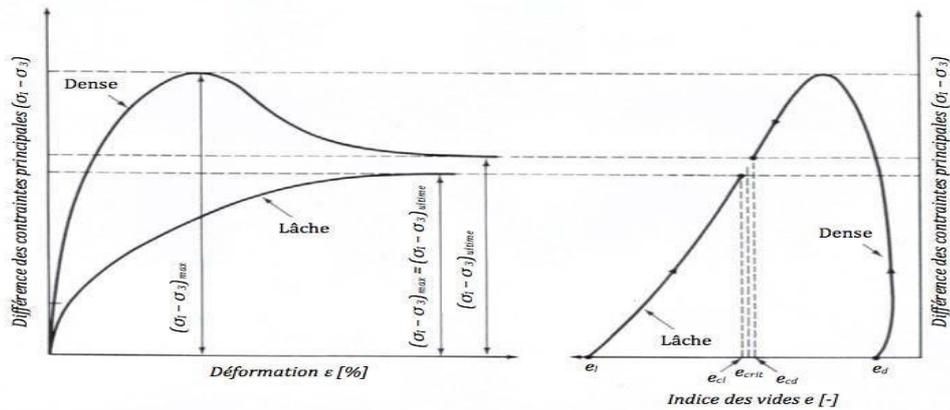


Figure 1. 5: Comportement contrainte-déformation durant des essais triaxiaux en conditions drainées sur des échantillons lâche et dense d'un sable typique (Holtz et Kovacs 1991).

Casagrande 1976,a constaté en plus que l'indice des vides critique est fonction de la contrainte normale σ_n , et représente l'ensemble de ces points dans le plan $(e-\sigma_n)$ par la ligne de l'indice des vides critique notée "e". Cette ligne délimite les états initiaux pour lesquels le sol est dilatant ou contractant. Donc, cette droite constitue une frontière entre les états pour lesquels un échantillon de sol est susceptible ou non de liquéfier : un sol saturé dont l'état initial $(e-\sigma_n)$ est au-dessus de cette ligne est apte à la liquéfaction, alors qu'un sol avec un état initial en dessous est quasiment résistant au phénomène de liquéfaction (figure1.6).

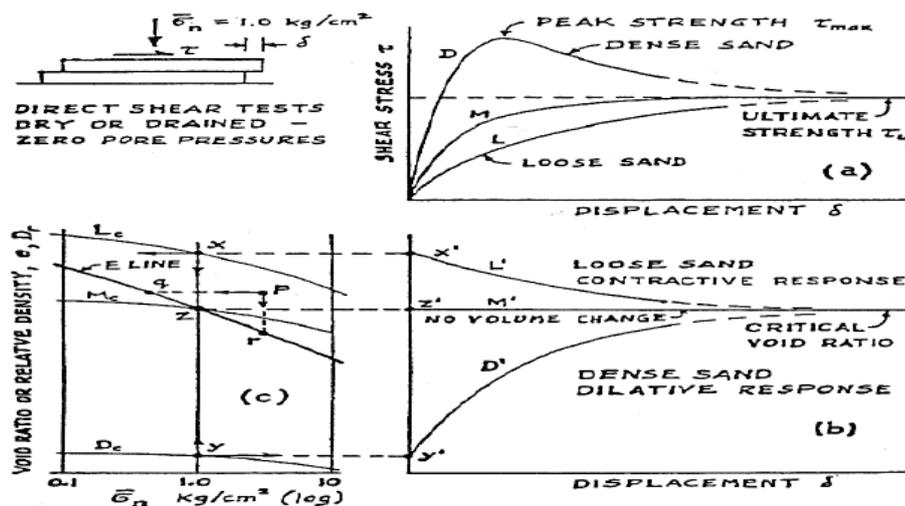


Figure 1. 6: Mise en évidence de la ligne d'état critique à l'appareil de cisaillement Direct (d'après Casagrande, 1976)

La différence de comportement entre les sols contractants et dilatants de densité différente peut être observée à la [figure 1.7](#) qui représente, dans le plan de la contrainte effective σ' et de l'indice des vides e , les chemins de contraintes au sein de sols saturés sous diverses conditions de drainage (drainée/non drainée) et de chargement (monotone/cyclique).

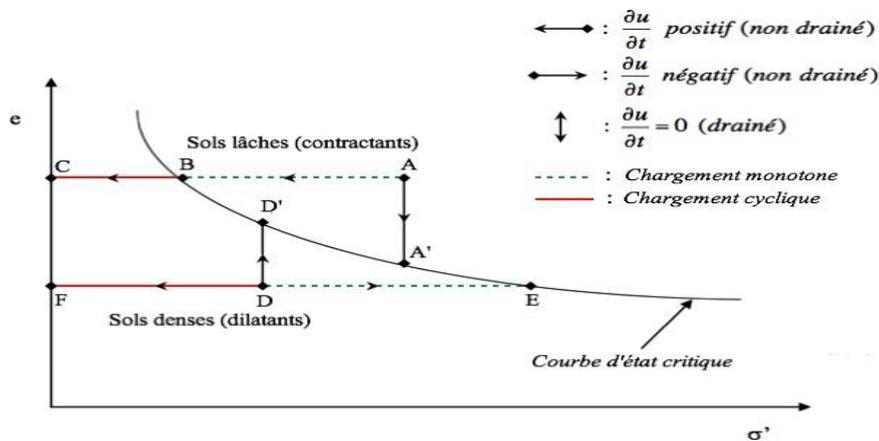


Figure 1. 7: Schéma de comportement de sols lâches et denses soumis à chargement monotone ou dynamique en conditions saturées ([Kramer 1996](#))

Dans le cas de conditions drainées, l'indice de vide diminuera sans augmentation des pressions interstitielles. Le chemin de contrainte au sein du volume de sol est dans ce cas représenté par le segment de droite A-A' sur la [figure 1.7](#). En conditions non drainées le cheminement vers un état plus dense est empêché puisque volume et indice des vides restent constants. Le volume de sol répond par une augmentation de la pression interstitielle, et donc une diminution des contraintes effectives. Le chemin de contrainte est alors représenté par le segment A-B sur la [figure 1.7](#), pouvant se prolonger de B à C lors de l'application d'un chargement cyclique.

d) Etat caractéristique :

La [figure 1.8](#) ci-dessous permet de visualiser le contexte réel de l'état caractéristique des matériaux soumis à des sollicitations du types statique ou dynamiques .Il a été bien défini éclairci par [Luong 1978](#), [Habib et Luong 1978](#) et [Sidaner 1981](#) ; il correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan des contraintes (q, p') , cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Elle sépare le domaine surcaractéristique dilatant et le domaine subcaractéristique contractant. [Phong 1980](#) a montré que le niveau de contrainte pour lequel le taux de génération de surpression interstitielle s'annule correspond au seuil de contrainte pour lequel le taux de déformation

volumique s'annule en condition drainée, et que le concept d'état caractéristique reste cohérent lorsque l'on soumet les éprouvettes de sable à des chemins de contrainte triaxiaux différents.

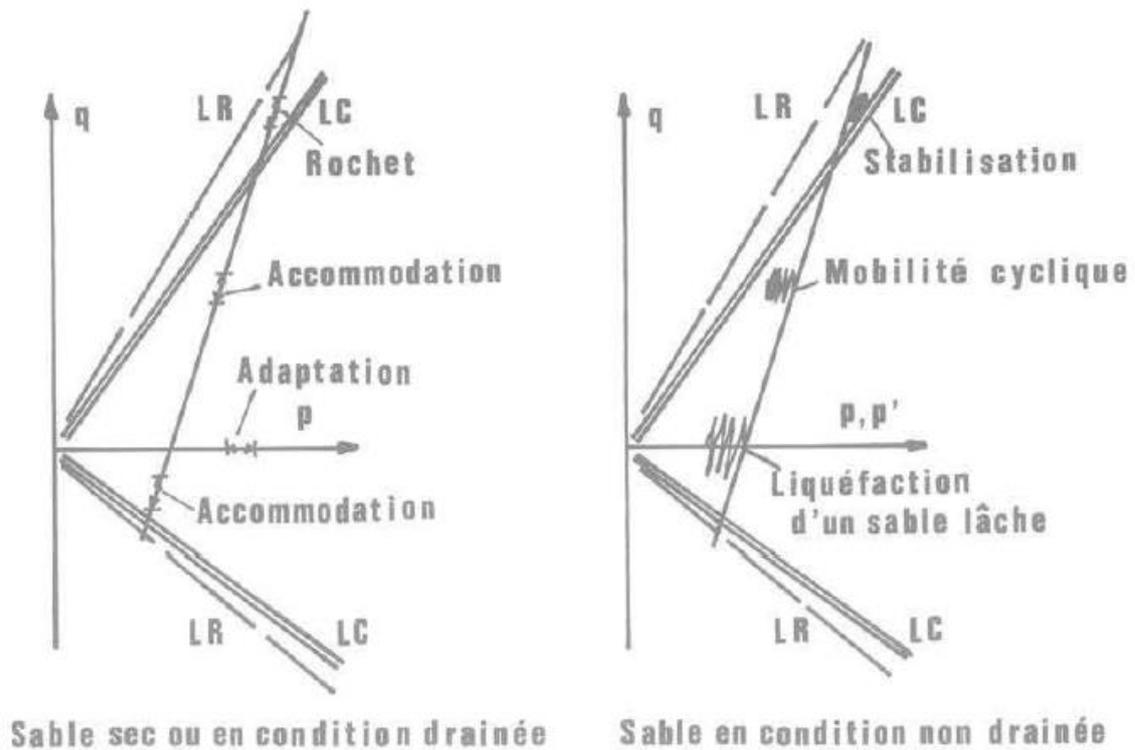


Figure 1. 8 : *Differents phenomenes cycliques observes sur le trajet triaxial conventionnel (Phong 1980).*

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux déformation volumique nul (Touati 1982)(figure 1.9); en condition non drainée, celui-ci se traduit par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle (u). Le chemin de contraintes effectives remonte le long de la droite d'état caractéristique (figure 1.10) d'après Mohkam 1983. Le concept d'état caractéristique est très intéressant pour étudier le comportement des sables denses drainés et non drainés sous sollicitation cyclique, notamment pour interpréter le phénomène de mobilité cyclique.

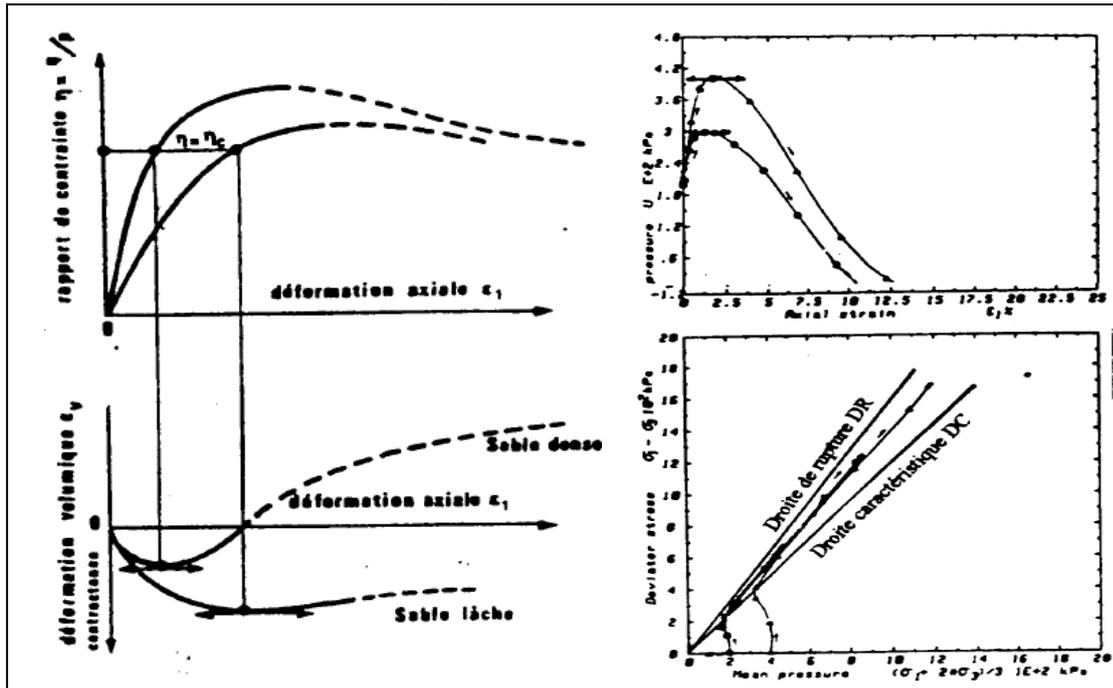


Figure 1.9 : Etat caractéristique d'un essai drainé (D'après Touati 1982).

Figure 1.10 : Etat caractéristique d'un essai non drainé (Mohkam 1983).

1.2.2. Description de base du sol renforcé :

Nous décrivons dans ce paragraphe quelques objectifs visés d'un sol renforcé au liant hydraulique dans la technique d'amélioration des sols de fondations superficielles et /ou profondes.

- Définition

Lorsque les sols posent des problèmes de tassements, de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, les améliorations et les renforcements de sol sont en général la première option étudiée car ils peuvent permettre de préserver le mode de fondation le plus économique et le plus simple à mettre en œuvre, à savoir les fondations superficielles.

Les normes internationales définissant la capacité en terme de stabilisation d'un sol étant défini comme étant, la modification des propriétés d'un système complexe sol-eau-air pour obtenir des propriétés permanentes compatibles avec une application pratique sur le terrain.

Mais la stabilisation est un problème complexe car de très nombreux paramètres interviennent. Il faut en effet connaître : les propriétés de la terre, les améliorations

envisagées, l'économie du projet, les techniques de mise en œuvre de la terre choisie pour le projet et la maintenance du projet réalisé (Houben 2006).

La base du concept de mélange du sol avec ces types de renforts, a été posée il y a plus de 50 ans dans les États-Unis, mais l'objet principal de la recherche, les techniques et concept pour le mélange du sol moderne de la technologie ont été élaborés et utilisés au Japon et de la Suède, au cours des cinq dernières décennies pour ne citer les travaux de Bruce et al. 2000.

Des études approfondies ont été menées sur la stabilisation de sols à l'aide d'additifs divers comme le ciment, la chaux, cendres volantes, les déchets industriels, la chaux-cendres volantes de ciment mélangé, ainsi que la poussière de four à ciment, émulsions de bitume et polymère de stabilisants, dont le but est d'améliorer l'ingénierie Propriétés de sol ayant une teneur en eau élevée. Parmi ces chercheurs on peut citer les travaux de : Consoli et al. 2010, Marri 2010, Schnaid et al. 2001, Akpokodje 1985, Walker 1995.

Les résultats obtenus par Ahnberg 2005, voir figure 1.11, ont montré que l'augmentation de résistance des sols mous avec le temps après la stabilisation est régie par un certain nombre de facteurs tels que le type et la quantité de liant, la combinaison d'efforts, de la température et les facteurs de contraintes pendant la période de durcissement.

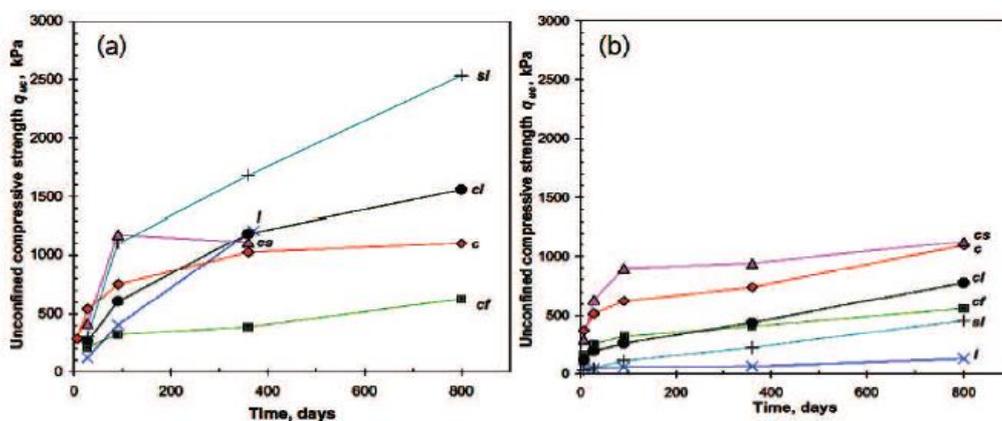


Figure 1. 11 Exemples de variation de résistance mesurée avec le temps après mélange Loftabro pour (a) de l'argile et (b) avec de l'argile de Linköping le ciment, la chaux et divers liants composite (50:50). c = ciment, l = chaux, s= slag, f = cendres volantes, Binder quantité 100 kg/m^3 (Ahnberg 2005).

- Objectifs :

Les principaux objectifs de stabilisation des sols tels que évoquées par (Winterkorn 1975; Nations Unies 1992; Symons 1999) se focalisent sur les points suivants :

- l'obtention de meilleures caractéristiques mécaniques de la terre (augmenter les résistances à la compression, à la traction et au cisaillement),
- la réduction de la porosité et les variations de volume (réduire le retrait et le gonflement à l'eau),
- l'amélioration de la résistance à l'érosion du vent et de la pluie (réduire l'abrasion de surface et la perméabilité à l'eau).

1.2.3. 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 1.12 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** : Les propriétés d'une terre peuvent être modifiées en intervenant sur la texture : mélange contrôlé de fractions de grains différentes (argile et sable) par vibration, gel, dégel.
- **Mécanique** : La stabilisation mécanique est le terme général utilisé pour la stabilisation du sol par inclusion de fibre ou compactage. Ce procédé modifie les propriétés de la terre (la densité, la compressibilité, la perméabilité et la porosité), en intervenant sur la structure.
- **Chimique** : La stabilisation de la terre est assurée par l'ajout d'autres matériaux ou de produits chimiques tels que ciment, chaux, les enzymes ou la résine polymère qui modifient ses propriétés, soit du fait d'une réaction physicochimique entre les

particules de la terre et le produit ajouté soit en créant une matrice qui lie ou enrobe les particules. On peut citer, en particulier du ciment, de la chaux, du bitume, et de sous-produits industriels. Le choix et la quantité de matériau ou de produit chimique à ajouter dépendent de la nature du sol et du degré d'amélioration de la qualité du sol souhaité (Akpodje 1985). Le traitement du matériau terre par des produits chimiques se fait pratiquement de deux manières :

- a. Un traitement dans la masse (introduction dans la masse du sol d'une quantité minimale de stabilisant).
- b. Un traitement de surface (enduits, badigeons, hydrofuges), pour protéger la surface par imprégnation sur la partie exposée (Ghoumari 1989).

La concomitance entre les deux méthodes physique et mécanique (représentés par des flèches verticales dans la figure 1.12), 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 1.12 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 (Michalowski et Zhao 1996; Sawicki 1983).

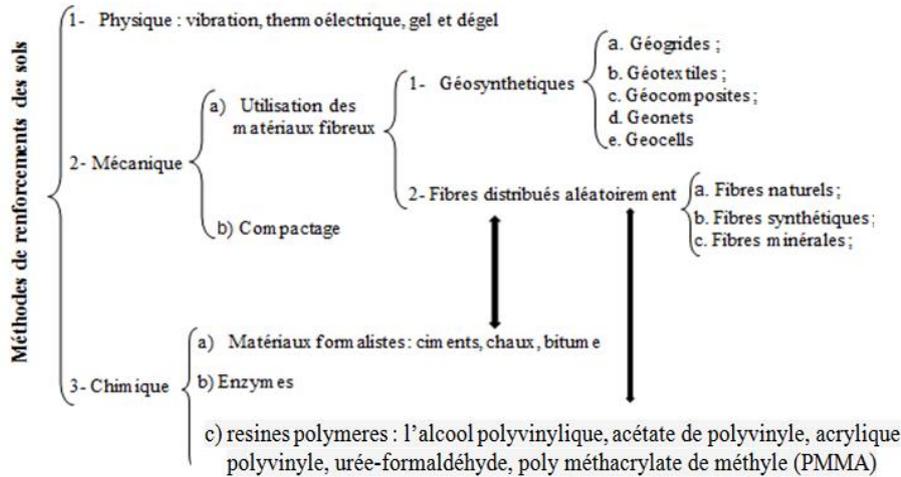


Figure 1. 12 Différentes procédures de renforcement des sols (d'après Hejazi et al. 2012).

1.3. Les liants :

Les liants se divisent en deux grandes familles schématisées comme suit :

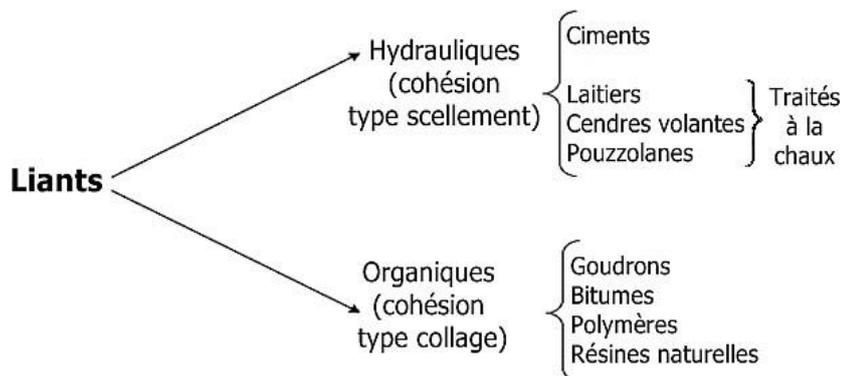


Figure 1. 13 : Classifications des liants (Livet 1990).

1.3.1. Les liants hydrauliques :

Ce sont des produits d'origine minérale ayant une bonne cohésion, tout à base de chaux qui va réagir avec l'argile par échange cationique, floculation et agglomération, carbonatation et par réaction pouzzolanique, ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par floculation et échange cationique;
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant, c'est la réaction pouzzolanique

(A.Bekkouche 2002).

Il s'agit d'un mélange d'un ou plusieurs constituants qui présentent l'une ou plusieurs des propriétés suivantes :

1. des propriétés hydrauliques, ils forment par réaction avec de l'eau des composés hydratés stables très peu solubles dans l'eau;
2. des propriétés pouzzolaniques, ils ont la faculté de former à température ordinaire, en présence d'eau, par combinaison avec la chaux, des composés hydratés stables;
3. des propriétés physiques qui améliorent certaines qualités du ciment (accroissement de la maniabilité et de la compacité, diminution du ressuage...)

Après avoir présenté les principales propriétés de ces constituants, nous allons les décrire plus précisément

Il a fallu attendre la fin du XVIII^e siècle pour que la science et la technique naissante entrevoient le mécanisme de la prise et jettent les bases de l'industrie cimentière. Dès 1825, le ciment Portland artificiel, ainsi appelé car, après durcissement, son aspect rappelait celui de la pierre calcaire de l'île de Portland, était fabriqué industriellement en Angleterre et vers 1850 en France grâce aux travaux réalisés par Louis Vicat. Par la suite, ces liants ont été utilisés pour le traitement des sols, dès les années 1960 en France. Cette partie va décrire la grande diversité de types de liant hydraulique utilisés lors de travaux de terrassement.

1) *Ciment*

Le ciment est un produit moulu du refroidissement du clinker qui contient un mélange de silicates et d'aluminates de calcium porté à 1450 – 1550 °C, température de fusion.

Elle est défini selon la norme NF P15 301, comme une fine mouture inorganique qui gâchée avec l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit. Le ciment portland est constitué d'un mélange de clinker, de gypse (Taylor 1997) et d'ajouts minéraux, le ciment est majoritairement composé de quatre phases anhydres.

Tableau 1. 2: Composition chimique en oxydes d'un ciment ordinaire et notation cimenterie (Hyvert, 2009).

Oxydes	CaO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	CaSO ₄	H ₂ O	SO ₃
--------	-----	--------------------------------	------------------	--------------------------------	-------------------	------------------	-----------------

Composition	50-70%	5-10%	15-30%	5-10%	0-5%	0-2%	0-5%
Notation cimenterie	C	A	S	F	CS	H	S

Le ciment usuel est aussi appelé liant hydraulique, car il a la propriété de s'hydrater et de durcir en présence d'eau car cette hydratation transforme la pâte liante, qui a une consistance de départ plus ou moins fluide, en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. Ce durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium. L'expression de « pâte de ciment durcissant » sera utilisée pour désigner la pâte de ciment dans la transformation d'un état plus ou moins fluide en un état solide.

Le ciment ordinaire anhydre est constitué de clinker Portland, de gypse et éventuellement d'additions telles que les cendres volantes, le laitier granulé de haut fourneau, la fumée de silice, pouzzolanes naturelles..., etc.

a) Les différentes méthodes de fabrication du ciment

IL existe quatre méthodes de fabrication du ciment :

- Fabrication du ciment par voie humide (la plus ancienne).
- Fabrication du ciment par voie semi-humide (en partant de la voie humide).
- Fabrication du ciment par voie sèche (la plus utilisée).
- Fabrication du ciment par voie semi-sèche (en partant de la voie sèche).

b) Principe de fabrication du ciment Portland

Le ciment Portland est un mélange de clinker et de sulfate de calcium (Lea 1971 et Gosh 1983). Le clinker est obtenu à la suite de réactions chimiques qui se produisent à haute température (environ 1450°C) et qui transforment la matière première constituée essentiellement de calcaire (80%), d'argile (20%) et de fer en silicates et en aluminates de calcium. Le ciment résulte d'un broyage très fin du clinker. Lors de la phase de broyage, du gypse (5% en poids) est ajouté pour mieux maîtriser le temps de prise. A ce niveau, éventuellement d'autres constituants minéraux associés, parmi ces substances figurent la pouzzolane naturelle, les cendres volantes, les laitiers de hauts fourneaux, le calcaire....etc. La figure 1.14 illustre le processus général de fabrication du ciment généré depuis sa phase initiale (carrière) à sa phase finale (sortie du clinker).

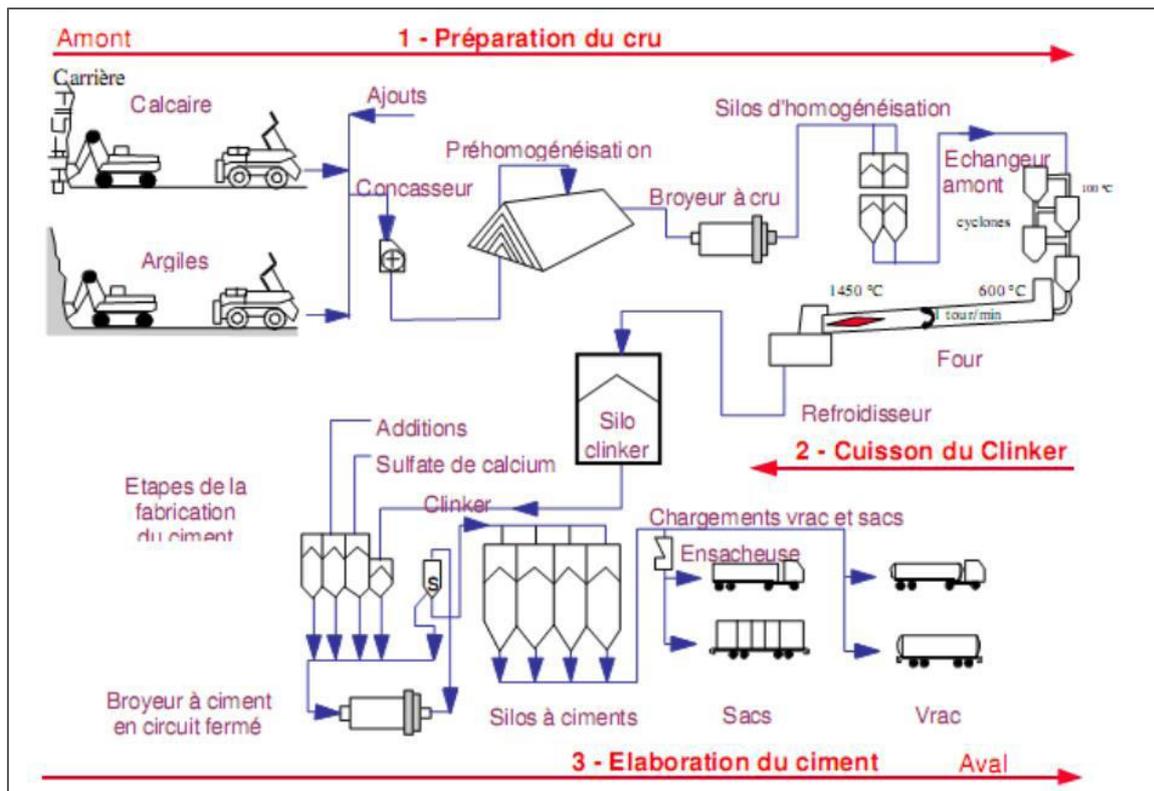


Figure 1. 14:Le processus de fabrication du ciment Portland. (Guerandel 2009)

Le composé de base des ciments actuels est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux (CaO) avec la silice (SiO_2), l'alumine (Al_2O_3), et l'oxyde de fer (Fe_2O_3). La chaux nécessaire est apportée par des roches calcaires, l'alumine, la silice et l'oxyde de fer par des argiles. Les matériaux se trouvant dans la nature sous forme de calcaire, argile ou marne et contiennent en plus des oxydes déjà mentionnés, d'autres oxydes et en particulier l'oxyde ferrique Fe_2O_3 .

Le principe de fabrication du ciment est le suivant : calcaires et argiles sont extraits des carrières, puis concassés, homogénéisés, portés à haute température (1450 °C) dans un four. Le produit obtenu après refroidissement rapide (la trempe) est le clinker.

Un mélange d'argile et de calcaire est chauffé. Au début, on provoque le départ de l'eau de mouillage, puis au-delà de 100 °C, le départ d'eau d'avantage liée. A partir de 400°C commence la composition en gaz carbonique (CO_2) et en chaux (CaO) et du calcaire qui est le carbonate de calcium (CaCO_3).

Le mélange est porté à 1450-1550 °C, température de fusion. Le liquide ainsi obtenu permet l'obtention des différentes réactions. On suppose que les composants du ciment sont formés de la façon suivante : une partie de CaO est retenue par l' Al_2O_3 et le Fe_2O_3 en formant une

masse liquide. Le SiO₂ et le CaO restant réagissent pour donner le silicate bicalcique dont une partie se transforme en silicate tricalcique dans la mesure où il reste encore du CaO non combiné.

Le clinker se retrouve sous forme de billes ayant un diamètre de 3 à 25 mm. Par la suite, le clinker est refroidi et broyé, puis on ajoute une faible quantité de gypse (environ 3 % de la masse de ciment) pour contrôler la prise du ciment. Le produit ainsi obtenu constitue le ciment Portland.

Les ciments sont regroupés en cinq types principaux en fonction de leur composition (Hyvert 2009) :

- CEM I : ciment Portland;
- CEM II : ciment Portland composé;
- CEM III : ciment de haut-fourneau;
- CEM IV : ciment pouzzolanique;
- CEM V : ciment composé (le ciment au laitier et aux cendres).

La proportion (en masse) des différents constituants est indiquée dans le (Tableau 1.3) Les constituants marqués d'une étoile (*) sont considérés comme constituants secondaires pour le type de ciment concerné; leur total ne doit pas dépasser 5%. (Les fillers sont considérés comme des constituants secondaires).Le tableau 1.3 indique une variété de ciment utilisé dans le domaine de l'ingénierie de la construction.

Tableau 1. 3:Désignation des différents types de ciment en fonction de leur composition. (Neville , 2000)

	Cim, portland	Ciment portland composé		Ciment de haut fourneau			Ciment pozzolanique		Ciment au laitier et aux cendres	
	CPA-CEM I	CPJ-CEM II/A	CPJ-CEM II/B	CHF-CEM III/A	CHF-CEM III/B	CLK-CEM III/C	CPZ-CEM IV/A	CPZ-CEM IV/B	CLC-CEM IV/A	CLC-CEM IV/B
Clinker (K)	95%	80% ≤94%	65% ≤79%	35% ≤64%	20% ≤34%	5% ≤19%	65% ≤90%	45% ≤64%	40% ≤64%	20% ≤39%
Laitier (S)	*	6%≤	21%≤	36% ≤65%	66% ≤80%	81% ≤95%	*	*	18% ≤30%	31% ≤50%
pouzzolanes (Z)	*	total	total	*	*	*	10%≤ total	36%≤ total	18%≤ total	31%≤ total
Cendre siliceuses (V)	*	≤20%	≤35%	*	*	*	≤35% (fumée)	≤55% (fumée)	≤30%	≤50%
Fumée de silice (D)	*	(fumée)	(fumée)	*	*	*	≤10%	≤10%	*	*
Cendre calcaïques (W)	*	de	de	*	*	*	*	*	*	*
Schistes (T)	*	silice	silice	*	*	*	*	*	*	*
Calcaires (L)	*	≤10%)	≤10%)	*	*	*	*	*	*	*
Fillers (F)	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Les liants hydrauliques routiers sont des liants hydrauliques destinés aux travaux de terrassement routiers, notamment pour la réalisation d'assises de chaussées, de couches de forme et de terrassements. Ils sont conformes à la norme NF P15-108. Cette norme donne des exigences de qualité moins restrictives que celle des liants hydrauliques. En effet, par exemple, elle donne des exigences au niveau de la proportion des divers constituants avec des tolérances plus fortes.

Le ciment comporte des silicates, aluminium et sulfates de calcium. Lors de l'hydratation, le ciment forme de la chaleur éteinte appelée portlandite. Les réactions entre le sol, le ciment et l'eau commencent par un échange de cations puis la production d'agents de cimentation. L'interaction d'un liant (chaux ou ciment) avec les particules fines d'un sol induit une suite de phénomènes physico-chimiques complexes à cinétique très variable modifiant les propriétés mécaniques du sol. Cela se traduit notamment par une amélioration de sa maniabilité, de sa résistance à la compression et de sa portance. Ces évolutions sont le résultat d'une succession

de deux types de réactions physico-chimiques suivantes (Lasledj 2009 ; Khattab et al. 2007 ; Al-Rawas & Goosen 2006).

- A court terme, des échanges cationiques entre Ca^{2+} apporté par la chaux ou la portlandite du ciment et les cations interfoliaires des minéraux argileux du sol, suivi d'une floculation/agglomération des particules argileuses.

- A moyen et long terme, des produits cimentaires secondaires (silicates et aluminates de calcium hydratés C-S-H/C-A-H/C-S-A-H) se forment et changent la structure des particules. On parle alors de réactions pouzzolaniques qui se poursuivent à très long terme dans des stades avancés de l'interaction.

Ces deux phénomènes qui conditionnent le comportement hydromécanique du sol traité dépendent quant à eux de plusieurs paramètres tels que la température (Al-Mukhtar et al. 2010) et l'humidité.

c) Hydratation :

Le terme "hydratation" dans le domaine du ciment désigne l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre les constituants du ciment et l'eau. On distingue en réalité dans la pâte de ciment en cours d'hydratation deux types d'évolutions: une évolution chimique et une évolution mécanique Pliskin et Berard-Bergery 1993

L'hydratation du ciment s'opère par dissolution des solides anhydres et précipitation d'hydrates qui forment une structure mécaniquement stable (théorie de Le Chatelier). Elle passe par quatre étapes clairement mises en évidence par calorimétrie (Figure 1. 15) :

1. phase de pré-induction de quelques minutes caractéristique du mouillage et de la dissolution initiale des grains,
2. phase d'induction, ou période d'inertie thermique, dont la durée, le plus souvent de quelques heures, dépend du nombre de germes d'hydrosilicates(C-S-H) formés dès la mise en contact du ciment avec la solution de gâchage et du contenu de la solution,
3. phase d'accélération, coïncidant approximativement avec le début de prise, et contrôlée par la croissance libre des hydrates sur les grains de ciment,
4. phase de décélération (après 6 à 24 h pour les ciments à base de clinker Portland à

température ordinaire), due au recouvrement total des grains de ciment par les hydrates, les réactions s'étant alors contrôlées par la dissolution de l'anhydre et par la diffusion à travers ces couches d'hydrates.

Cette dernière étape, qui correspond à une densification progressive du matériau, peut se prolonger pendant plusieurs mois, voire plusieurs années.

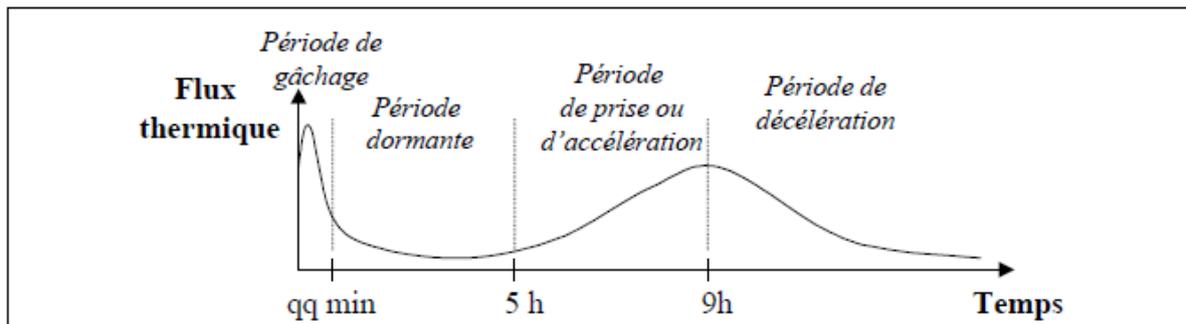


Figure 1. 15: Flux thermique dégagé par une pâte de ciment Portland en cours d'hydratation (l'échelle de temps est donnée à titre indicatif) (Bouasker 2007).

L'hydratation des silicates de calcium anhydres C₃S et C₂S donne naissance à la portlandite Ca(OH)₂ et au gel silicaté de composition variable C_xSH_y (noté de façon simplifiée C-S-H) responsable de la cohésion du milieu. Le C₃S, presque totalement consommé à 28 jours, confère rapidement au ciment une résistance élevée. Le C₂S, qui s'hydrate dans un second temps, permet au contraire d'atteindre des résistances élevées à moyen et long terme. Selon Brunauer et al, 1960, le C₂S n'est hydraté qu'à 72% à 17 mois et 87% au bout de quatre ans et demi.

L'aluminate tricalcique C₃A présente une réactivité importante dans l'eau ou dans une solution saturée par rapport à la portlandite. La précipitation des hydro aluminates de calcium qui en résulte induit une rapide perte d'ouvrabilité de la pâte de ciment. Pour éviter ce raidissement, du sulfate de calcium est introduit en petite quantité sous forme de gypse CaSO₄.2H₂O, de semi-hydrate CaSO₄.0,5H₂O ou d'anhydrite CaSO₄. Dans ces conditions, la phase la moins soluble est l'ettringite (C₃A. CaSO₄.32 H₂O). Cette phase se forme tant que la concentration de sulfates en solution est suffisante. Lorsque tous les sulfates sont épuisés, ce sont les hydro aluminates de calcium comme C₄AH₁₃ ou ses homologues monosubstitués (monosulfoaluminate de calcium, monocarboaluminate de calcium...) qui précipitent. L'alumino-ferrite tétracalcique C₄AF, constitué d'une solution solide de C₂A et C₂F, donne des hydrates analogues au C₃A par simple substitution Al³⁺-Fe³⁺ lorsque l'hydratation est

réalisée en présence d'hydroxyde de calcium. Les produits d'hydratation des différentes phases du clinker sont récapitulés dans le [Tableau 1.4](#)

Tableau 1. 4: Produits d'hydratation du clinker

Anhydres	Hydrates
C ₂ S, C ₃ S	C-S-H, CH
C ₃ A	<p>C₃AH₆, C₄AH₁₃</p> <p>En présence de sulfate de calcium : C₃A.3CaSO₄.32H₂O ettringite C₃A.CaSO₄.12H₂O monosulfoaluminate de calcium hydraté</p> <p>En présence de CaCO₃ : C₃A.CaCO₃.11H₂O monocarboaluminate de calcium hydraté</p>
C ₄ AF	<p>C₃(A,F)H₆, C₄(A,F)H₁₃</p> <p>En présence de sulfate de calcium: C₃(A,F).3CaSO₄.32H₂O C₃(A,F).CaSO₄.12H₂O</p> <p>En présence de CaCO₃ : C₃(A,F).CaCO₃.11H₂O</p>

2) Le clinker

Le clinker est un produit constitué principalement de silicates et d'aluminates de calcium anhydres, obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle (clinkérisation) (1450°C) d'un mélange dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile. Ces constituants anhydres formés lors de la clinkérisation sont une combinaison des éléments suivants : CaO, SiO₂, Fe₂O₃ et Al₂O₃. On distingue : l'alite ou silicate tricalcique C₃S, la bélite ou silicate bicalcique C₂S, et la célite, mélange d'aluminate tricalcique C₃A et d'alumino-ferrite tétracalcique C₄AF.

L'hydratation du clinker donne des silicates de calcium hydratés de formule générale (CSH), des aluminates de calcium hydraté (CAH) et de la portlandite (CH). Les équations d'hydratation des principaux constituants du clinker sont :

- pour C₃S : $2C_3S + 6H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3CH$ (3)
- pour C₂S : $2C_2S + 4H \rightarrow C_3S_2H_3 + CH$ (4)
- pour C₃A : $C_3A + 13H + C \rightarrow C_4AH_{13}$ (5)

La réaction du C3A pur avec de l'eau est très violente et conduit à une prise éclair. Pour éviter ce phénomène, on ajoute du gypse (CaSO₄.2H₂O) au clinker. Le gypse va alors permettre de

réguler la prise hydraulique. Le produit de l'hydratation du C3A en présence de gypse est l'ettringite dite primaire, selon la réaction suivante :



3) La chaux :

L'utilisation de la chaux dans la stabilisation des sols est connue depuis l'antiquité. Elle a été utilisée comme stabilisant de la chaussée par les Romains et d'autres civilisations anciennes [Jarrige, 1989](#). La chaux est une matière généralement poudreuse et de couleur blanche, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Chimiquement, c'est un oxyde de calcium avec plus ou moins d'oxyde de magnésium, mais la désignation usuelle de chaux peut englober différents états chimiques de ce produit. On les distingue notamment dans le langage courant par rapport à leurs utilisations dans la construction :

- La chaux vive est le produit direct de calcination du calcaire, principalement de l'oxyde de Calcium (CaO).
- La chaux aérienne, ou chaux éteinte, est obtenue par la réaction de la chaux vive avec de l'eau. Elle est constituée surtout d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂). Elle est dite « aérienne », car elle réagit avec le CO₂ de l'air.
- La chaux hydraulique contient en plus des silicates et des aluminates, car elle provient de calcaires argileux. Elle est appelée « hydraulique » parce qu'elle durcit en présence d'eau.
- Tous les types de chaux peuvent être employés, mais la préférence est donnée néanmoins aux chaux aériennes qu'aux chaux hydrauliques ([Doat 1979](#)). La chaux est surtout conseillée pour les sols contenant une fraction argileuse de 20 % et les sols ayant un indice plasticité IP > 17 avec une limite de liquidité LL > 40.

1.3.2. Les liants organiques

Ce sont des produits de type colle susceptible d'une bonne adhésion au squelette minéral, il existe deux sortes :

- Les mono-composants qui ont un caractère thermoplastique, à titre d'exemple : les goudrons;
- Les bi-composants qui doivent être mélangés au moment de la mise en œuvre. Le

résultat est entre le collage thermoplastique des mono-composants et le scellement des liants hydrauliques par exemple les polymères (A.Bekkouche 2002).

En génie civil, On utilise les liants organiques dans trois domaines principaux :

- Pour la réalisation de revêtement routiers (enrobés pour bétons bitumineux, enduits superficiels, couches de base de type grave-bitume);
- Pour la réparation d'ouvrages en béton hydraulique fissuré, le ragréage des surfaces, pour l'assemblage par collage de pièces en béton hydraulique manufacturé, voir même pour la réalisation d'éléments de construction en béton de résine;
- Pour la protection des aciers par peintures, le marquage routier (signalisation horizontale) et la réalisation d'étanchéité (de tablier d'ouvrage ou de cuvelages), où les propriétés hydrophobes du liant sont utilisées conjointement à ses propriétés agglomérant.

1.3.3. Avantages de traiter le sol

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques et environnementaux.

- Avantages techniques :

Le traitement des sols permet la réalisation en remblais et en couches de forme présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. Cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure ainsi qu'un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel.

- Avantages économiques

La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport. Cette technique est très économique du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement.

- Avantages écologiques et environnementaux :

Cette technique permet une importante économie d'énergie, par la réduction des matériaux à transporter, à mettre en décharge donc une diminution des gênes à l'utilisateur et une réduction de la fatigue du réseau routier autour du chantier.

La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation de granulats, ressources naturelles non renouvelable.

1.3.4. La mise en œuvre du sol traité :

Le traitement à la chaux des sols argileux permet d'éviter le transport, valoriser les matériaux locaux, et implique une stabilisation des sols à des coûts très intéressants avant la mise en place des couches superficielles. Une application du traitement d'une marne argileuse avec 2% de chaux a été exécutée pour la construction d'un remblai routier localisé au niveau d'un axe secondaire de l'autoroute Est Ouest en Algérie. Le projet de construction de l'Autoroute EST OUEST tronçon Oued Fodda - Khemis Miliana prévoit le recours au traitement des sols à la chaux pour la construction du remblai au profit de l'axe secondaire situé au PK 5+800 section des 27 Km coté droit (figure 1.16 a). Le remblai a une hauteur de 10 m et est réalisé avec la marne provenant des déblais (marne stockée à Oued Boussouf). La distance entre le dépôt et le chantier de traitement est de l'ordre de 1200 m.

La réalisation des traitements de sols, requiert, suivant les cas de chantier un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant une organisation précise, un savoir-faire et des matériels spécifiques. En générale les opérations élémentaires sont les suivantes :

1) Epandage des matériaux

L'épandage des matériaux à traiter est réalisé par les engins de fragmentation mécanique : bulldozers, niveleuses interviennent pour réduire les matériaux à une mouture de classe 0/20 mm sur 30 cm. L'épandage de la chaux se réalise par sac sur le sol préalablement quadrillé (figure 1.16 b), chaque carré définit la surface sur laquelle un sac complet doit être répandu.

2) Malaxage

Le malaxage en couche étalée permet un rendement plus élevé dans des conditions de chantier adaptées, c.-à-d. des grandes surfaces sans obstacles (tuyaux, chambres de visite, etc.). Le malaxage s'effectue immédiatement (1/4 h) après l'épandage de la chaux pour éviter la dispersion de l'agent de traitement par le vent et la perte de réactivité de la chaux. Il faut veiller à ce que l'humidité du sol après traitement corresponde à l'optimum déterminer par l'étude en laboratoire. Le malaxage s'exécute par des passes longitudinales et transversales successives par : bulldozers, niveleuses, tracteur avec disque. Les opérations d'épandage et de malaxage sont menées de façon à limiter la production de poussière. (Figure 1.16 c)

3) Compactage

Le compactage des matériaux traités intervient après un éventuel nivellement en couches d'épaisseur compatible avec les performances des compacteurs, qu'ils soient à pneus, vibrants

ou à pieds d'attente. Un arrosage supplémentaire peut s'avérer indispensable. Il est également important que le compactage s'étende à toute l'épaisseur malaxée. C'est pourquoi les remblais sont généralement mis en œuvre par couches de 0,3m à 0,5m d'épaisseur. Le compactage de la marne traitée demande une attention toute particulière, la couche est compactée à la densité exigée avec un nombre de passes limité (3 à 4 passes) par un rouleau vibrant. (Figure 1.16 d)



Figure 1. 16: (a). Site du traitement, (b) Epannage de la chaux, (c) Malaxage, (d) Compactage du sol traité.

La dernière étape pour le traitement du sol c'est de protection de surface, cette protection superficielle (en général, un enduit gravillonné à l'émulsion de bitume) est destinée à imperméabiliser et à protéger la couche traitée des intempéries, de l'évaporation de l'eau et du trafic. Elle doit être réalisée dans les plus brefs délais après le compactage final. La figure 1.17 présente la mise en œuvre de sol traité par ciment.



Figure 1. 17: Protection de surface du sol traité par ciment.

1.4. Paramètres Influençant les sols cimentés :

Un liant hydraulique mélangé avec un sol va s'hydrater si la quantité d'eau est suffisante pour donner naissance à un certain nombre de constituants hydratés bien connus dans la chimie du ciment ou des liants hydrauliques. C'est la croissance des microcristaux formés et leur enchevêtrement progressif qui donne au mélange du liant avec le sol une certaine cohésion et une résistance qui croît avec le temps.

La vitesse et le taux d'hydratation dépendent principalement ([Peltier, 1957](#)):

- des constituants des liants hydrauliques;
- de la nature de sol ;
- de la teneur en eau;
- de la température;
- La pression de confinement;
- La densité.

1.4.1. Influence de la teneur en ciment :

Le ciment génère en fait des liens physiques entre les particules augmentant ainsi la résistance des sols. Pour les sols très peu argileux, les constituants hydratés du ciment enrobent et relient les grains entre eux, ce qui explique que la portance, la rigidité, les résistances mécaniques augmentent au cours du temps ([Vénuat, 1980](#)). Plusieurs chercheurs [Heathcote, 1994](#), [Walker, 1995](#), [Huang et al. 1998](#), ont montré que la contribution de la teneur en ciment dans

l'évolution de la résistance des sols reste primordiale.

1) Sur la résistance de cisaillement :

Tous les sols peuvent être améliorés en ajoutant un stabilisant, le plus souvent un stabilisant utilisé étant du ciment.

Le ciment Portland est un agent de cimentation ductile et le comportement du sol cimenté avec du ciment Portland dépend de la quantité de ciment et de la contrainte de confinement appliquée. Lorsque la teneur en ciment est faible dans le sol, la rigidité diminue avec l'augmentation de la pression de confinement. Cependant, lorsque le ciment le contenu augmente dans le sol, le sol garde sa rigidité.(Haeri et al. 2006).

Consoli et al. 2010 ont évoqué dans leurs travaux que l'ajout de ciment, même en petites quantités, améliore grandement la résistance du sol. La résistance à la compression non confinée a augmenté approximativement linéairement avec l'augmentation de la teneur en ciment. L'ajout de ciment dans le sable, jusqu'à 10% en poids de sable sec, augmentait considérablement la rigidité et la résistance maximale, et changeait le comportement du sable en un comportement nettement plus fragile. Consoli et al. 2009

Dans la Figure 1. 18, on présente quelques résultats obtenus lors des essais réalisés par Schnaid et al. 2001 à l'aide de l'essai triaxial non drainé. Les résultats ont montré une forte augmentation du déviateur sur un mélange de sable –ciment à divers pourcentage de ciment (0,1%, 3% et 5%).On constate aussi que le déviateur augmente jusqu'à un pic de 1400 kPa pour un taux de 5% de ciment.

En outre la déformation volumique $\frac{\Delta n}{V}$ des mélanges sable-ciment indique des valeurs négatives pour des déformations de 1% puis légère augmentation au-delà de 2% de déformation.

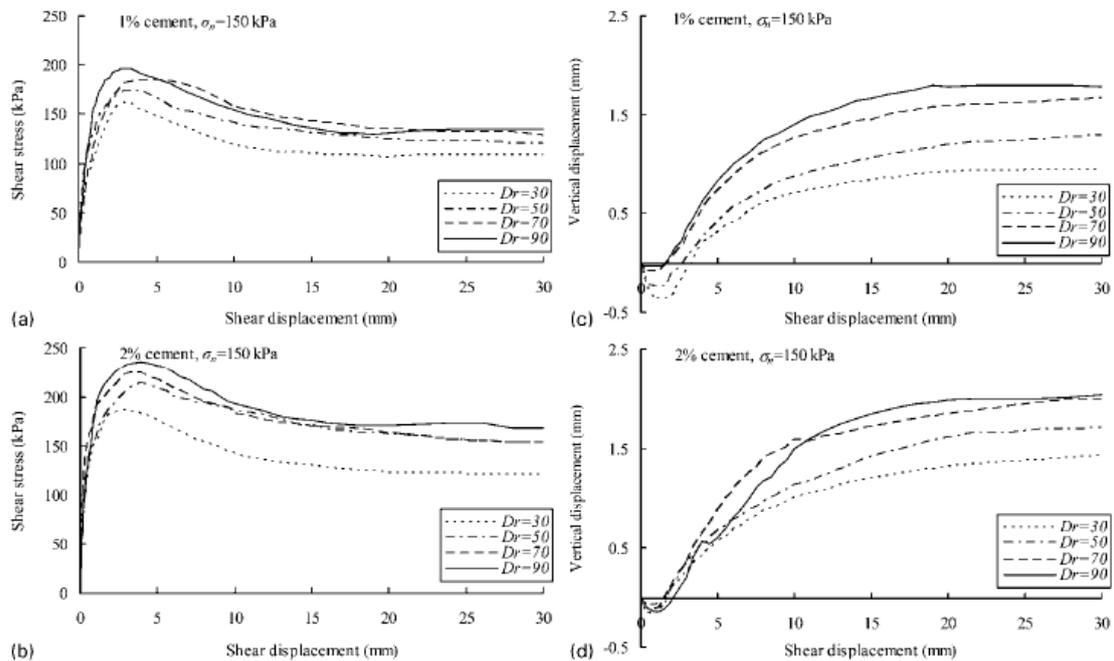


Figure 1. 18: Courbes de contrainte de cisaillement – déplacement de cisaillement et déplacement vertical – déplacement de cisaillement pour une pression de confinement de 150 kPa pour les échantillons cimentés.(Amini et al. 2013).

Le comportement mécanique d'un sable graveleux a été étudié en utilisant différents teneurs en ciment (Amini et al. 2014). Pour comprendre les effets de la cimentation sur les paramètres de résistance au cisaillement, quelques essais réalisés ont indiqué que la cimentation augmente la résistance au cisaillement maximale, suggérant une augmentation de la cohésion. Les spécimens cimentés présentent un mode de rupture fragile à basse pression de confinement avec transition en mode défaillance ductile à des pressions de confinement plus élevées. La Figure 1. 19. Présente les courbes de contrainte-déformation pour des éprouvettes cimentées ; ils montrent une contrainte maximale nette suivie d'une chute soudaine de la contrainte et du ramollissement des contraintes. Il n'y a pas de pic de contrainte de cisaillement évident pour les spécimens non cimentés et déstructurés. L'enveloppe de rupture est incurvée pour les spécimens cimentés.

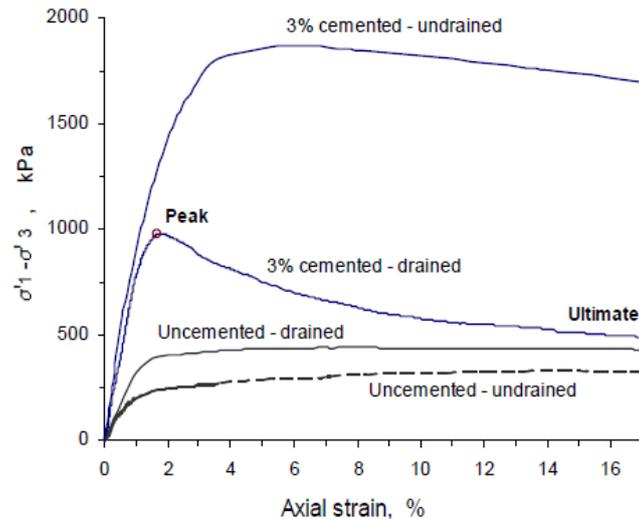


Figure 1. 19: Exemples de courbes contrainte-déformation de spécimens cimentés et non cimentés ($\sigma'_3 = 110$ kPa), (Asghari et al. 2004).

Dans les faibles teneurs en ciment et les basses pressions de confinement, la résistance au cisaillement la plus élevée des sols traité (ciment Portland, gypse et la chaux) appartient au sol cimenté avec du ciment Portland. Pour un confinement plus élevé des pressions telles que 500 kPa, la résistance au cisaillement du sol cimenté avec du ciment Portland tombe également plus bas que la résistance au cisaillement du sol cimenté avec de la chaux. donc le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement des sols cimentés avec le ciment Portland réduit l'augmentation de la contrainte de confinement lorsque la quantité du ciment est faible. Lorsque la teneur en ciment augmente à 4,5%, la résistance au cisaillement du sol cimenté avec du ciment Portland est toujours supérieure à la résistance au cisaillement du sol cimenté avec deux autres agents de traitement. (Haeri et al. 2006)

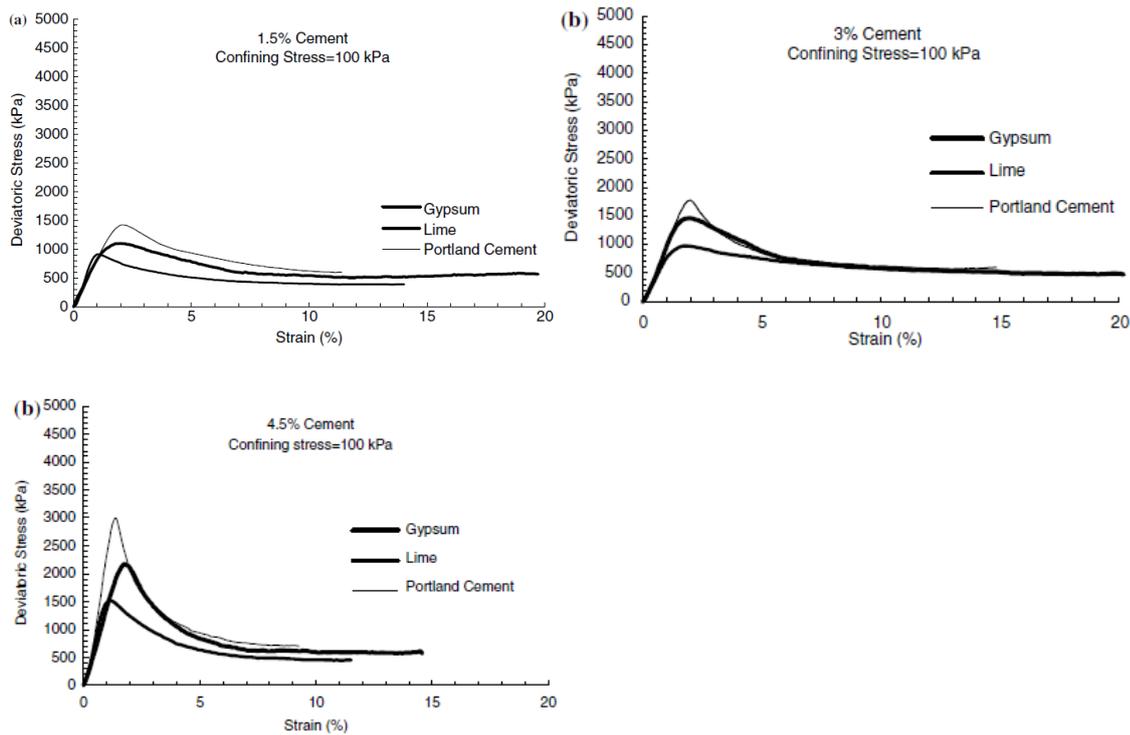


Figure 1. 20: Courbe contrainte-déformation pour les sols cimentés drainé,([Haeri et al. 2006](#)).

2) Sur la résistance à la traction :

L’augmentation de la quantité de liant améliore la résistance mécanique caractéristique du matériau stabilisé (c’est-à-dire la rigidité, la résistance à la compression et augmentation de la résistance à la traction), la présence de fibres peut réduire les effets dû à la résistance à la compression non confinée et la résistance à la traction directe .[Correia et al. 2015](#)

Des essais de traction ont été effectués sur des échantillons cylindriques de diamètre et hauteur de 100 mm. Les échantillons ont été chargés verticalement sur le côté jusqu’à ce qu’une fissure diagonale présente un mode de rupture par traction. Les tests ont été effectués sur des échantillons cimenté avec du gypse, de la chaux et du ciment Portland. La [Figure 1. 21](#) montre la variation de la résistance à la traction avec la teneur en ciment pour différents agents. Les échantillons cimenté avec du ciment Portland présentaient la plus grande résistance à la traction. De plus, les échantillons cimentés au gypse présentaient une résistance à la traction supérieure à celle des échantillons cimentés à la chaux. Pour une résistance à la traction donnée, la teneur minimale en ciment requise appartient au ciment Portland. Les

effets du type de ciment sur le comportement du sol cimenté augmentent avec augmentation de la teneur en ciment. [Haeri et al. 2006](#)

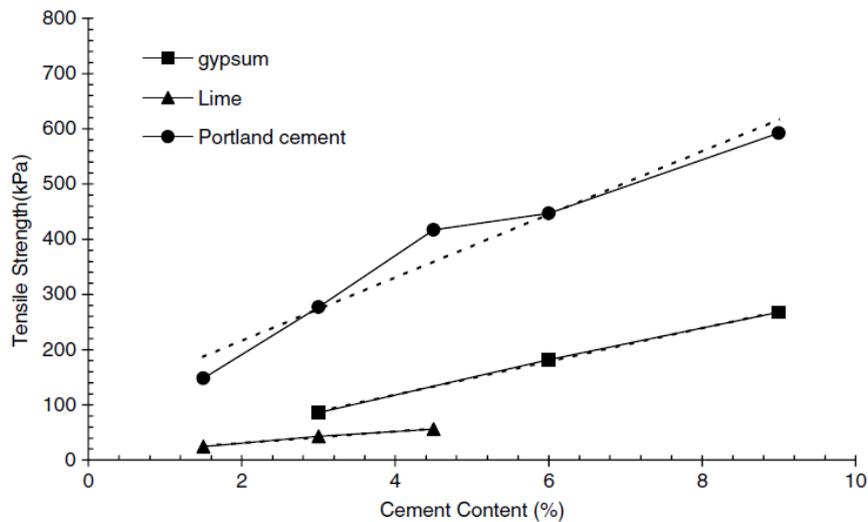


Figure 1. 21: Variation de la résistance à la traction avec la teneur en ciment pour différents types de ciment. Les lignes hachées sont l'approximation linéaire. ([Haeri et al. 2006](#)).

3) Sur la résistance de compression :

Les sols traités au ciment ont des résistances à la compression supérieure au sol naturel [Ayorloo 2010](#) cité par ([Szymkiewicz 2011](#)) donne des ordres de grandeur entre les phases sol: sol ciment et béton (voir [Figure 1.22](#)).

Généralement, un béton utilisé en construction est constitué de ciment, d'eau et de granulats. Ces derniers sont inertes (c'est-à-dire non réactifs à l'eau et au ciment), et ne sont présents que pour être agglomérés par le ciment et ainsi former une pierre artificielle ([Baroghel-Bouny 1994](#)).

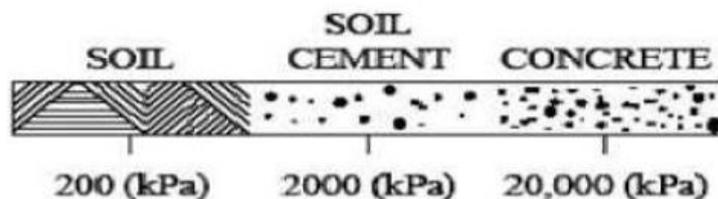


Figure 1. 22: Résistances typiques du sol, du sol ciment et du béton ([Ayorloo, 2010](#)).

Lors du traitement d'un sol de la région de Tizi-Ouzou (Est d'Alger) avec du ciment, [Bahar et al. 2004](#), ont constaté une augmentation de la résistance en compression simple des

échantillons avec l'augmentation du taux de ciment. Ils ont expliqué ce phénomène par le remplissage des pores par les produits cimentaires qui fixent les particules du sol entre elles. Ils ont aussi conclu que le taux de ciment a un effet sur la perméabilité des échantillons. En effet, ce qui permet d'améliorer la durabilité du matériau.

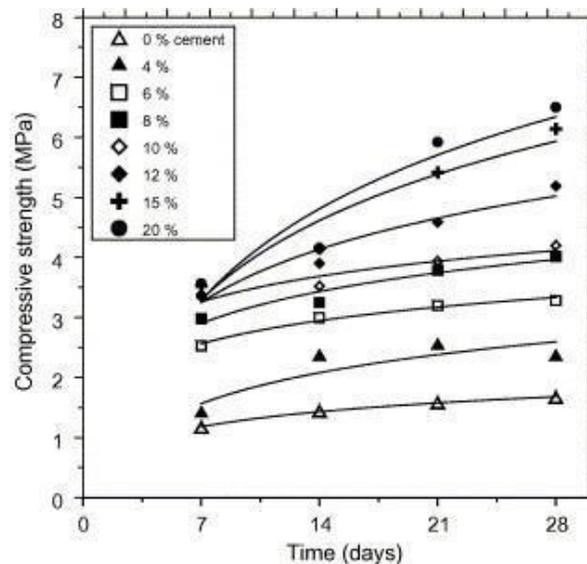


Figure 1.23: Effet de l'âge de durcissement sur la résistance à la compression à différentes teneurs en ciment, (Bahar et al. 2004).

4) Sur les caractéristiques mécaniques du sol :

Des essais effectués à l'aide de l'essai triaxial ont montré que la cimentation augmente la résistance au cisaillement au pic engendrant une augmentation de la cohésion apparente.

Les résultats des tests triaxiaux sur des échantillons indiquent que la cimentation augmente la résistance maximale au cisaillement, suggérant une augmentation de la cohésion. L'enveloppe de rupture est incurvée pour les échantillons cimentés. L'influence de la cimentation sur l'angle de frottement des éprouvettes est fonction de la pression de confinement et du degré de cimentation. Les résultats montrent que l'angle de frottement maximal à basse pression de confinement augmente avec l'augmentation du taux de ciment injecté dans les mélanges Figure 1.24. (Asghari et al. 2004)

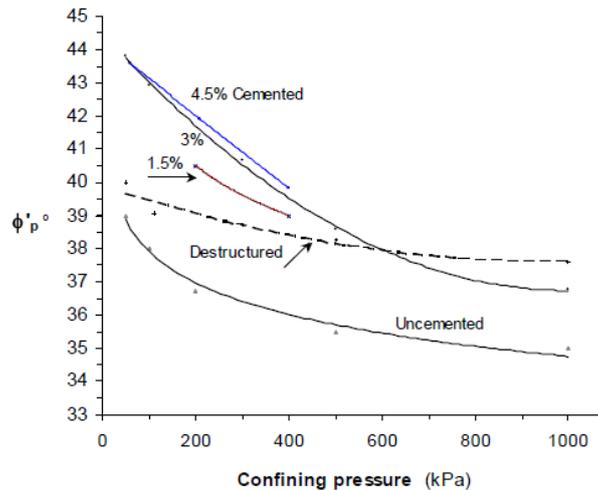


Figure 1. 24: Variation de l'angle de friction maximal avec la pression de confinement pour trois séries d'échantillons, (Asghari et al. 2004)

L'enveloppe de rupture est incurvée pour le sable graveleux cimenté. Si une approximation linéaire est considérée pour une comparaison plus simple, les paramètres de résistance au cisaillement peuvent être déterminés. En conséquence, les résultats de cette étude indiquent que la cohésion du sol cimenté avec du ciment Portland demeure plus élevée en condition drainé qu'en conditions non drainées. Différentes valeurs faisant ressortir sur la résistance au cisaillement paramètres des sols cimentés avec différents types de ciment dans différentes conditions ont été présentées par Haeri et al. 2006. Globalement, le ciment Portland est le plus efficace agissant comme agent de cimentation à l'état non drainé par rapport aux d'autres types de ciment testés dans des travaux de recherche pour atténuer le phénomène de liquéfaction qui apparaît plusieurs fois sur les sols sableux saturés dont on cite la région composant les confluent des oueds Chlef et Fodda (Algérie) ; séisme du 10/10/1980.

1.4.2. Influence de la teneur en eau :

La teneur en eau de conservation de l'échantillon est un paramètre important de la cure. Il est possible de conserver ces types de sols à différentes conditions d'humidité : séchage à l'air libre, à humidité relative choisie, immergé entièrement,...

Ainsi, Wang et al. 2003 ont déterminé que le gonflement axial d'un sol contenant du soufre peut être traité au ciment Portland en faisant varier les conditions de conservation (d'une

faible humidité jusqu'à la saturation totale). Lorsque les éprouvettes sont conservées à l'air ambiant, les gonflements axiaux sont nuls au cours du temps (figure 1.25 a), quel que soit le pourcentage de ciment utilisé. Lorsque les éprouvettes sont conservées à teneur en eau constante dans un sac étanche, le gonflement axial augmente, d'autant plus que la quantité de ciment est importante (figure 1.25 b). Enfin, le gonflement est le plus important lorsque les éprouvettes sont conservées dans une chambre humide à 100 % d'humidité relative (figure 1.25 b). En effet, pour un même dosage en liant hydraulique (9 %), les gonflements axiaux augmentent de 0,4 % pour les éprouvettes conservées à teneur en eau constante, à 3,2 % pour les éprouvettes conservées en chambre humide à 100 % d'humidité relative. Plus les conditions hydriques de conservation des éprouvettes sont humides, plus les gonflements ettringitiques sont importants. Le gonflement est également proportionnel à la quantité de liant hydraulique utilisé pour traiter le sol.

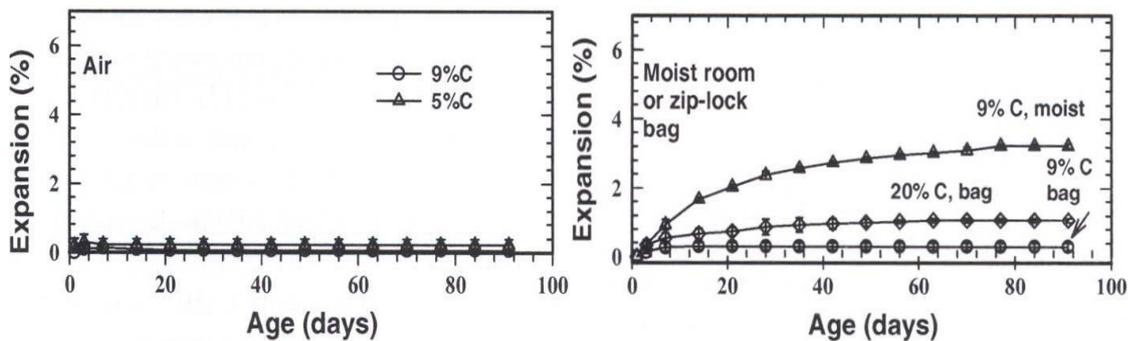


Figure 1. 25: Gonflement en fonction du temps de cure d'éprouvettes conservées : (a) durci à l'air ambiant et (b) durci dans une pièce humide ou dans un sac à fermeture éclair, (Wang et al. 2003).

Ghosh et Subbarao 2007 ont permis de tester les résistances à la compression simple après immersion de 24 h (figures 1.26 et 1.27). Ils montrent ainsi que l'ajout de gypse dans une cendre volante, traitée à la chaux, va augmenter les résistances à la compression simple des éprouvettes non immergées surtout au jeune âge. Lorsque ces éprouvettes sont immergées, les résistances à la compression simple varient. Pour les éprouvettes ayant subi un temps de cure faible avant immersion (7 jours), les résistances atteintes sont trop faibles pour résister à l'immersion. En revanche, lorsque les éprouvettes sont conservées plus longtemps avant immersion, ils gardent une certaine résistance, en effet, les résistances des éprouvettes de cendres volantes traitées à 10 % de chaux, subissant une cure de 90 jours, gardent leur bon comportement mécanique malgré l'immersion (environ 6 MPa).

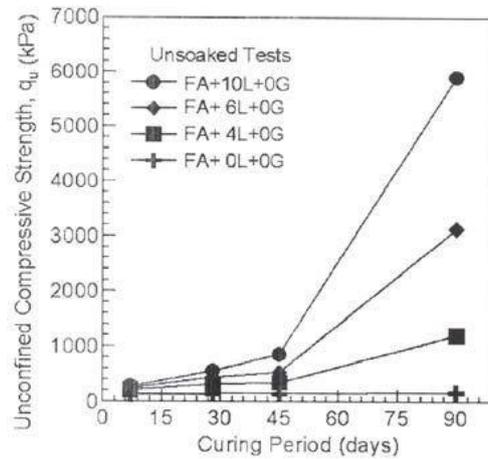


Figure 1. 26: Résistance à la compression simple en fonction du temps de cure pour les échantillons mélanges avec des pourcentages variables de chaux et 0,5%; b 1,0% de gypse, (FA, désigne les cendres volantes ; L, pourcentages de chaux, G, gypse), (Ghosh et Subbarao 2007).

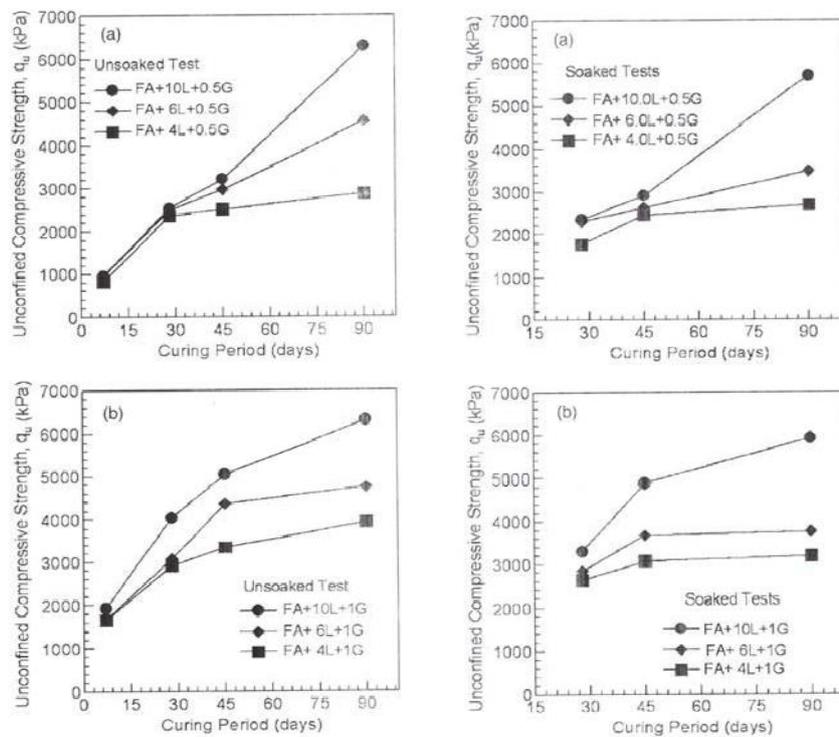


Figure 1. 27 : Résistance à la compression simple après (Soaked) ou non (unsoaked) immersion en fonction du temps de cure à teneur en eau constante pour les échantillons mélanges avec des pourcentages variables de chaux et 0,5%; b 1,0% de gypse, (FA, désigne les cendres volantes ; L, pourcentages de chaux, G, gypse), (Ghosh et Subbarao 2007).

Lorsque les éprouvettes sont conservées à l'air libre (séchage), on observe une absence de gonflement, la cure étant associée à une augmentation de la résistance à la compression simple. Ceci semble vérifié même quand la concentration en soufre augmente jusqu'à une valeur importante. Dans ces conditions de conservation, la prise semble se dérouler normalement, au moins à court terme (au moins jusqu'à 90 jours). Lorsque les éprouvettes

sont conservées à teneur en eau constante, le gonflement est très faible, ce gonflement augmente quand les éprouvettes sont conservées en chambre humide. En revanche, l'immersion des éprouvettes est associée à un fort gonflement et une diminution significative de la résistance à la compression simple. Cependant, malgré cette baisse, les éprouvettes peuvent conserver un bon comportement mécanique, avec un niveau de performance satisfaisant, pour utiliser le matériau. (Ghosh et Subbarao 2007).

1.4.3. Influence de la température :

L'effet du durcissement du ciment a été cité par plusieurs chercheurs, développant des théories et activant dans le domaine de recherche expérimental. On cite à cet effet : Clare et al. 1954 ; Hashimoto et al. 2009 ; Hirabayashi et al. 2009 ; et Ahnberg et al. 2003.

La température de cure joue un rôle très important dans le développement de la résistance. Une température plus élevée de l'environnement engendrera un développement plus rapide, tandis qu'une faible température ralentira au contraire le processus de prise. Les résultats sont très variables selon le type de liants utilisés, mais pour des températures inférieures à 0°C, il est admis que le processus de prise ne se déclenche pas (Kido et al. 2009).

La Figure 1. 28 montre de ce fait comment progresse la résistance en compression non confinée quand le temps de cure augmente. Umesha et al. 2009 ont indiqué que les sols – ciment , présentent de bonnes résistance pour des cures au-delà de 6jours . Des valeurs de 1000 kPa ont été enregistrés pour un sol-argileux à 5% de ciment et une cure de 14 jours.

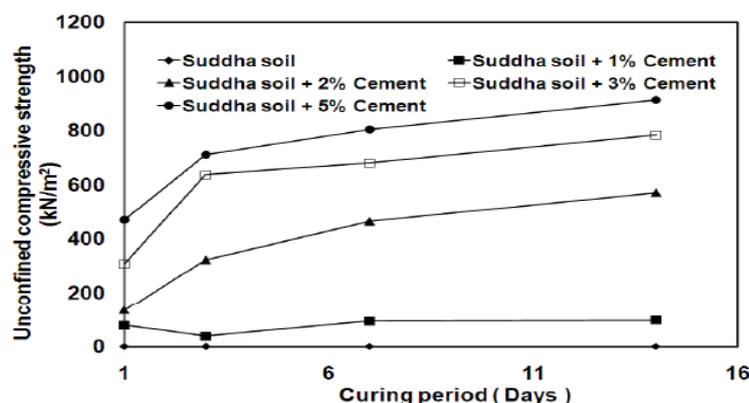


Figure 1. 28: Effet de la période de durcissement d'un sol-ciment sur la résistance à la compression non confinée (Umesha et al. 2009)

L'essai d'aptitude consiste à immerger dans un bain à 40°C des éprouvettes, puis à mesurer le gonflement et la résistance à la traction indirecte (essai brésilien). La température de 40°C permet d'augmenter la cinétique de prise.

Wang et al. 2003 ont étudié l'effet de la température sur le gonflement d'un sol contenant des sulfates. Les éprouvettes sont conservées à teneur en eau constante et à 40°C. En comparant les données de la figure 1.25 aux données de la figure 1.29, on peut constater que l'augmentation de la température provoque une augmentation du gonflement, quelle que soit la teneur en liant ajouté.

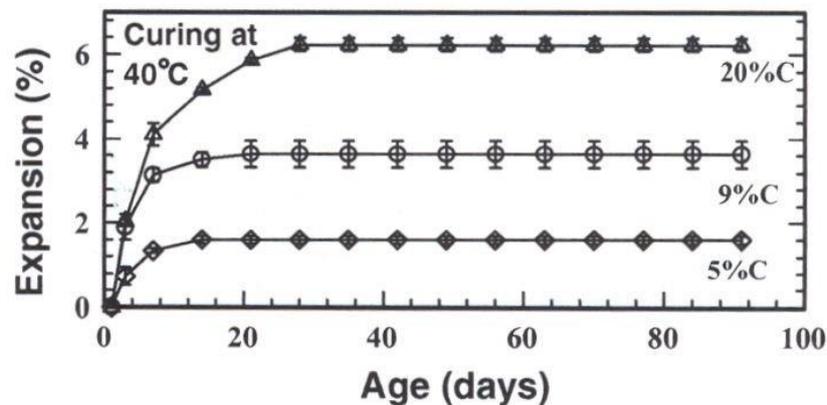


Figure 1. 29: Gonflement du WRS (sol limoneux) stabilisée par du ciment portland durci dans un sac au bain-marie à 40°C., (Wang et al. 2003).

Une augmentation de la température de conservation des éprouvettes permet d'accélérer la prise lors du traitement des sols. Les résistances à la compression sont donc plus importantes pour un même temps de cure. Lorsque le sol contient du soufre, la température accélère le processus de formation d'ettringite expansive, ce qui provoque le gonflement (Wang et al.,2003).

1.4.4. Influence de la particule du sol et la densité

Un certain nombre d'autres facteurs qui influent sur le comportement des sables cimentés au cours de cisaillement, et plus particulièrement les propriétés des particules de sol et la densité de l'échantillon. Les propriétés des particules comprennent la taille et le classe, et la forme (par exemple l'angularité). Plusieurs travaux tirés de la littérature mettent en évidence les effets de la variation de la densité d'échantillons de sols cimentés, bien que l'on ne puisse dire autant pour les propriétés des particules. [Abdulla et Kioussis 1997](#), à la base des recherches précédemment publiées sur le comportement des sols cimentés, scrutant la variation de la taille de l'échantillon, la forme et les méthodes de préparation utilisées par divers auteurs. Ils ont constaté que pour des échantillons testés à l'essai triaxial ayant des diamètres variant entre 38 mm à 83 mm. Ils ont suggéré qu'un diamètre de 38 mm trop petits peut fournir des résultats fiables. De sorte que les petits échantillons montrent aussi un comportement plus rigide par rapport aux plus grands échantillons testés dans les mêmes conditions. Ils ont également analysé la forme d'échantillons utilisés dans la littérature, c'est-à-dire le rapport d'aspect (hauteur / diamètre). Nous indiquons à ce sujet que dans la majorité des travaux de recherche utilisant les sols cimentés, les rapports (Hauteur/diamètre) se focalise autour de la valeur de 2.

D'autres travaux de recherches, en réalisant des tests au triaxial sur un matériau donné avec une gamme de densités initiales différentes. Par exemple [Huang et Airey 1998](#) ont observé que pour une teneur en ciment donné (par exemple 20%), une augmentation de la densité a augmenté à la fois le module de cisaillement et de force. Cependant, ils ont suggéré l'effet relatif de la diminution de la cimentation avec augmentation de la densité. L'addition du ciment conduit à une augmentation relativement plus importante de la résistance et du module pour les échantillons plus lâches. [La figure 2.30](#) montre que pour un rapport de sur-consolidation donné (estimation de la pression de pré-consolidation apparente des échantillons cimentés), l'addition de ciment augmente la rigidité, ce qui conduit à une grande influence sur les échantillons dont le poids unitaire sec plus petit.

[Airey 1993](#) est indiqué que pour l'ajout d'une quantité donnée de ciment, l'efficacité diminuait avec l'augmentation de la densité, et ont suggéré que ce soit le cas pour tous les sols cimentés, ce qui faisait écho aux travaux antérieurs. À haute densité, le frottement des particules est plus important que des densités plus faibles, où la contribution du ciment est plus influente.

[Marri 2010](#) a étudié l'influence de la densité sur le comportement des sables cimentés à des pressions modérément élevées, en particulier sur la l'influence de la dilatation. Il a constaté

que l'augmentation de la densité relative initiale conduit à un taux plus élevé de dilatance, et un niveau accru de dilatation, similaire aux effets décrits et largement connu pour les sables non cimentés, comme le montre la [figure 1.31](#).

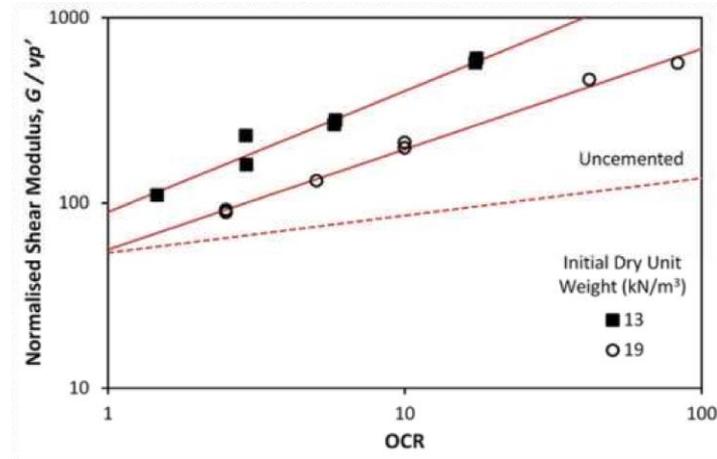


Figure 1. 30: Influence du poids unitaire sec sur le module de cisaillement normalisé pour une teneur en ciment de 20% ([Huang et Airey 1998](#)).

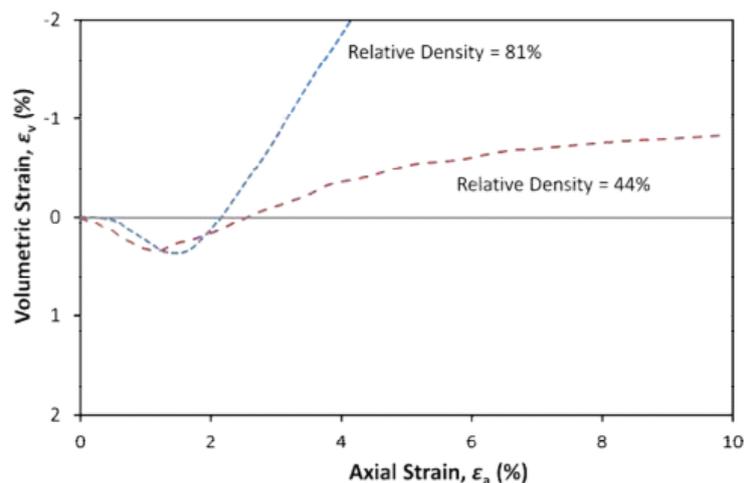


Figure 1. 31: Effet de la densité par rapport à la dilatation du sable cimenté cisailé sous une pression de confinement de 1 Mpa ([Marri 2010](#))

[Ismail et al. 2002a](#) ont étudié l'influence de la cimentation de manière artificielle des matières poreuses au moyen de calcite, et ont constaté que pour un sol enchevêtré avec de la calcite augmente la résistance : résistance des grains particulaire, la densité, la décroissance de la taille et la forme des grains. En utilisant divers sols de base, et à l'aide de microscopie à balayage ils ont conclu que la géométrie des particules détermine la forme et la répartition des surfaces de contact entre grains, et en ce que les particules sphériques constituent le moyen le plus efficace pour transférer la charge lorsque ils sont liés ensemble. De plus, ils

postulent que les particules sphériques seront en général plus exposées à des points de contact avec d'autres particules. De plus, des particules de forme irrégulière auront moins de contacts, des mécanismes de liaison moins efficaces et conduiront à une concentration de contraintes.. En ce qui concerne la taille des particules, [Ismail et al. 2002a](#) ont montré que, pour une densité initiale donnée, la classe et la teneur en ciment permettent de réduire l'effet de la taille des particules pour une résistance plus élevée après durcissement des mélanges. Cela est principalement dû à l'augmentation des points de contact (et donc nombre de liaisons inter-particules).

Les effets de la densité ont été menés par plusieurs chercheurs en l'occurrence : [Terzagui 1995](#), [Krumbein 1959](#), [Brauckhoff 1969](#) .Si on cite les travaux les plus récents menés par [Umesha,T.S.et al. 2009](#), la figure 2-32 ci-dessous indique la variation de la densité sèche (γ_d) en fonction de la teneur en eau (W%) des mélanges de sol-ciment. Le sol-ciment représente ici un mélange d'argile et de ciment à des taux variables (0% , 1%, 2%, 3% , 5%) . Les résultats montrent clairement l'effet de la densité sèche sur les mélanges où la valeur de la densité varie de 17.9 kN/m^3 (0% C) à 18.7 kN/m^3 (5% C) à une teneur en eau maximale $W_{\max} = 13\%$.

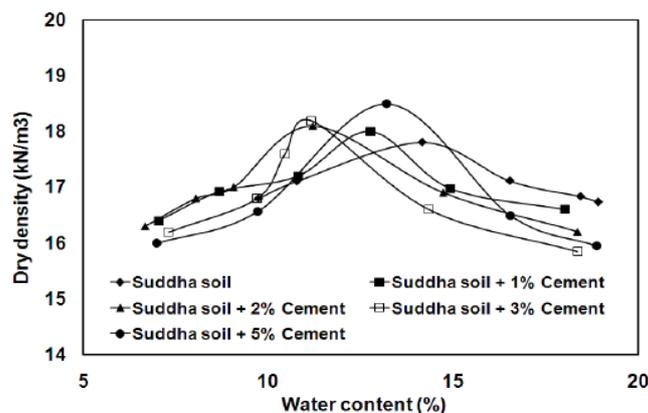


Figure 1. 32: Compaction courbe du sol Shuddh avec du ciment (Umesha et al. 2009).

1.4.5. Influence Pression de confinement :

La pression de confinement étant un facteur très utile dans l'évolution de la résistance des mélanges sol-ciment. Plusieurs travaux ont été réalisés dans ce contexte par plusieurs chercheurs dont on cite les plus intéressants : [Coop et al. 1993](#), [Asghari et al. 2003](#), et [Marri 2010](#).

On cite aussi les travaux de recherche de Marri (2010) voir [figure 2-33](#). Ceci montre la variation du déviateur q (kPa) et de la variation volumique ϵ_v (%) en fonction de la déformation d'un sable cimenté dosé à 10 % de ciment Portland, et écrasé à différentes valeurs confinement à l'essai triaxial : 1,4, 8 et 12 MPa. Il apparaît ainsi que le déviateur présente un pic de 30 MPa à 5% de déformation (12 MPa) puis devient quasiment constant au-delà de 5% de déformation. En outre la déformation volumique des sols-ciment, montre des valeurs positives pour des confinements de : 4,8 et 12 MPa. Pour une contrainte de 1 MPa, on constate des valeurs négatives de variations volumiques à moins de 2% de déformation axiales. [Marri 2010](#).

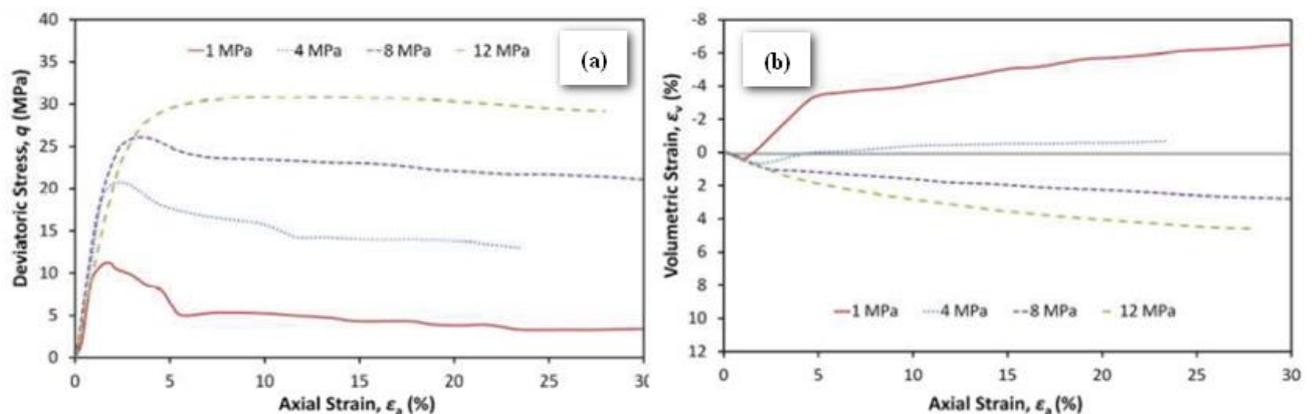


Figure 1. 33: Réponses triaxial de sable avec 10 % de ciment Portland, cisailés à différents taux de confinement : 1, 4,8 et 12 Mpa, ([Marri 2010](#)).

1.5. Conclusion :

Ce chapitre met en relief une synthèse bibliographique relatant les différentes composantes d'un sol (ou sable) renforcé par un liant hydraulique .La littérature nous a permis de mettre en exergue les différents comportements observés en présence de liant hydraulique (ciment).

Toutefois plusieurs paramètres ont été étudiés dans plusieurs recherches tels que : teneurs en ciment, temps de cure, la densité, le confinement et autres.

Les résultats montrent que la présence d'un taux appréciable de ciment en quantité suffisante améliore significativement les caractéristiques mécaniques et de rigidité de la matrice de sol : sol-ciment. De ce fait, il nous a été très souhaitable de prendre en charge la continuité des travaux effectués par les différents auteurs dans la littérature soit confirmer ou infirmer les résultats obtenus en utilisant le sable de Chlef , le ciment en provenance de l'ECDE Chlef

Chapitre 2
Renforcement de sol par
l'inclusion de fibre

2.1.Introduction

Le terme fibre se rapporte à un corps solide flexible. La fibre est une composante filiforme (rapport longueur /diamètres est très élevé : 25-1500) de faible longueur (5-60mm) et dont l'épaisseur est comprise entre 0.005-0.75mm, les fibres sont disponibles sous différentes formes (rondes, plates, gaufrées) d'origine minérale, organique ou métallique. [Boulekbache b.et al. 2009](#).

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 et al. 2005](#)). Les sols renforcés présentent des contraintes ultimes plus élevées et une plus grande expansion de volume que les sols ([McGown et al. 1985 ; Jewell et Wroth 1987 ; Jones 1985 ; Qiu et al. 2000](#)). La force de traction des fibres est mobilisée lorsque les grains de sol confinent les fibres ([Ghiassian et al. 2008 ; Abtahi et al. 2008](#)). Les forces de traction dans les fibres sont transférées sur les grains de sol afin de maintenir la contrainte et comportement de mélange plus dense est formé entre les particules de sol (en fonction de la quantité de contrainte appliquée), 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](#)). Les échantillons de sable peuvent se dilater en réaction aux forces de cisaillement directes dans toute la zone de cisaillement d'un échantillon ([Bauer et Zhao 1993 ; Saada et al. 1999 ; Scarpelli et Wood 1982](#)). Les effets des interactions de fibres et les sols ont été comparés à des sols de forme particulière différente, car leur forme peut affecter la capacité des fibres à se lier aux particules du sol ([Al-Refeai 1991 ; Jones 2001](#)).

Beaucoup d'études portant sur l'utilisation des fibres dans le domaine de la géotechnique ont montré que cette technique est une solution économique et efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols, et également avantageuse en termes de performance par rapport au renforcement par armatures métalliques. Par ailleurs, plusieurs études ont démontré l'intérêt d'utiliser des fibres pour renforcer les sols argileux ([Andersland et Khattak 1979 ; Al Wahab et EL-Kedrah 1995 ; Zeigler et al. 1998 ; Feuerharmel et al. 2000 ; Kumar et al. 2006 ; Maliakal et Thiyyakkandi 2013](#)). [Miller et Rifai 2004](#). Sur la base des résultats obtenus, il a été démontré que l'utilisation de fibres permet de réduire le nombre de fissures causées par le retrait et d'augmenter la conductivité hydraulique du sol argileux compacté.

Il existe différents types de fibres dont les caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques diffèrent selon leur nature ou leur géométrie. Les fibres couramment utilisées pour le renforcement de sol, sont généralement géotextile, de verre ou polypropylène. Selon leur utilisation, ces différents types de fibres présentent des avantages ou des inconvénients. Certaines sont affectées par des dégradations chimiques dans les sols cimentés ou présentent un mauvais comportement dans les milieux alcalins (certaines fibres de verre ou fibres naturelles) [Benkechkache et al. 2007](#). Au cours de ce travail de thèse on utilise comme renfort de base la fibre de verre dont sa provenance et ses caractéristiques nous ont été fournies de l'entreprise nationale de plastique de Chlef (ENPC) localisée à Oued Sly (zone d'activité) se trouvant à 8 km à l'ouest du chef lieu de wilaya.

2.2. Types de fibre de verre :

La fibre de verre est, historiquement, plus ancienne que la fibre optique de 30 ans. Elle fut en effet brevetée en 1930, contre les années 1960 pour la fibre optique. Ce n'est toutefois que récemment qu'elle a révolutionné l'industrie verrière, utilisée pour ses qualités mécaniques et optiques. Elle est présente sous plusieurs formes, en fonction des applications prévues :

- mat de verre, fils simples ou mêlés à des plastiques ;
- voiles non tissées pour les chapes bitumineuses ;
- tissus pour les avions, les moustiquaires ;
- grilles pour renforcer les ciments, le bitume.

La [Figure 2.1](#) 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.

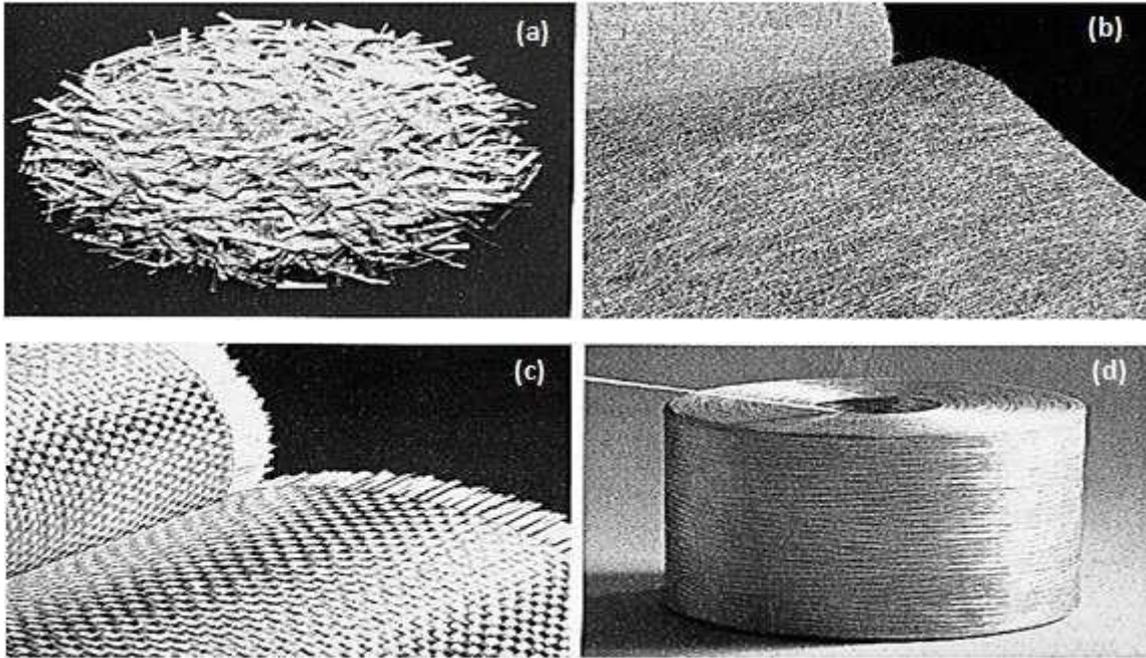


Figure 2. 1: Différente forme de fibres de verre, a). Fil coupé, (b). Tapis à fils coupés(c). Tissé complexe, (d). Fils continue de fibre de verre (Hearle 2001).

Généralement obtenue à partir de sable (silice) et d'additifs (alumine, carbonate de chaux, magnésie, oxyde de bore), les fibres de verre constituent le renfort essentiel des composites de grande diffusion. On peut distinguer trois types de fibres :

- E : pour les composites de grande diffusion et les applications courantes ;
- R : pour les composites hautes performances ;
- D : pour la fabrication de circuits imprimés (propriétés diélectriques) (C.A.R.M.A. 2004).

Elles présentent une résistance à la rupture élevée ; une masse volumique faible (voisine de 2,5) ; une rigidité relativement moindre d'autres renforts ; une bonne inertie chimique en milieu neutre ou acide (améliorée pour les fibres de carbone) mais une dégradation rapide en milieu basique (à l'exception de fibres particulières développées pour renforcer les bétons). Au plan électrolytique, elles sont parfaitement isolantes. Le principal verre utilisé 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 bonne caractéristiques en élasticité, adhésivité (avec la résine) et

de forces de cohésion importantes (Bouaricha et al. 2015). Le Tableau 2.1 présente les principaux types de fibre de verre associant leurs compositions chimiques.

Tableau 2. 1: Compositions des principaux types de fibres de verre de renforcement (Tony, 2011).

Principaux Constituants		Composition Massique (%)		
		Verre E (1)	Verre R (2)	Verre S (3)
Silice	SiO ₂	53 à 56	58 à 60	64 à 65
Alumine	Al ₂ O ₃	12 à 16	23.5 à 25.5	24 à 25
Chaux	CaO	21 à 24	14 à 17	
Magnésie	MgO	21 à 24	14 à 17	10 à 11
Oxyde de bore	B ₂ O ₃	5 à 9
Fluor	F	0 à 1
Oxyde de sodium	Na ₂ O	≈1		0 à 1
Oxyde de potassium	K ₂ O	≈1
Oxyde de zirconium	ZrO ₂
Oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	≈1
Oxyde de titane	TiO ₂	≈1

(1) D'après les analyses de produits commerciaux de différentes origines
 (2) D'après la norme NF 17-751 d'avril 1992
 (3) D'après des documentations techniques d'Owens Corning

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 à 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 2.2](#).

Tableau 2. 2 : Propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre (Benmokrane et al. 1995).

<i>Paramètres</i>	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	-

2.3.Procédé de fabrication :

Ce procédé se déroule en cinq étapes principales :

1. **Affinage à 1 500 °C** : la composition est chauffée ; elle devient visqueuse (vers 800 °C), puis liquide, et finalement se vitrifie. À 1 500 °C, elle est homogène, et les dernières bulles et impuretés disparaissent.
2. **Filage par étirement** : le verre en fusion se transforme en filament en étant étiré à grande vitesse ; la filature des filaments s'apparente en fait à la filature textile classique pour produire un fil. Ce fil de verre se bobine ensuite autour d'une broche.
3. **Ensimage** : l'étirage et le bobinage n'ont pas suffisamment d'effet pour rassembler durablement les centaines de filaments en un fil (le verre est trop lisse pour s'agglomérer). L'ensimage consiste à ajouter un revêtement protecteur pour permettre l'agglomération des filaments et faciliter l'intégration dans les polymères.
4. **Finition** : les fils sont ensuite bobinés ou coupés selon les finalités.
5. **Séchage** : les fils sont finalement séchés à des températures de 700 à 800 °C.

2.4.Différentes applications du renforcement par fibre

Certaines des premières expériences de laboratoire de renforcement des sols qui forment maintenant la base de le renforcement des fibres en tant que technique géotechnique a été réalisé par Casagrande 1976 et Vidal 1969. Casagrande a introduit le concept de renforcement

des sols faibles avec couches de membranes à haute résistance. Vidal a établi le concept moderne de la terre renforcement dans les années 1960 pour un matériau composite constitué de bandes de renforcement à plat posé horizontalement dans un sol granuleux. Le principe de base avec des inclusions horizontales dans le sol est-ce que la gravité génère un frottement au niveau de la région d'interface entre le matériau de renforcement et le sol, qui stabilise finalement une masse de sol.

De nos jours, les ingénieurs améliorent l'utilisation de fibres dans de nombreuses applications pour :

- Réparer les ruptures locales des pentes avec un mélange de fibres et de sol compacté (Gregory et al. 1998),
- Construire des remblais avec des pentes plus raides,
- Minimiser des fissures dues à l'expansion-contraction dans les couches d'argile (Zeigler et al. 1998),
- stabiliser mécaniquement les routes (Choubane et al. 1999) et
- les couches de base des chaussées et des pistes d'atterrissage (Webster and Santoni 1997 ; Tingle et al. 1999).

2.5. Avantages d'utilisations de fibre dans le renforcement

Le principal avantage des renforts de fibres est la résistance à la traction que les fibres peuvent apporter à matériaux compressifs. 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 (Foose et al. 1996 ; Murray et al. 2000 ; Consoli et al. 2002). Il est largement prouvé que les fibres sont utilisées pour renforcer le sol ((Gray et al. 1983 ; Lekha et Kavitha 2006 ; Maher et al. 1990 ; Michalowski et al. 1996, 2002, 2003 ; Ranja et al. 1996 ; Babu et Vasudevan, 2007 ; Zornberg 2002.) et (Crockford et al. 1993 ; Gregory et Chill 1998) ont déclaré que les matériaux fibreux sont compétitifs par rapport aux autres matériaux. L'utilisation de la fibre a touché aussi le béton (Burgoyne 2001 ; Concrete Society 1973 ; Hollaway et Leeming 1999 ; Karihaloo 2000). Le renforcement de la fibre dans les sols est un concept relativement nouveau dans les projets d'ingénierie modernes, mais les fibres présentent des avantages par rapport aux géotextiles et aux géomembranes. Celles-ci les avantages comprennent une plus grande flexibilité, une meilleure résistance aux

intempéries, un faible coût, une facilité relative sur la mise en place et le drainage. Ainsi que les fibres discontinues sont ajoutées et mélangées au sol, tout comme le ciment, la chaux ou d'autres additifs (Yetimoglu et Salbas 2003), et 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).



Figure 2. 2 : (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).

2.6. Comportement des sols renforcés par fibre

2.6.1. Effet de la teneur en fibre :

1) Sur la résistance de cisaillement :

Des recherches sur des fibres renforcées ajoutées au sol en utilisant différents appareils tel que l'appareil triaxial ou l'appareil de cisaillement direct. L'influence de plusieurs paramètres en l'occurrence : la teneur en fibre, teneur en eau et densité sèche sur la résistance au cisaillement du sol ont été examinés dans plusieurs travaux de recherche dont on cite quelques unes.

L'effet de l'inclusion de fibre sur la résistance de cisaillement direct a été étudié par (Eldesouky et al. 2016, les essais effectués sur un sable sec et humide renforcé à différentes densités relatives et contraintes normales. D'après les résultats ils ont ressort que l'inclusion de fibres améliore la résistance au cisaillement maximal du sable et peut atteindre jusqu'à 50%. De l'autre côté, l'inclusion des fibres augmente la dilatation du sable.

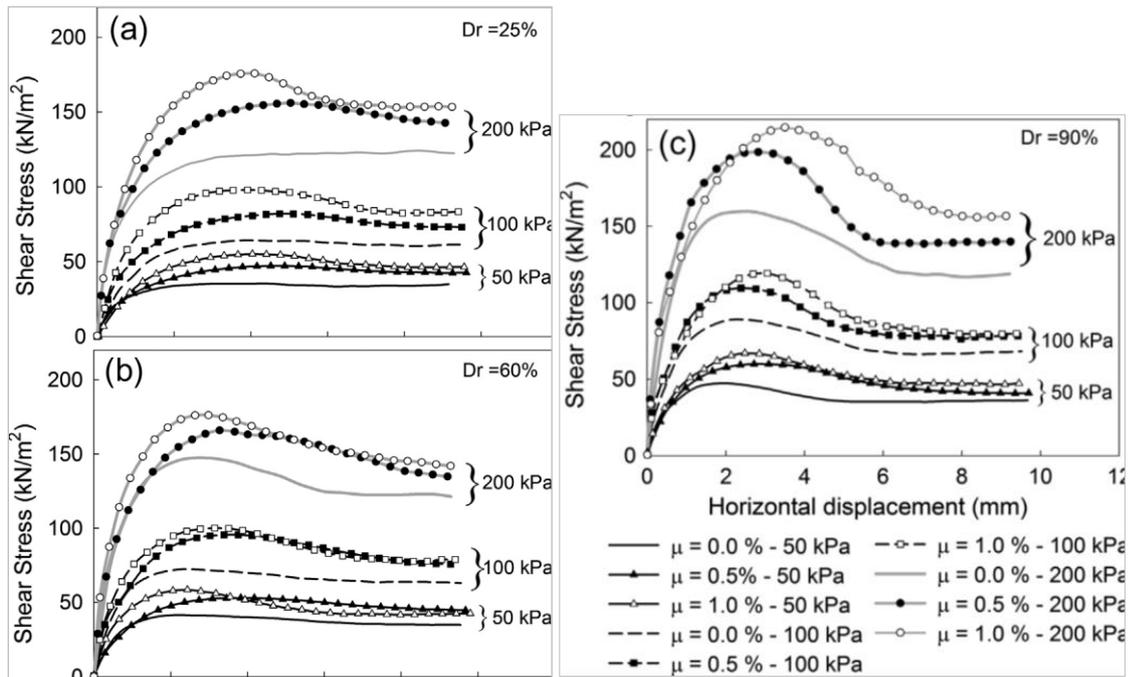


Figure 2.3: Relations entre la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontal pour des éprouvettes sèches non renforcées et renforcées, cisailées sous différentes contraintes normales. (a) Dr = 25%, (b) Dr = 60% et (c) Dr = 90%. ((Eldesouky et al. 2016)

Avec :

Dr: densité relative

μ: La teneur en fibres est définie comme le rapport entre le poids des fibres (W_f) et le poids des particules solides (W_s),

Dr=25 des sables meubles,

Dr=50 Sable moyennement denses

Dr=90 des sables très denses

Le sable sec et lâche renforcé à 0,5% permet d'obtenir la même résistance maximale au cisaillement que le sable humide très dense non renforcé, tout en maintenant plus du double du déplacement horizontal. Par conséquent, l'utilisation du sable sec lâche renforcé de fibres au lieu de sable humide non compacté fortement compacté peut être limitée aux applications où la facilité d'entretien n'est pas un problème de conception, comme les remblais en pente. Les caractéristiques de déformation du sable renforcé de fibres nécessitent des recherches plus approfondies. Tout de même, il convient aussi d'étudier le potentiel d'effondrement du sable sec renforcé de fibres lors des précipitations ou d'inondation ((Eldesouky et al. 2016)

L'applicabilité du renforcement des fibres a été étudiée aussi comme un moyen pratique de réduire la sensibilité des sols granulaires à la liquéfaction. À cette fin, une série d'essais

triaxiaux cycliques ont été utilisés pour étudier la liquéfaction caractéristique du sable de Babolsar renforcé par des fibres distribuées de façon aléatoire dont le comportement des mélanges est associé à un modèle utilisant une approche énergétique. L'effet de la teneur en fibres, la longueur de la fibre, la pression de confinement et la densité relative ont été aussi étudiées par [Amini et al. 2014](#). Les conclusions suivantes ont tirées sur la base de leurs résultats :

- Le nombre de cycles de liquéfaction augmente compte tenu de la rigidité de la fibre utilisé ; cela signifie que l'énergie dissipée cumulée pour le renforcement du sable étant plus importante que celui d'un sable non renforcé. Le renforcement du sable par fibre augmente considérablement la résistance à la liquéfaction.
- la présence de fibres provoque le développement d'un excès de pression d'eau dans les pores. Il a été constaté qu'un excès de pores provoquant une accumulation de pression d'eau reste très corrélé à l'énergie de dissipation. Un échantillon avec une teneur en fibres et une longueur de fibres supérieures nécessite davantage d'énergie pour développer un niveau spécifique de pression d'eau excédentaire. la capacité d'absorption d'énergie des échantillons renforcés de fibres restant élevée ; en conséquence, la résistance à la liquéfaction était également élevée.
- Comparaison du modèle de dégradation de la rigidité obtenu à partir de sables non renforcés avec ceux des sables renforcés impliquant que les sables renforcés peuvent atteindre une dégradation plus lente de la rigidité avec l'augmentation de l'énergie .

[Consoli et al. 2009](#) ont montré que l'inclusion de fibres dans les échantillons ne modifié pas la rigidité initiale (de la même manière que le comportement observé par [Heineck et al. 2005](#)).

La rigidité au cisaillement (G_{max}) des sables renforcés de fibres testés est principalement déterminé par la rigidité et l'état de compactage du sable grains parce que la contrainte appliquée était généralement transférée par le contact entre les grains de sable au niveau de la faible contrainte. Par conséquent, la présence de fibres agit pour délocaliser le contact direct entre les grains de sable, entraînant une diminution du G_{max} de sables renforcés de fibres avec FC (teneur en fibres) en augmentation en raison de la réduction du contact inter granulaire et les numéros de contact entre grains de sable. ([Choo et al. 2017](#)). (Figure 2.4).

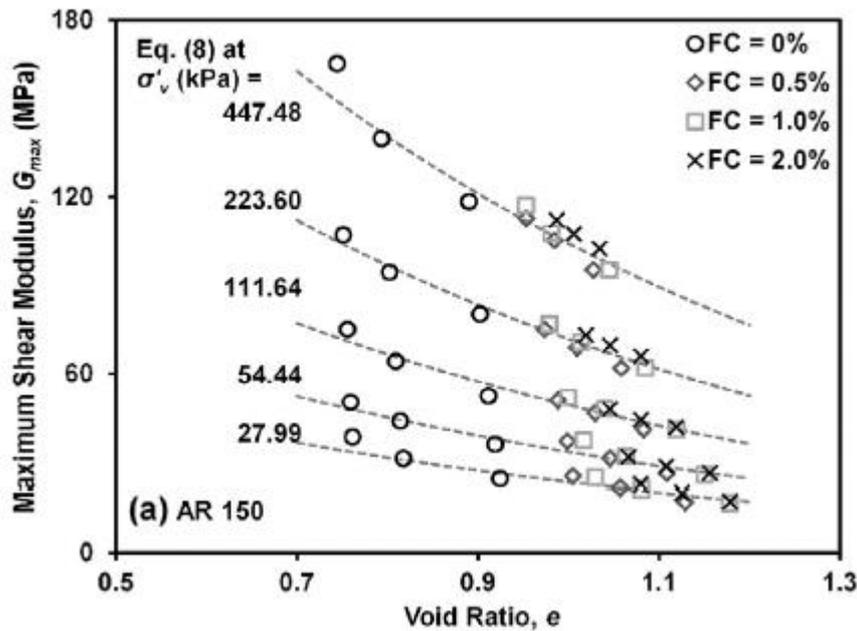


Figure 2. 4 : Variation du module de cisaillement maximal en fonction du taux de vide à différentes contraintes verticales appliquées : (a) G_{max} de sable renforcé de fibres avec AR 150. (Choo et al. 2017)

2) Sur la résistance de traction :

Le renforcement des fibres modifie le comportement fragile du sol entraînant un comportement de rupture ductile en traction. En raison de la présence de fibres, une contrainte de traction résiduelle restant maintenue après rupture en traction. Cela suggère que le renforcement des fibres semble être un terrain favorable du point de vue technique d'amélioration, et possède un potentiel très favorable quant à une augmentation de la résistance impactant le phénomène de fissuration. (Li et al. 2014)

Botero et al (2015) ont mené des recherches sur le renforcement des sols limoneux et argileux avec du polyéthylène téréphtalate (PET) discret des fibres dans une orientation aléatoire pouvant être mises en œuvre dans des situations qui impliquent des applications à faible contrainte sur le sol en raison de sa faible résistance au cisaillement ou lorsque le sol serait susceptible à un tassement différentiel. Des exemples sur ces genres de situation imposent la construction des remblais, des barrages (comme couche ou noyau de sol fin) où un sol fin imperméable composé de différentes couches afin d'éviter des infiltrations d'eau et pour améliorer le comportement du sol dû à la prolifération des fissurations.

La Figure 2. 5 (Li et al.2014) montre l'évolution de la résistance à la traction à différents teneurs en fibres. Pour les échantillons sans inclusion de fibres, la valeur mesurée de la

résistance à la traction est de 47,15 kPa. la résistance à la traction observée semble être la contrainte de traction maximale nécessaire pour casser les liens entre les particules de sol le long du plan de rupture. Généralement, la résistance à la traction du sol dépend fortement de la cohésion du sol . Pour les sols saturés, la cohésion est principalement attribuée aux décharges électrostatiques. Attraction et liens entre les particules. Pour les sols non saturés, la cohésion est généralement associée à la succion. [Morris et al. 1992](#) ont rapporté que, en raison des différents mécanismes impliqués dans la rupture en traction et la rupture en cisaillement, la résistance à la traction du sol était généralement bien inférieure à la cohésion déterminée par les essais de cisaillement direct, la première étant souvent la moitié de ces derniers. [Tang et al. 2007](#) ont mesuré la cohésion des mêmes échantillons de sol compactés de même teneur en eau et de densité sèche décrites dans le présent paragraphe, la valeur obtenue est de l'ordre de 75,51 kPa. La résistance à la traction (47,15 kPa) est d'environ 0,6 fois la cohésion, légèrement supérieure à la valeur empirique (0,5 fois) proposée par [Morris et al. 1992](#). La [Figure 2. 6](#) montre également que l'inclusion de fibres peut améliorer la résistance du sol et la résistance à la traction augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres. Par exemple, la résistance à la traction augmente de 65,7%, d'une valeur de 47,15 kPa à 78,11 kPa, lorsque la teneur en fibres augmente de 0% à 0,2%. Ceci est principalement dû au fait que lorsque le spécimen est soumis à une contrainte de traction, le glissement des fibres dans la matrice de sol est limité par les interactions mécaniques inter faciales entre la surface des fibres et le sol des particules. Par conséquent, les fibres sont capables de partager certaines propriétés de traction : les contraintes dans la matrice du sol peuvent donc augmenter la résistance à la traction. Avec l'augmentation de la teneur en fibres le nombre de fibres par unité de volume augmente également. Ceci met en relief les avantages du renforcement en rappelant que l'inclusion des fibres semble toutefois assurer une contrainte à la traction plus prononcée. ([Li et al. 2014](#)).

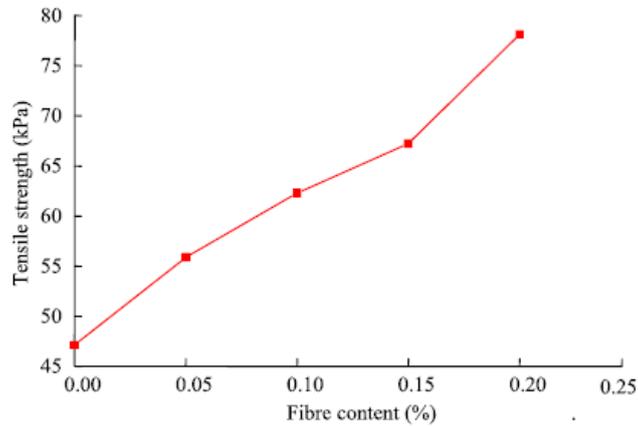


Figure 2. 5 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la teneur en fibres. (Li et al. 2014)

Quelques résultats des tests effectués en essais dynamiques permettent d'indiquer que le G_{max} du sable renforcé de fibres diminue avec une augmentation de la teneur en fibres. Cette tendance ne s'explique pas uniquement par l'effet de la teneur en fibres sur le taux de vide des échantillons analysés. Il est possible que cette tendance soit due à la contribution négative des fibres dans le transfert du contact normal à travers les contacts grain à grain qui auraient pu jouer un rôle majeur dans la réduction de la rigidité des éprouvettes.

Toutefois, compte tenu de l'utilisation des fibres comme renfort dans plusieurs domaines de l'ingénierie routière et de construction plusieurs observations montrent leur accord avec les résultats présentés dans la littérature dont on cite celui du polypropylène renforcé de fibres de sols [Claria et al. 2015](#), [Heineck et al. 2005](#).

Sur la base d'un ensemble d'expériences réalisées, il en ressort une expression de G_{max} sur le sable renforcé de fibres qui a été développée, lors d'essais effectués sur un sable de carrière normalisé ; le renfort utilisé est une fibre de polypropylène. La valeur de G_{max} a ensuite été validée par l'analyse dynamique sur plusieurs échantillons analysés. Pour un certain nombre limité d'essais, la valeur du coefficient d'amortissement a été aussi mesurée. Cette analyse a montré une légère augmentation de l'amortissement lorsque la teneur en fibre augmente. L'analyse des résultats du test de l'élément de flexion a démontré que pour les échantillons saturés, une densité équivalente doit être utilisée afin de calculer la rigidité à partir des vitesses de cisaillement mesurées, au lieu d'utiliser la densité apparente. L'utilisation de la densité équivalente a été proposée dans la littérature [youn et al. 2008](#), mais elle a été ignorée dans de nombreux travaux de recherche. (Li et al. 2017)

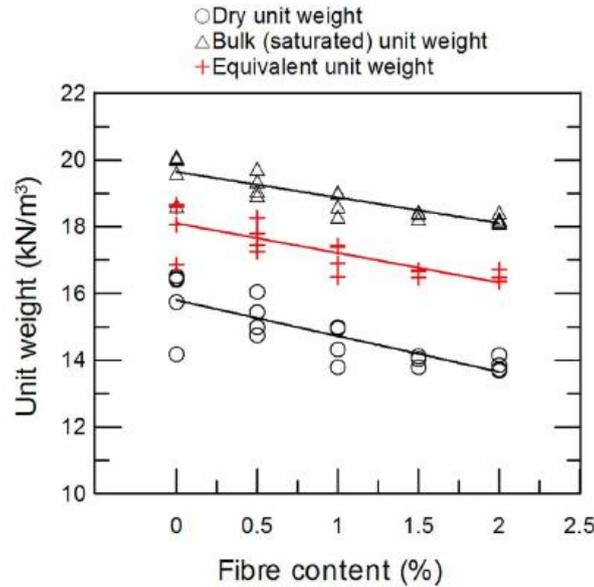


Fig. 4. Unit weight of fibre-reinforced sand specimens against the fibre content.

Figure 2. 6 : Poids unitaire des échantillons de sable renforcés de fibres par rapport à la teneur en fibres. (Li et al. 2017)

3) Sur les caractéristiques mécaniques su sol :

La présence de fibres a influencé le l'angle de frottement interne et la cohésion apparente dans le sol renforcé. Plus la teneur en fibre augmente plus l'angle de frottement diminue et plus la cohésion apparente augmente. Des modifications de l'angle de frottement pourraient être imputables à une réduction du nombre de points de contact entre les particules de sol dues à la présence de fibres et à la une plus grande cohésion apparente des particules et des fibres du sol. (Botero et al. 2015)

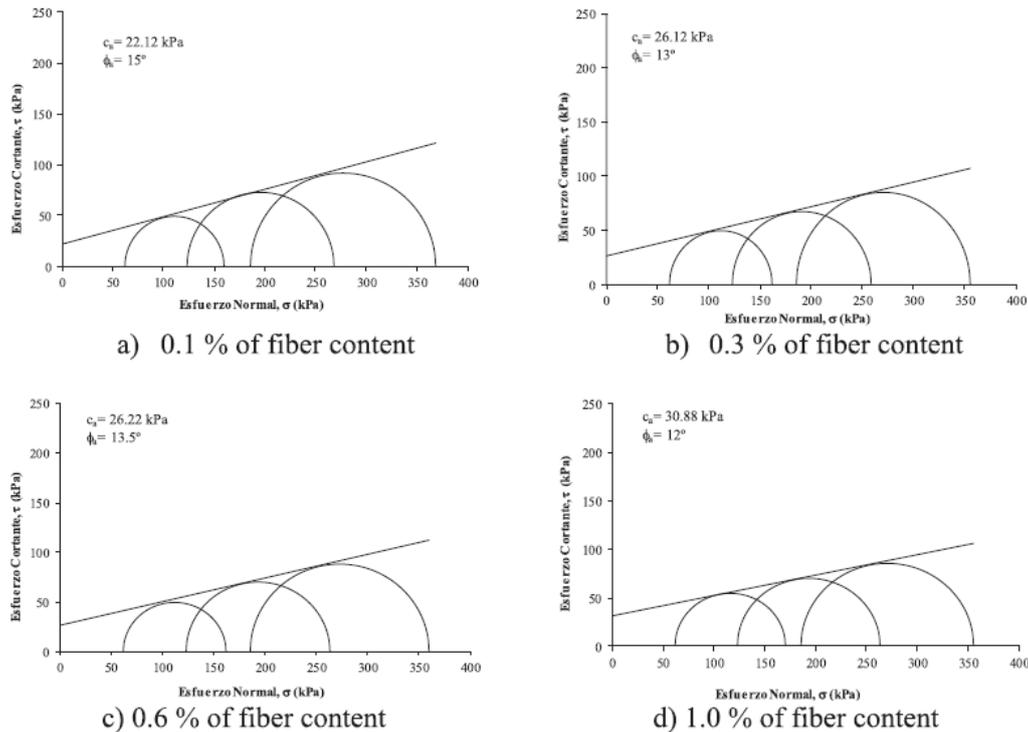


Figure 2.7 : Cercles de Mohr pour le sol renforcé avec une déformation unitaire de 10%. (Botero et al. 2015)

La figure 2.7 présente les enveloppes du cercle de Mohr à 10% de teneur en fibre pour le test triaxial UU qui a été réalisé sur des échantillons de sol non renforcés et renforcés par des fibres. Sur la figure il est à constater qu'il est possible d'observer les influences de la fibre sur l'angle de frottement interne apparent et la cohésion ϕ et C respectivement. Lorsque la teneur en fibres augmente, l'angle de frottement interne apparent diminue et la cohésion apparente tend à augmenter. Le premier point peut être attribué au nombre réduit de points de contact entre les particules de sol dues à la présence de la fibre. Le deuxième point peut être attribué à l'enchevêtrement des particules et des fibres du sol.

2.6.2. Effet de la teneur en eau :

Li et al. 2014 ont indiqué que la résistance à la traction d'un sol renforcé de fibres diminue avec l'augmentation en teneur en eau. Cette conclusion peut être expliquée des deux aspects suivants :

(1) la cohésion et la succion diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau, ainsi, les liens entre les particules de sol sont affaiblis.

(2) L'augmentation de la teneur en eau peut également affaiblir l'interface mécanique entre la fibre et la matrice du sol, et diminuer la capacité de la fibre à supporter la charge de traction.

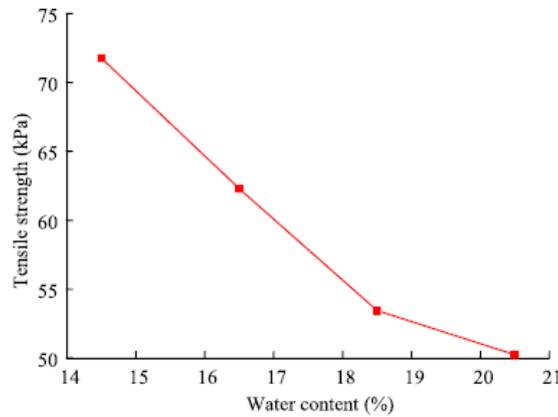


Figure 2. 8 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la teneur en eau. (Li et al. 2014)

L'introduction de l'humidité réduit l'effet des fibres sur la résistance de cisaillement maximale. Les résistances maximales au cisaillement des échantillons humides sont affectées par l'augmentation de la densité relative plus que par l'inclusion des fibres. Ainsi que le changement de la teneur en humidité du côté sec n'a pas d'impact notable sur la résistance au cisaillement maximale, et la dilatation du sable non renforcé et renforcé par des fibres. ((Eldesouky et al. 2016)

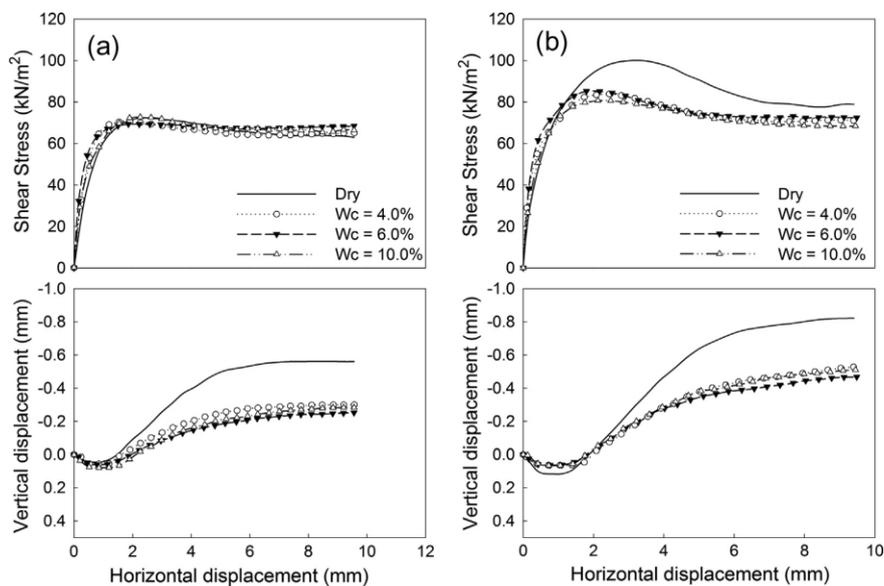


Figure 2. 9 : Relations $\tau - \Delta_V$ et $\Delta_V - \Delta_H$ pour les spécimens moyennement denses ($D_r = 60\%$) cisailés à 50 kPa pour différentes teneurs en humidité. (a) Spécimens non renforcés et (b) $I = 1,0\%$. ((Eldesouky et al. 2016)

2.6.3. L'effet de la densité sèche sur la résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un sol renforcé de fibres augmente avec l'augmentation en densité sèche. C'est principalement parce qu'un sec plus élevé la densité conduit à plus de contacts entre les particules de sol, et aussi entraîne une augmentation de la surface de contact inter faciale fibres / sol. Par conséquent, l'avantage du renforcement des fibres sur la traction la force est améliorée. (Li et al. 2014)

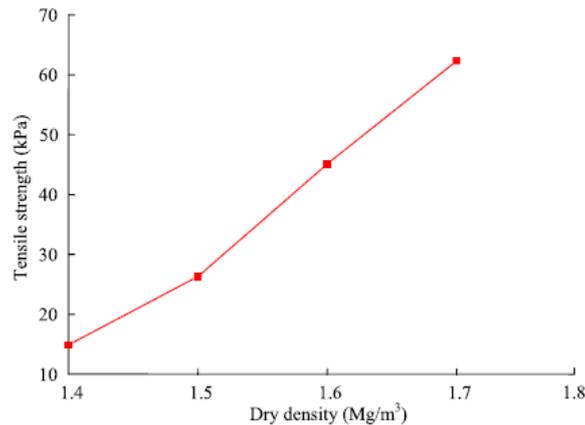


Figure 2. 10 : Variations de la résistance à la traction du sol avec la densité sèche. (Li et al. 2014)

2.7. Comportement sable cimenté avec l'inclusion de la fibre de verre :

L'addition des fibres de verre peuvent être utilisés comme matériaux de renfort pour aider le sol à conserver leur force. L'absence de plans de faiblesse potentielle a été confirmée dans plusieurs travaux de recherche dont on cite comme l'un des principaux avantages des fibres distribués au hasard (aléatoires) Maher et al. 1990. La fibre renfort augmente la résistance au pic et résiduelle, et modifie le comportement fragile du sol cimenté à un plus ductile Consoli et al. 1998.

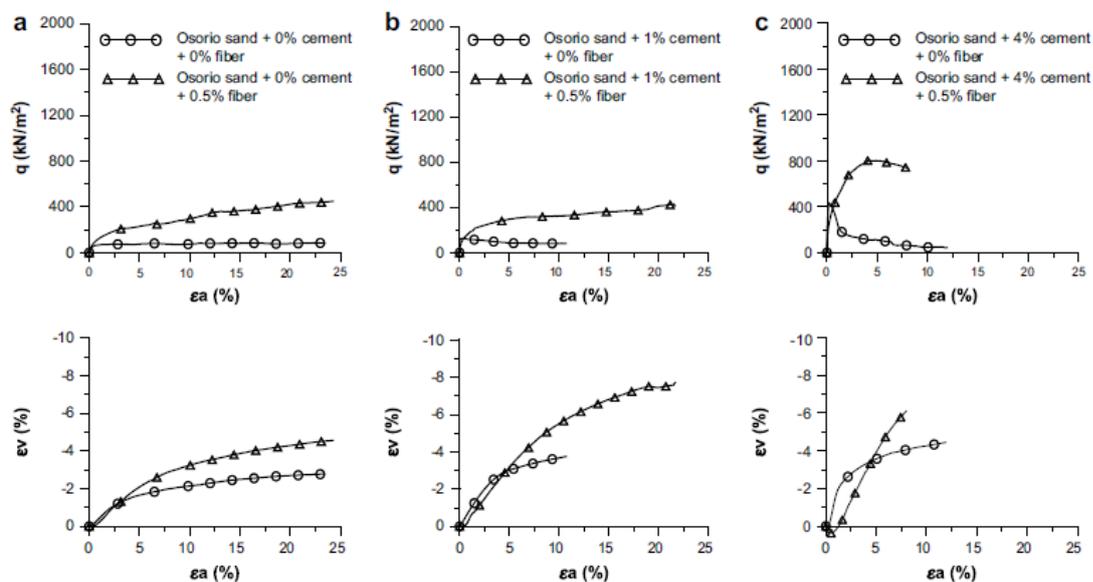
Nous rappelons ci-dessous quelques travaux réalisés sur les effets de la teneur en fibre et de la densité sur les sols composites sable-ciment.

2.7.1. Effet de la teneur en fibre + ciment :

1) Sur la résistance de cisaillement:

En général, l'effet de la quantité de fibres sur la rigidité, la résistance à la compression et à la traction présente une tendance non linéaire, c'est-à-dire que les propriétés mécaniques ne sont

pas proportionnelles à la quantité de fibres ajoutées à la pâte. En fait, l'inclusion de 25 kg / m³ de fibres de polypropylène dans les mélanges sol-liant permettent de diminuer la force maximale, à la fois sous compression et de traction (essais de la résistance à la traction directe), ce qui s'explique par le fait que les fibres ne permettent pas certaines liaisons de cimentation à établir avec les particules du sol. Cependant, un ajout 50 à 75 kg / m³ de fibres conduit à une amélioration de la caractéristiques mécaniques, en ce qui concerne à la fois inférieure et des quantités plus élevées de fibres, ce qui indique que c'est la valeur optimale (Correia et al. 2015). Les courbes de déformation volumétrique (Contrainte de déviation de compression triaxiale drainée) pour une pression de confinement de 20 kPa de sable cimenté non renforcé et renforcé de fibres avec 0,5% de fibres de polypropylène réaliser par Consoli et al, 2009 sont illustrées à la Figure 2. 11. Pour des teneurs respectives en ciment : 0%, 1%, 4%, 7% et 10%. Les résultats montrent que le comportement est très fragile en rupture, alors que les éprouvettes cimentées fibre-renforcées démontrent un comportement ductile jusqu'à environ 4% de teneur en ciment et un degré de fragilité relativement moins prononcé pour des teneurs en ciment plus élevées. Néanmoins, la déformation axiale correspondant à la réponse en cas de défaillance et au post-peak dépend de l'insertion de la fibre dans le composite. En général, l'effort axial de rupture et la résistance ultime sont plus importants pour le matériau renforcé par des fibres. Les courbes de déformation volumétrique et axiale montrent une différence entre le sable cimenté non renforcé et le sable cimenté renforcé par des fibres. Le comportement du sable cimenté non renforcé dans toutes les études de teneur en ciment est initialement compressif, suivi par une forte expansion avec un taux de dilatation maximal.



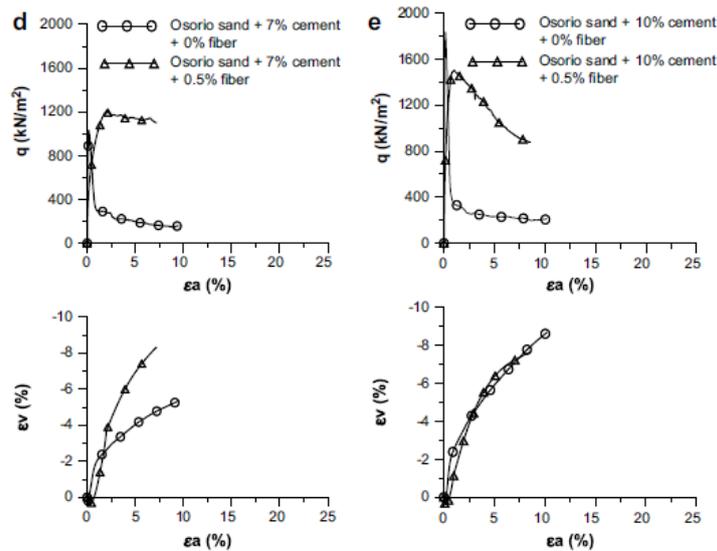


Figure 2. 11 : Réponse triaxiale contrainte - déformation et déformation axiale - déformation volumétrique de sable renforcée : (a) éprouvettes non cimentées, (b) 1% de teneur en ciment, (c) 4% de teneur en ciment, (d) 7% de ciment et (e) 10% de ciment. (Consoli 2009).

La réduction de la porosité du mélange compacté améliore considérablement la résistance des sols cimentés renforcés et non renforcés par fibre. Il a été montré que la résistance à la compression non confinée augmentait de façon non linéaire avec la réduction de la porosité du mélange compacté. (Consoli 2010)

L'utilisation de fibres et de bio-ciment pour le sable peut améliorer l'effet de bio-cimentation. Pour les échantillons à une teneur en carbonate de calcium donnée, la résistance de compression non confinée et la résistance à la traction à la rupture augmentent à la fois avec l'augmentation de la teneur en fibres. (Figure 2. 12). La perméabilité montre également une tendance à la réduction avec l'augmentation de la teneur en fibres. L'utilisation de fibres n'affecte pas beaucoup sur la rigidité du sable bio-traité dans les tests de compression non confinée, mais réduit considérablement la fragilité. (Choi 2016)

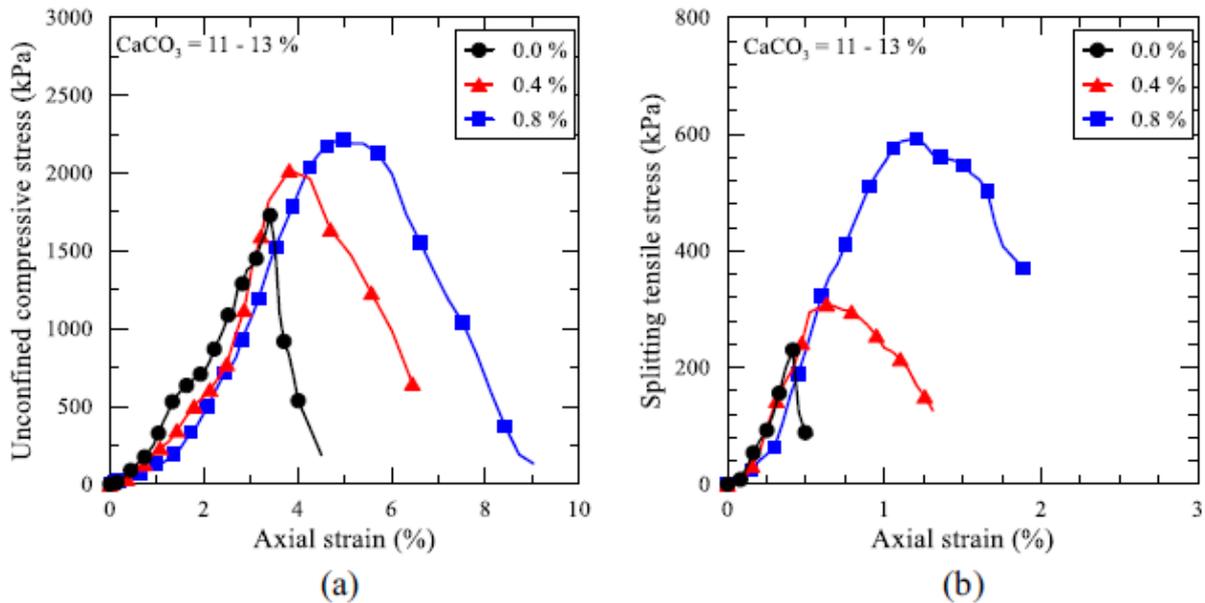


Figure 2. 12 : Courbes contrainte-déformation : (a) Essais de contrainte en compression non confinés (b) Essais de contrainte de traction par fractionnement sur des échantillons contenant 11 à 13% de carbonate de calcium. (Choi 2016)

Correia et al. 2015 ont trouvé d'après des tests de résistance à la traction directe, les résultats des autres études des tests indiquent que l'inclusion de fibres dans le mélange sol-liant change le comportement du matériau de fragile à plus ductile. En fait, la principale répercussion de l'inclusion des fibres dans les échantillons soumis au test de résistance à la traction directe est de réduire la perte de force après le pic, présentant une valeur non négligeable de la résistance résiduelle, qui correspond à la résistance à la traction mobilisée des fibres. Donc les fibres ont un effet plus important sur la résistance de la traction.

La résistance au cisaillement maximale du composite d'argile amélioré dépend de l'effet de la cimentation tandis que l'inclusion de fibre facilite l'augmentation de la résistance résiduelle. Cependant, la limite d'élasticité effective moyenne élevée et la contrainte de cisaillement importante entraînent la rupture significative des liaisons de cimentation et défaillance de la fibre, réduisant par conséquent l'efficacité du ciment et de la fibre. En considérant l'effet de la dégradation de la cimentation et du mécanisme de rupture de la fibre (Figure 2. 13), (Nguyen et al. 2016)

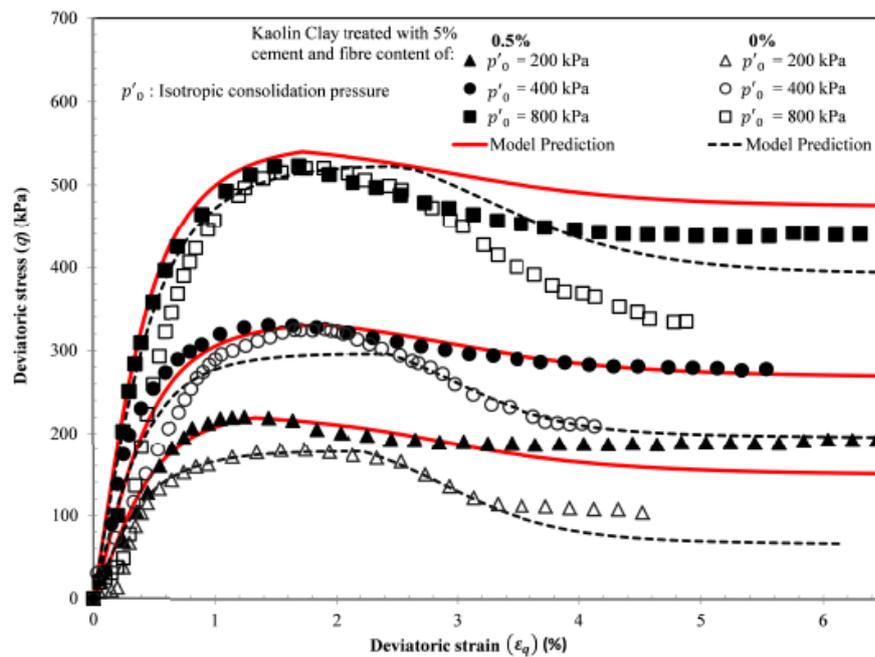


Figure 2. 13 : Relations contrainte-déformation de 5% de ciment traitée l'argile de Kaolin avec 0% et 0,5% de fibres.

Les travaux réalisés par [Consoli et al. \(2010\)](#) montrent des évolutions progressives dans l'amélioration des sols renforcés par ciment. Ils ont effectués des essais sur des sols composites sols-ciment à partir d'essais en compression simple. Les variations de la résistance en compression sur un sol- fibreux disposés de façon aléatoire dans le sol avec des longueurs variables avec un dosage de 0.25 % (0, 6 mm, 12mm, 20 mm), et de 1% de ciment. Les résultats obtenus montrent que la résistance en compression est très améliorée avec (0.25 fibre, 1% Ciment) et atteignent des valeurs de 120 kPa avec des longueurs de fibre de 20 mm.

Par contre dans la [Figure 2. 14](#) , indique l'évolution de la résistance non confinée en fonction de la teneur en fibre de verre (2% ,3% ,4%) et de ciment (10% ,15%, 20%), réalisée dans des temps de cure constants de 14 jours .

Ces travaux ont été réalisés par [Ali Ateş \(2016\)](#), montrent de façon très claires que les sols composites préparés avec 20% de ciment et 4% de fibre de verre conservés à 10 jours de cure montrent un comportement très résistant ($\sigma_{pic} = 14.5$ kPa) en comparaison avec les faibles valeurs enregistrées avec 10% de ciment + 2% Fibres de verre ($\sigma_{pic}= 10.2$ kPa) .

Le comportement des spécimens avec la teneur en ciment supérieur est plus fragile par rapport aux spécimens ayant de faibles teneurs en ciment. Toutefois, la fragilité diminue avec

l'inclusion des fibres et la capacité d'absorption d'énergie augmentent à mesure que la teneur en fibres et la longueur augmentent.

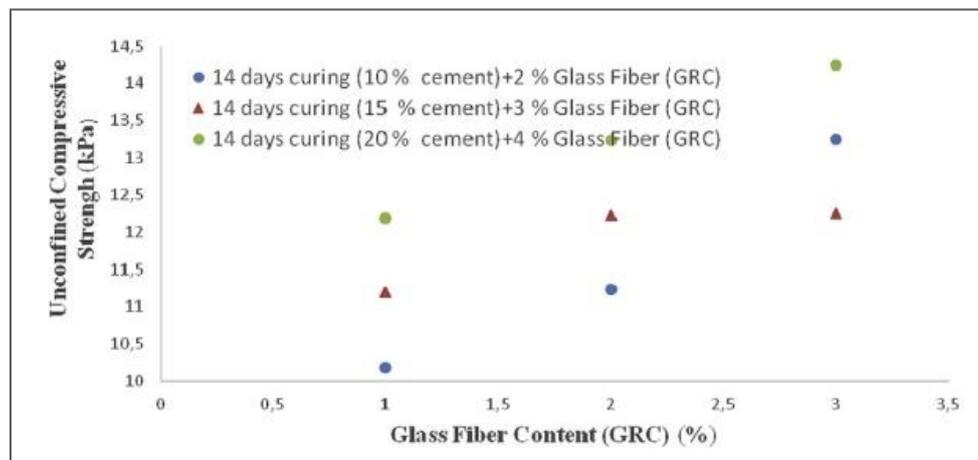


Figure 2.14 : Effet de ciment et contenu de fibre de verre sur la résistance en compression simple 14 jours du temps de durcissement [Ali Ateş \(2016\)](#)

2) Sur les caractéristiques mécaniques du sol :

L'angle de frottement maximal passe de $36,5^\circ$ pour du sable non cimenté à $30^\circ - 52^\circ$ en ajoutant du ciment (en fonction du pourcentage de ciment ajouté) et $48,5^\circ$ en ajoutant des fibres au sable. Le mélange sable - ciment - fibre donne un angle de frottement maximal de 44° à $51,5^\circ$, assez similaire à la valeur obtenue pour l'incorporation de fibres uniquement. L'interception de la cohésion augmente avec la teneur en ciment pour le sable cimenté non renforcé et renforcé de fibres. Cependant, le taux d'augmentation de la cohésion du sable cimenté renforcé par des fibres est supérieur à celui du sable cimenté non renforcé, jusqu'à environ 4% de la teneur en ciment, ce qui inverse le positionnement pour d'autres valeurs de la teneur en ciment ; ([Consoli 2009](#)).

2.7.2. L'effet de la densité relative D_r :

La densité relative est un paramètre très important dans la caractérisation des sols composites. Plusieurs travaux ont été réalisés sur les matériaux composites incluant les fibres de verre, ciment ou autres ajout afin de vérifier l'effet de la densité relative $D_r (\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$ avec e_{max} , e_{min} et e sont respectivement les indices des vides max, min et moyen des sables.

Dans la [Figure 2.15](#), une étude très récente étant réalisée par [Mali 2013](#) sur les sables - fibre de verre à densité relative variable (Moyennement dense $D_r = 50\%$ et dense à $D_r = 65\%$ et

82%, effectuée à l'essai triaxial. Celui-ci montre que pour des dosages en fibre de 1% et 4% , le déviateur q (kPa) montre de bonnes performances mécaniques très élevées lorsque le sable est plus compact ($D_r = 82\%$) et dosé à 4% en fibre de verre . Les valeurs du déviateur atteignent 2500 kPa courbe (b) ($D_r = 82\%$, % F= 4%) en comparaison avec ($D_r = 50\%$, %F= 1%) courbe (a) .

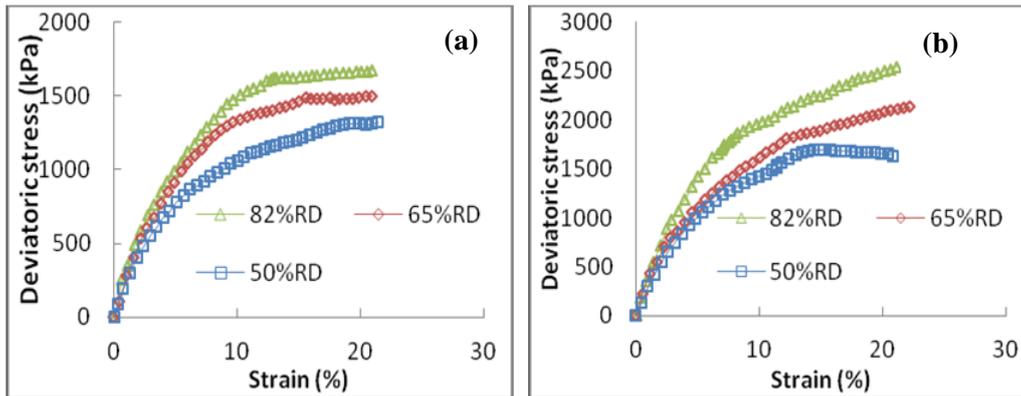


Figure 2. 15 : Contrainte Déviatorique vs. Déformations axiales pour diverses BS+1%Fibres et BS+4%Fibres à $D_r = 50\%$, 65% , 82% . $\sigma_c = 400$ kPa, (Mali 2013)

2.8.Exemples de chantiers renforcés par la fibre de verre:

La grille en fibre de verre enduite fait partie des complexes anti-fissures rigides qui ont donné des résultats plus que satisfaisants sur des nombreux chantiers de chaussées, des plateformes aéroportuaires, portuaires et industrielles. Dans cette partie nous rappelons quelques exemples des chantiers ou des grilles de la même famille que celle étudiée ont été employées comme renforcement.

a. Renforcement des chaussées déformables sous trafic lourd

Le procédé Colgrill R initié par le groupe Colas est un complexe de grille en fibre de verre et enrobé bitumineux qui a montré son efficacité sur un suivi de 10 ans d'une section de la RD 624 dans le département de l'Aude (Figure 2.16a) [RGRA n° 904, 2012]. La géo-grille renforce les enrobés bitumineux et l'ensemble augmente les performances et réduit les contraintes du trafic, en soulageant les supports déformables. Un autre exemple d'application du procédé est le chantier du RD 438 à Saint-Simon (02) en zone marécageuse (Figure 2.16b).



Figure 2. 16 : Mise en œuvre de Colgrill a. RD 624 (11) b. RD 438 à Saint-Simon (02)
[RGRA n° 904, 2012]

b. Renforcement du joint d'autoroute

Le renforcement du raccordement de la voie médiane avec la voie rapide de circulation présentait des dégradations superficielles et une fissuration incompatibles avec la mise en oeuvre d'un simple béton bitumineux de type BBTM. Après le fraisage du joint sur une épaisseur de 4,5 cm et sur la largeur des deux voies, celui-ci a été recouvert d'une géo-grille.



Figure 2. 17 : Chantier de géo-grille au Port Lorient, décembre 2001(photo 6D Solution)

c. Le renforcement par géo-grille sur une surface de 4000 m² de la voie W à l'Aéroport Toulouse Blagnac, a été fait suite au problème de fissuration et déflexions de 70/100 mm sous

charge aéronautique. La géo-grille ROTAFLEX 838 a été mise en oeuvre après un rabotage sur 13 cm (8 cm BBA et 5 cm EME), respectivement sur l'ancien support de 2 cm EME. Le collage a été fait avec une couche d'accrochage de 800 g/m² d'émulsion de bitume résiduel. La nouvelle chaussée : 60 à 140 de graves non-traités (GNT), 13 cm de grave bitume (GB), grille, 7cm d'enrobé à module élevé (EME), 6 cm de béton bitumineux à module élevé (BBME).



Figure 2. 18 : Chantier de géo-grille à l'Aéroport Toulouse Blagnac, octobre 2010 (photo 6D Solution).

2.9. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à une synthèse bibliographique succincte des travaux de recherche utilisant les fibres comme renfort dans la matrice du sol et sol cimenté. Différentes fibres ont été exploitées afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols telles que leur résistance au cisaillement. A travers ces travaux de la littérature nous avons mis en évidence la complexité du renforcement du sol à l'aide des fibres. Cette complexité est liée aux propriétés intrinsèques de chaque type de fibres. Dans le cas des sols compactés nous avons vu que l'ajout des fibres réduit la contractance du sol cimenté renforcé. En revanche, l'ajout des fibres augmente la résistance de cisaillement ce qui signifie l'augmentation des caractéristiques mécaniques des sols renforcés comme l'angle de frottement et la cohésion.

Chapitre 3
Dispositif expérimental et
mode opératoire

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

3.1.Introduction :

Ce chapitre a pour but de présenter dans son ensemble notre démarche expérimentale ainsi que le mode opératoire utilisé au laboratoire pour bien étudier la nature du sol et celle du liant utilisé comme stabilisant ainsi que la nature des fibres employées. La contrainte normale et la densité relative sont des paramètres fondamentaux pouvant influencer sur le comportement du sable. Donc pour étudier correctement les propriétés du sable cimenté et le mélange sable+ciment+ fibre, on devra faire appel aux caractéristiques de ses constituants. Une série de tests expérimentaux ont été effectués sur du sable non renforcé et du sable renforcé par le ciment et la fibre. Le premier objectif étant d'analyser les caractéristiques du sable seul, le second a pour but d'étudier l'influence du ciment, de la fibre et du mélange ciment+fibre sur le comportement observé à l'aide d'un appareillage classique existant au laboratoire de notre faculté de Génie civil (Université Hassiba ben Bouali Chlef) . Le but des essais non renforcés est de comparés à ceux de sables renforcés pour étudier l'influence de l'ajout du renfort 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. Les tests en laboratoire ont été effectués par deux types d'appareillages ; l'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande et l'appareil triaxiale classique.

3.2.Matériaux utilisés :

Les matériaux utilisés dans le cadre de cette étude concernent principalement :

- Le sable de Oued Chélif prélevé des berges de l'Oued et qui présente un sable modèle de sorte que ce type de matériau a été une référence pour plusieurs activant dans le domaine du rôle joué par le phénomène de liquéfaction des sables saturés dont la région de Chlef (Ex EL-Asnam) a été le théâtre de plusieurs séismes ayant secoué cette région et dont a fait des dégâts matériels et corporels : on cite ceux de 1934 ; 1954 et 1980.(Arab et al. (2010) , Belkhatir et al.(2011 ,2013).
- La fibre synthétique utilisée est une fibre de verre qui sert de renfort pour les matériaux composites et a prouvé un comportement satisfaisant. (Bouaricha , 2018). La fibre de verre utilisée nous est parvenue de l'entreprise nationale des produits plastiques de Chlef (ENPC) qui utilise ces genres de fibres pour l'étanchéité des coques des embarcations de pêche.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

- Le ciment utilisé est de la classe II/42.5 et qui nous est parvenue de la cimenterie de Chlef .

3.2.1. Sable :

Compte tenu de l'humidité du sable utilisé, nous avons pris les précautions de bien sécher notre matériau à l'air libre puis tamisé à travers un tamis de 2 mm, [Figure 3.1a](#). Les particules de sable de couleur beige claire, d'une forme de grain quasi arrondi et est composé d'éléments de quartz et de carbonates. La [Figure 3.1b](#) montre une vue réalisée au microscope électronique à balayage du sables testés. Les propriétés de base du sable sont données dans le [tableau 3.1](#), Les courbes de distribution de la taille des grains de ce sol avec différentes teneurs en ciment sont montrées dans la [figure 3.2](#). De nombreuses recherches ont été effectuées pour étudier le comportement du sable de Chlef ([Arab et al. 2008, 2009, 2011, 2014; Djafar henni et al. 2011, Belkhatir et al. 2011, 2013; Benessalah et al. 2017, 2016, 2015; Della et al. 2011; Aouali et al. 2019](#)).

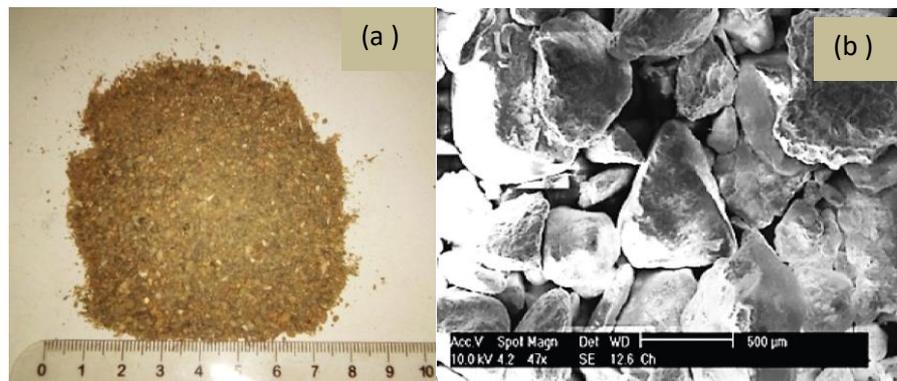


Figure 3. 1 : Microscope électronique à balayage (SEM) Vue de sables testés: Affichage de la taille de particule et la forme de sable de Chlef, ([Belkhatir et al. 2010](#)).

Tableau 3. 1: Caractéristiques physiques du sable de Chlef

Matériaux	C%	G _s	D ₅₀ (mm)	C _U	C _{Cur}	E _{min}	E _{max}
Sable	0	2.719	0.44	2.35	1.32	0.588	0.853

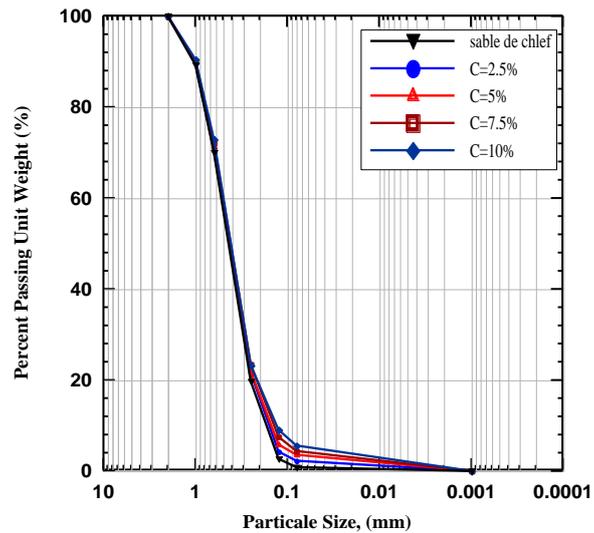


Figure 3. 2: Courbe de distribution granulométrique du sable de Chlef et des mélanges sable-ciment.

3.2.2. Ciment:

Le ciment utilisé dans cette étude est le ciment de Chlef CEM II / A type de 42.5classe, de densité 3.1 et de surface spécifique 3298 cm² / g. La fumée de silice utilisée dans le ciment est de 8%, selon la norme EN 13263-1, ayant pour densité 2,4 et d’une surface spécifique 220000 cm² / g, (Figure 3.3). Les caractéristiques chimiques et minéralogiques de la fumée de silice et du ciment sont illustrées dans le Tableau 3.2. Le mélange de sol et ciment est introduit dans un malaxeur pendant 2 minutes tout en ajoutant la teneur en eau adéquate.

Tableau 3. 2 : Propriétés chimiques du ciment.

compositions chimiques	CEM II / A
SiO ₂	20,58
Al ₂ O ₃	4,9
Fe ₂ O ₃	4,7
CaO	62,8
SO ₃	2,28
MgO	0,53
K ₂ O	0,42
Na ₂ O	0,12
CaO libre	2,17
Composition minéralogique	
C ₃ S	57,79
C ₂ S	20,47
C ₃ A	7,2
C ₄ AF	11,49



Figure 3. 3: Echantillon de ciment utilisé.

3.2.3. Fibre :

Beaucoup d'études portant sur l'utilisation des fibres dans le domaine de la géotechnique ont montré que cette technique est une solution économique et efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Dans notre étude on a choisi deux types de fibres caractérisant leur résistance en traction et de rigidité : les fibres de verre et les fibres de polypropylène. Les teneurs en fibres utilisés dans les mélanges sont respectivement : 0.15% et 0.3%.

- **Fibre de verre :**

La fibre de verre utilisée dans cette étude est présentée sous forme de tissu complexe associé à des fibres coupées sous formes de mâts qu'on appelle Woven-Roving. Il est fabriqué par l'entreprise nationale des plastiques et caoutchoucs (ENPC) de chlef qui utilisent ces genres de fibres à des fins d'étanchéité pour les coques de petits bateaux et des embarcations de pêche. Les caractéristiques physiques de ces fibres sont reportées dans le [tableau 3.3](#).

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Tableau 3. 3 : Caractéristiques physico-mécaniques de la fibre de verre

Name	Unité	E-glass WovenRoving
Couleur	[-]	blanc
Largeur	[mm]	0.12
Épaisseur	[mm]	0.013
Densité spécifique	[-]	2.62
Poids spécifique	[g/m2]	300
Résistance a la traction	[MPa]	2500
coefficient de poisson	[-]	0.35
module de cisaillement	[GPa]	29.2
module de Young	[GPa]	73

La [figure 3.4](#) montre une image des fibres de verre utilisées dans cette étude.



Figure 3. 4: Fibre de verre utilisé dans cette étude.

- Polypropylène :

Hormis leur utilisation dans le domaine des béton et la confection des mortiers dans le but de l'amélioration de leur résistance à la compression ;le domaine de l'amélioration des sols par ce procédé reste tout de même à l'état vierge . Dans la suite de travail nous allons tester l'effet de la fibre de polypropylène sur le comportement des caractéristiques physico-mécaniques de la fibre dont les principaux caractéristiques sont englobés dans le [tableau 3.4](#).

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Tableau 3. 4 : Caractéristiques physico-mécaniques de la fibre de polypropylène

Name	Unit	polypropylène
Couleur	[-]	Blanc
Longueur	[mm]	12
diamètre	[μm]	32
Densité spécifique	[-]	0.91
Résistance à la traction	[MPa]	600 - 700
module de Young	[GPa]	3.00 - 3.50



Figure 3. 5: Fibre de polypropylène utilisée dans cette étude.

3.3.Préparation des matériaux et mode opératoire :

Nous avons scindé ce paragraphe en trois parties principales incluant d'une part l'appareillage utilisé (partie 1), le matériau et liant utilisé (ciment)), l'utilisation deux types de renfort (fibre de verre et fibre polypropylène) (partie 2) et la réalisation des différents essais de sable renforcé et non renforcé d'autre part (partie 3).

Partie 1 : choix des matériaux et programme d'essais :

Nous avons procédé dans cette partie à une série de 350 essais réalisés dans la boîte de cisaillement rectangulaire afin d'étudier l'effet de l'ajout de ciment sur la résistance au cisaillement des mélanges du sable –ciment. La figure 3.6 présente des échantillons préparés au laboratoire composé d'un mélange (sable- cimenté). La boîte de cisaillement a pour

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

dimension 60 x 60 mm de section transversale horizontale, la hauteur de l'éprouvette est de 25 mm. Tous les essais ont été réalisés selon la norme ASTM D-3080 et sont cisailés à une vitesse constante de 1,00 mm/min. La contrainte de cisaillement est enregistrée en fonction du déplacement horizontal dont le taux de déformation maximal est de 12.50%.



Figure 3. 6: Echantillon préparé du sable cimenté.

La première série effectuée dans cette étude en laboratoire concerne les essais de cisaillement sur le sable de Chlef non renforcé avec différentes teneurs en eau $w_c=3\%$, 7% et 10% , la deuxième série réalisée comporte 108 essais sur un mélange de sable-ciment avec une teneur en ciment égale $C_c= 2.5\%$, 5% , 7.5% et 10% . La densité relative (D_r) prise dans ce cas d'étude est caractérisée par un sol dense ($D_r= 80\%$). Les échantillons ont été cisailés en prenant en considération trois types de contraintes normales à savoir : $\sigma_n=100$, 200 et 400 kPa. Les échantillons sont placés dans une salle à une température de $26^\circ \pm 2$ pour une durée de 7j, 14j et 28j correspondant à une humidité de 90%. La concentration moyenne du ciment est définie comme le rapport du poids du ciment au poids sec de sable, selon l'équation 2.1 suivante :

$$C_c = \frac{W_c}{W_s} \times 100 [\%] \dots\dots\dots (2.1)$$

Chaque échantillon a été préparé en trois couches (Figure 3.6). La masse de chaque couche est déterminée en fonction de la valeur de la densité relative (D_r). Chaque couche est versée dans le moule puis compacté manuellement, le nombre de coups est de 25 jusqu'à obtention de la hauteur désirée pour les essais denses.

Le **tableau 3.5** illustre notre programme d'essais associé à l'étude.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Tableau 3. 5: Paramètres du programme d'essais.

Type des échantillons	Contrainte normale (kPa)	Teneur en eau (%)	Teneur en ciment (%)	Densité relative (%)	Temps de cure (j)	Nombre d'essais
Sable non renforcé	100	3	0	20	0	27
	200	7		50		
	400	10		80		
Sable cimenté	100	3	2.5	20	7	324
	200	7	5	50	14	
	400	10	7.5	80	28	
			10			

- Partie 02 : cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande

Des essais de cisaillement direct ont été effectués pour étudier, d'une part, l'influence de deux type de fibre (fibre de verre et fibre de polypropylène) sur le comportement du sable et d'autre part, de comparer entre le renforcement par fibre et le renforcement par le mélange fibre + ciment. Les fibres utilisés étant distribués de façon aléatoire dans la boîte tout en injectant une teneur en fibre équivalente à $p_f=0.15\%$ et 0.3% pour les deux type de fibre. Les dimensions intérieures de la boîte de cisaillement utilisée dans notre étude sont :60 x60x20mm.. Les essais ont été exécutés à une vitesse de 1 mm/min sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa respectivement.

La deuxième série d'essais a été réalisée avec un mélange de sable+ciment+fibre. La teneur en fibre étant fixée égale à $p_f=0.15\%$ et 0.3% de la masse de sable à l'état sec et avec une teneur en eau moyenne $\omega= 10\%$. La densité relative (D_r) qui caractérise la compacité du matériau composite, fonction des indices des vides max et min et de l'indice des vide global, étant fixée dans le but de considérer deux types d'échantillons ; l'un moyennement dense ($D_r= 50\%$) l'autre dense ($D_r= 80\%$).La densité relative D_r étant exprimée par la relation suivante : $D_r = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$.

Les échantillons ont été cisailés sous des contraintes normales $\sigma_n=50, 100, 200$ kPa. La durée de préparation des échantillons est d'environ une heure pour la prise du ciment ; ensuite ils ont été conservés dans une salle à une température $T= 26^{\circ}\pm 2^{\circ}$ d'une durée de 7 jours correspondant à une humidité de l'ordre de 90%. La concentration moyenne de ciment et de fibre sont définie comme un pourcentage du poids sec de sable et sont définis à partir des relations 2.2 suivantes :

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

$$\rho_f = \frac{W_f}{W_s} \times 100 [\%] \dots\dots\dots (2.2)$$

La [figure 3.7](#) présente des échantillons du sable cimenté + fibre préparé a un teneur en eau de 10% et de teneur en fibre de 0.3%.

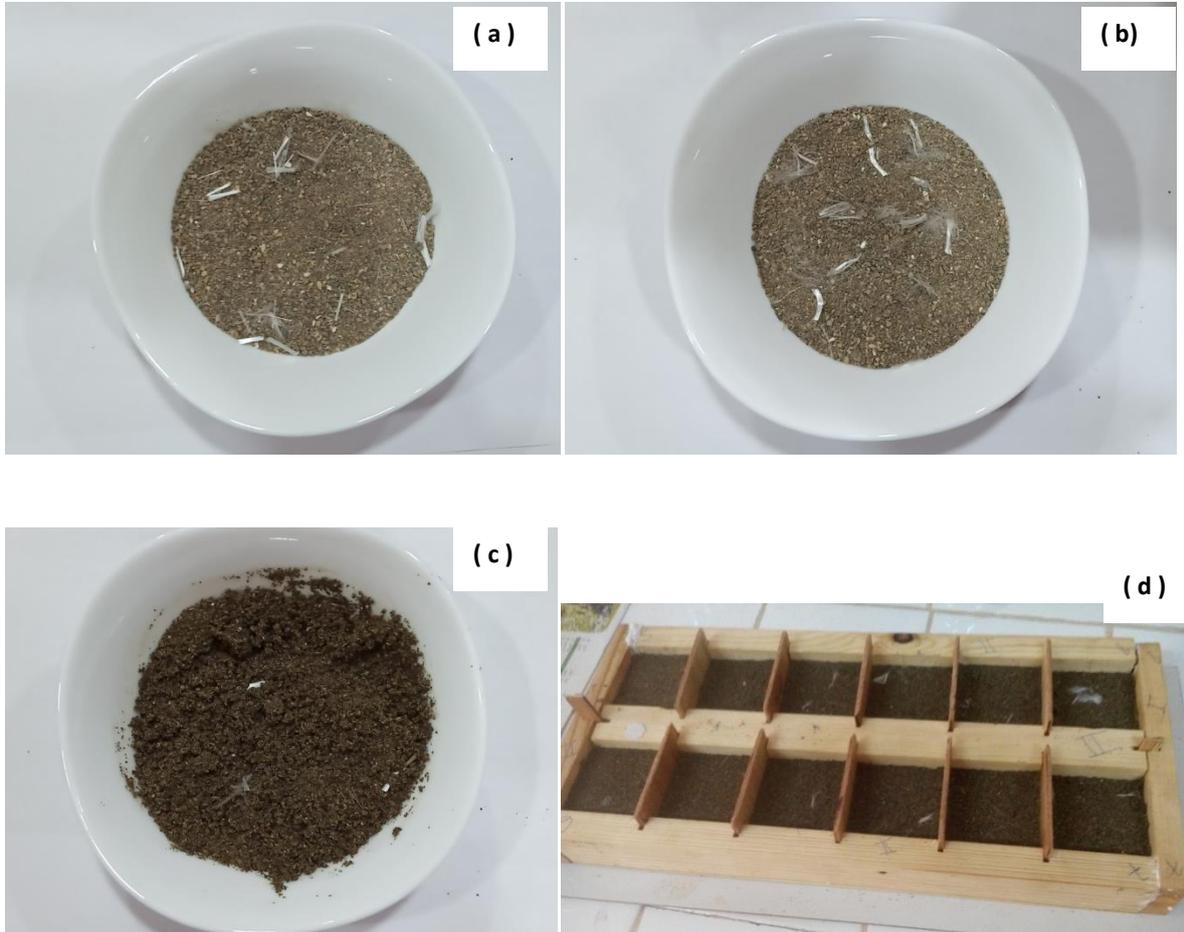


Figure 3. 7 : Echantillon préparé (a) sable+fibre de verre, (b) sable+fibre de polypropylène, (c) sable+cimenté+fibre de verre, (d) moule des sable cimenté+fibre de verre.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Tableau 3. 6 : Paramètres du programme d’essais.

Type des échantillons	Contrainte normale (kPa)	Teneur en fibre (%)	Teneur en ciment (%)	Densité relative (%)	Temps de cure (j)	Nombre d’essais
Sable+fibre de verre	100	0.15	-	20	0	18
	200			50		
	400			80		
Sable + fibre de polypropylène	100	0.15	-	20	0	18
	200			50		
	400			80		
Sable +ciment+fibre	100	0.15	2.5	50	7	48
	200		5			
	400		7.5			
			10			

- Partie 03 : mise en place des matériaux a l’appareil triaxial et cisaillement

L’essai consiste à mettre en place une masse connue pour un volume connu, pour la précision du résultat, la masse calculée doit correspondre au volume de l’échantillon. La mesure de la masse est déterminée par les formules suivantes:

$$Dr = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$$

Ce qui donne: $e = Dr (e_{min} - e_{max}) + e_{max}$ (2.3)

L’indice des vides « e » est donné par la formule : $e = \frac{Vv}{Vs} = \frac{Vt - Vs}{Vs} = \frac{Vt}{Vs} - 1$ (2.4)

Et le poids volumique sec « γ_s » est définit par : $\gamma_s = \frac{Ps}{Vs}$ (2.5) ,

Vt = volume total

e_{min} et e_{max} sont respectivement les indices de vides min et max

de (2.3), (2.4) et (2.5) on obtient :

$$Ps = \frac{Vt * \gamma_s}{1 + e_{max} - Id * (e_{max} - e_{min})}$$

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Après avoir déterminée la masse du sol en pesant des couches de même poids, on passe à la phase de préparation de l'échantillon (Figure 3.8). Des échantillons de sable non renforcé et renforcé par ciment ont testés de forme cylindrique de diamètre $D=70$ mm et d'une hauteur $H=70$ mm (élancement $H/D=1$), puis on fait monter le moule (Figure 3.9). Pour les échantillons non renforcé, on fait déposer le sol sec dans le moule avec un entonnoir placé au centre du moule et à une distance quasiment nulle au-dessus de la surface du sol. Cette technique permet de former des échantillons du sable avec des densités relatives les plus faibles. Cependant, on utilise une dameuse et ou on frappe à l'extérieur du moule pour avoir des densités élevées (Figure 3.10)

Les échantillons de sable renforcé par ciment avec des deux teneurs en ciment $C_c= 2.5\%$ et 5% ont été préparés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre $\Phi = 70$ mm et de hauteur $h = 70$ mm , selon ASTM D1632-07(2007) et ASTM D4767-11 (2011) {version mise à jour de D4767-95, 1995} .Après une période de réglage de 48 h (pour ciment à faible pourcentage), dans un environnement humide (26 C, 90% HR), les échantillons ont été sortis des moules jusqu'au moment du test.la figure 3.8 visualise l'aspect du mélange sable+ciment lors de sa préparation en vue de procéder à un essai triaxial .



Figure 3. 8: Echantillon préparé du sable cimenté pour un essai triaxial.

Les figures 2.9 et 2.10 caractérisent la mise en place de l'échantillon dans le moule reposant sur la base de la cellule triaxiale et enveloppé avec une membrane en latex de 0.1mm d'épaisseur et prêt pour les phases de saturation et consolidation de l'échantillon.



Figure 3. 9 : Mise en place de la membrane et du moule

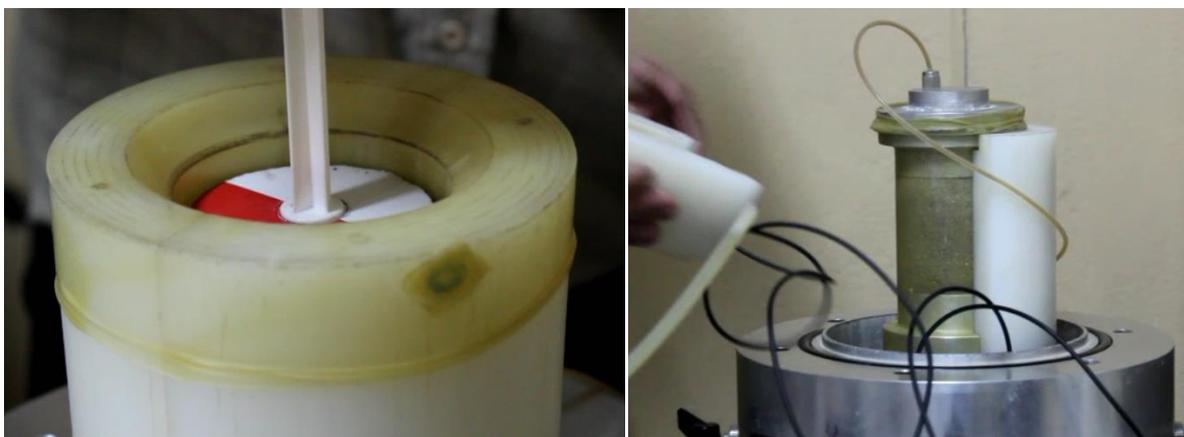


Figure 3. 10 : Mise en place de l'échantillon a dépôt à sec.

Le [tableau 3.7](#) résume le programme d'essais entrepris pour évaluer le comportement contrainte-déformation des échantillons non renforcés et renforcés. Un total de 15 essais de compression triaxiale consolidés non drainé sous contrainte de confinement avec mesures de pression interstitielle (test noté CU), ont été effectués pour évaluer le comportement des échantillons en contrainte-déformation et en contraintes -pression interstitielle sur des échantillons renforcés par des teneurs en ciment sous conditions de chargement non drainées.

Le tableau 3.7 retrace le programme des essais effectués à cet effet.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Tableau 3. 7 : Paramètres du programme d'essais.

Type des échantillons	Contrainte normale (kPa)	Teneur en eau (%)	Teneur en ciment (%)	Densité relative (%)	Temps de cure (j)	Nombre d'essais
Sable non renforcé	100 200 400	-	-	50 80	-	6
Sable cimenté	100 200 400	10	2.5 5	50	1 3 7	9

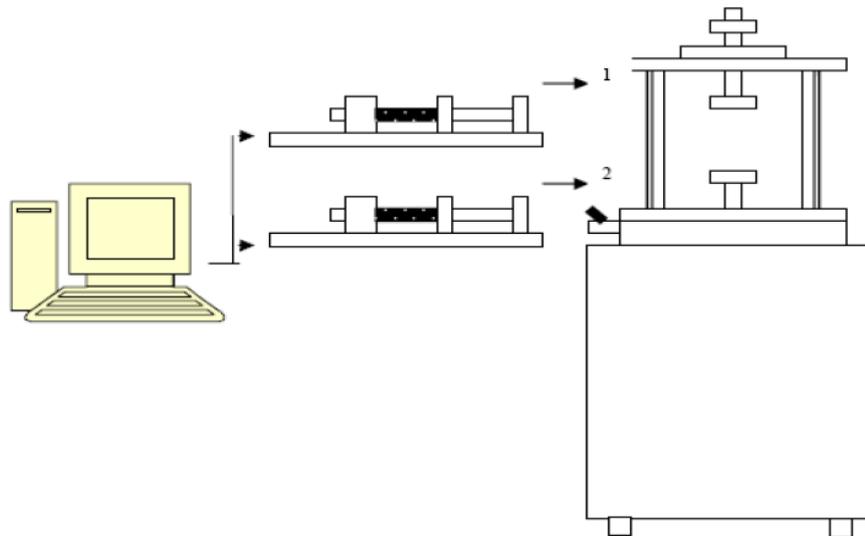
3.4. Description de l'appareil et procédures expérimentales

3.4.1. Essais de compression triaxiale

On présente le deuxième dispositif utilisé, il s'agit de la cellule de Bishop qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers types de chemins de chargement. On donne les améliorations apportées à cette cellule, notamment pour le système d'accrochage pour la réalisation des essais monotones et le système d'anti frettage. Les essais ont été réalisés au laboratoire des sciences des matériaux et environnements de l'université de Chlef.

Le dispositif expérimental utilisé est présenté schématiquement dans la [figure 3.11](#). Il comprend :

- Une cellule triaxiale autonome type Bishop et Wesley ([Bishop et Wesley 1975](#)),
- Deux contrôleurs de pression /volume type GDS (200cc),
- Une pompe à vide relié à un réservoir afin de désaérer l'eau déminéralisée,
- Un micro-ordinateur équipé d'un logiciel permettant le pilotage de l'essai et l'acquisition des mesures.



(1) application de la pression dans la cellule

(2) contrôle de la pression interstitielle ou variation de volume de l'échantillon

Figure 3. 11 : Dispositif expérimental utilisé



Figure 3. 12 : Appareille triaxial.

Le schéma de la cellule de Bishop est présenté dans la [figure 3.13](#). Elle est constituée de deux chambres. La chambre supérieure contient l'échantillon et les deux embases servant à appliquer la charge axiale sur celui-ci. La pression maximale que peut supporter cette chambre est de 2 MPa. La partie inférieure consiste en une presse hydraulique. Elle est constituée d'une chambre métallique dans laquelle un piston peut coulisser. L'extrémité du piston est reliée à l'embase inférieure qui applique la charge axiale à l'échantillon. Comme la section du piston est connue, la force et le déplacement axial appliqué par le piston sont déduits directement de la pression et de la variation de volume dans la chambre. Ces derniers sont contrôlés par un contrôleur (Geotechnical Data System) qui permet d'appliquer le chargement axial en contrainte ou en déformation contrôlée.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

Un contrôleur de pression et de volume (GDS) est relié à la cellule pour appliquer une pression de confinement dans celle-ci, un autre GDS est relié au circuit du drainage. Il sert à contrôler la pression ou les variations de volume de l'échantillon.

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.

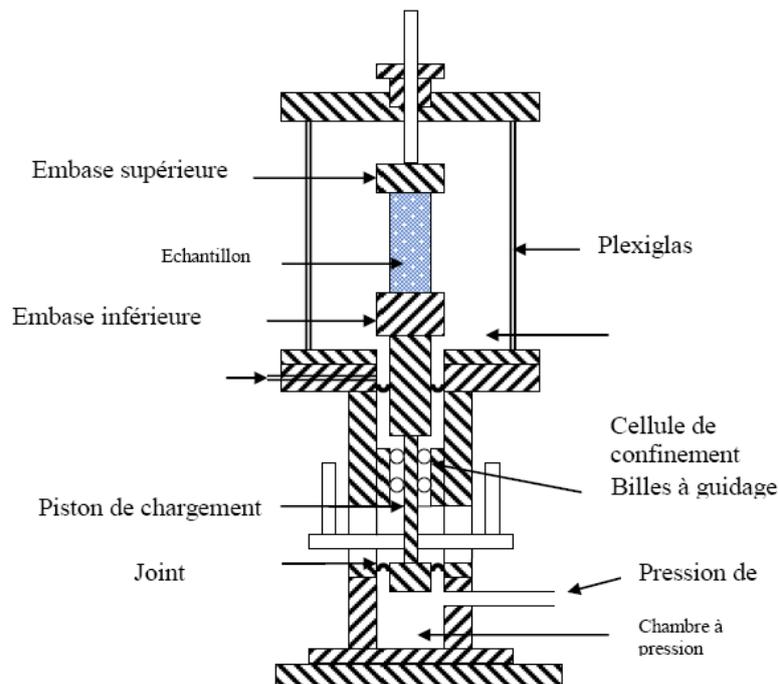


Figure 3. 13: Présentation schématique de la cellule triaxiale utilisée.

Les variables utilisées dans cet essai sont:

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$: déviateur de contrainte,

$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$: contrainte moyenne totale,

Δu : surpression interstitielle,

$p' = p - \Delta u$: contrainte moyenne effective,

$\eta = q/p$: rapport de contraintes,

ε_1 ou ε_a : déformation axiale,

ε_3 : déformation horizontale,

$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$: déformation volumique,

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

$\varepsilon_d = 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$: déformation de déviateur.

L'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta u = 0$) et des essais non drainés ($\Delta \varepsilon_v = 0$) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée). La Figure 3.14 montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sable lâche et dense en conditions drainée et non drainée.

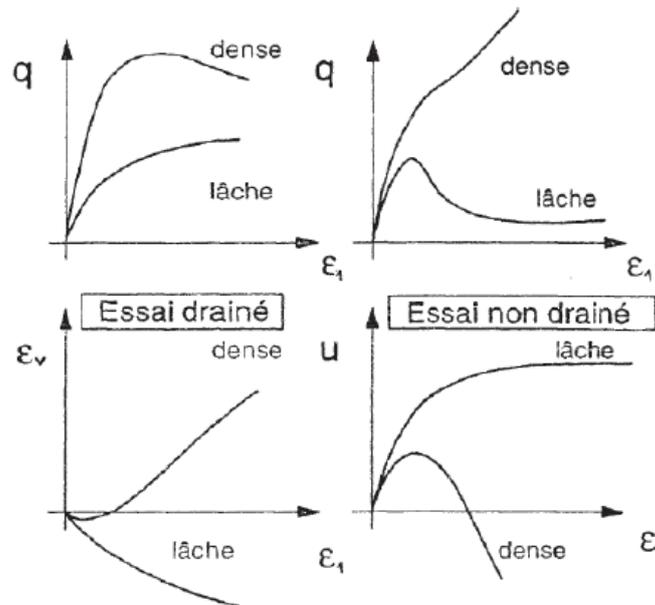


Figure 3. 14: Présentation de l'essai triaxial (Bahda 1997)

Les échantillons sont fabriqués à l'aide d'un moule constitué de deux coquilles semi cylindriques (Figure 3.15). Les deux coquilles peuvent être assemblées ou repoussées l'une sur l'autre facilement à l'aide d'un collier de serrage. Dans le but de maintenir la manchette en latex le long des parois du moule, quatre conduits d'aspiration sont percés dans les coquilles. Ces conduits communiquent avec l'intérieur du moule par des rangées de petits trous (1mm de diamètre). Ils sont reliés à des tuyaux souples qui sont assemblés dans un seul tube. Ce dernier peut être raccordé à une pompe à vide.

Chapitre 3 :Dispositif expérimental et mode opératoire

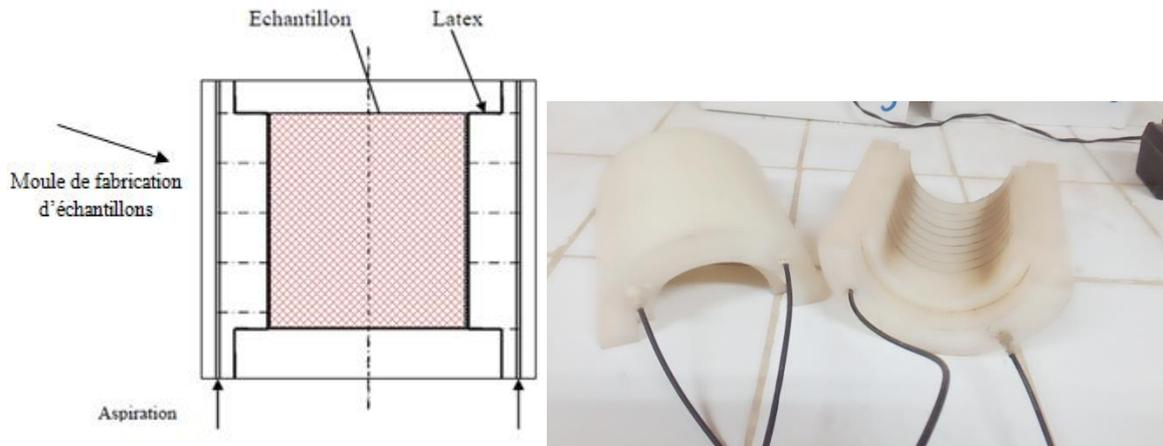


Figure 3. 15 : moule et coquilles du moule de fabrication de l'échantillon

Après le démontage de moule, la cellule est mise en place et remplie d'eau. On applique une contrainte de confinement initiale $\sigma_3 = 25$ kPa pour pouvoir enlever la contre pression appliquée à l'intérieur de l'éprouvette et donc la faire saturer. Tout d'abord, on fait passer le gaz carbonique (CO₂) d'une pression de 15 kPa durant 10 minutes, après on fait circuler l'eau désaérée. Selon la norme ASTM D4767-11, on fait saturer l'échantillon à $\sigma_3 = 50$ kPa (supérieure à 35 kPa). L'état de saturation est vérifié par la mesure du coefficient de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma$. Pour les sols sableux l'état de bonne saturation des échantillons est estimé à $B = 90\%$ et l'amélioration de la saturation pour les échantillons non saturés est assurée par une augmentation par palier des pressions autour et à l'intérieur de l'éprouvette.

Puis vient l'étape de consolidation, cette phase permet de simuler l'état des contraintes in situ, elle consiste à appliquer sur l'éprouvette une contrainte isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). L'application de la contrainte de confinement se fait par le système d'air-eau et contrôlée par un régulateur de pression. Les échantillons préparés ont été consolidés puis cisailés avec les contraintes effectives (σ'_3) de 50, 100 et 200 kPa.

Après avoir consolidé l'éprouvette (variation volumique constante), on passe à la phase de cisaillement. Le cisaillement par compression se fait en augmentant le déviateur de contrainte jusqu'à la rupture (généralement jusqu'à 17% de déformation axiale) par une vitesse de déformation de 0.5% par minute pour les essais triaxiaux monotones non drainés.

3.4.2. Essais à la boîte de cisaillement direct

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 3.16).

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 .

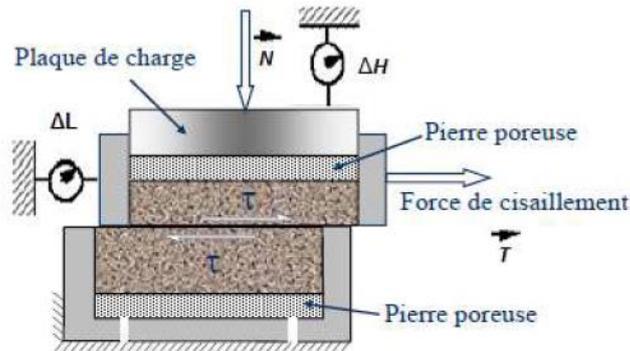


Figure 3. 16 : Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

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, et l'effort de cisaillement T rapporté à la section A représente la contrainte de cisaillement moyenne t sur ce même plan τ (kPa).

Le bâti permettant d'appliquer et de mesurer les déplacements et les efforts sur l'échantillon est représenté sur la figure 3.17. 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.

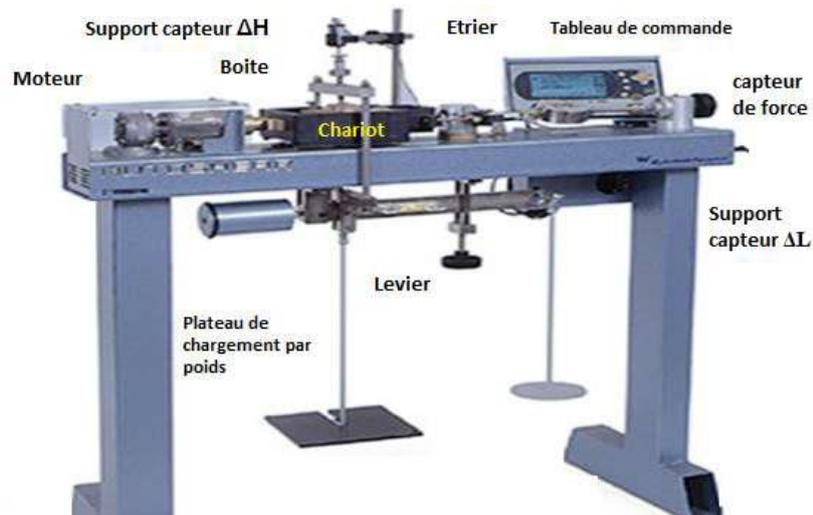


Figure 3.17 : bâti de cisaillement.

3.5. Répétabilité des essais :

3.5.1. Appareil triaxial

Les différents résultats d'analyse d'un même produit obtenus à l'aide d'une méthode donnée peuvent être réalisés soit dans des conditions identiques (même laboratoire, même opérateur, laps de temps réduit), soit dans des conditions différentes. Suivant le cas, la variabilité des résultats risque d'être différente. La fidélité de la méthode sera donc définie par deux critères: la répétabilité lorsque les conditions expérimentales sont identiques et la reproductibilité lorsque les conditions expérimentales sont différentes.

Afin de tester la répétabilité, nous avons réalisé deux essais non drainés monotones sur le sable de Chlef à un confinement 100 kPa, à une densité relative de 80% et avec un coefficient de Skempton $B = 92\%$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la [figure 3.18](#). On note un très bon accord entre les résultats de ces deux essais successifs obtenus avec la même méthode sur une matière identique soumis à l'essai et dans les mêmes conditions (le même opérateur, le même équipement, dans le même laboratoire et dans un intervalle de temps très court).

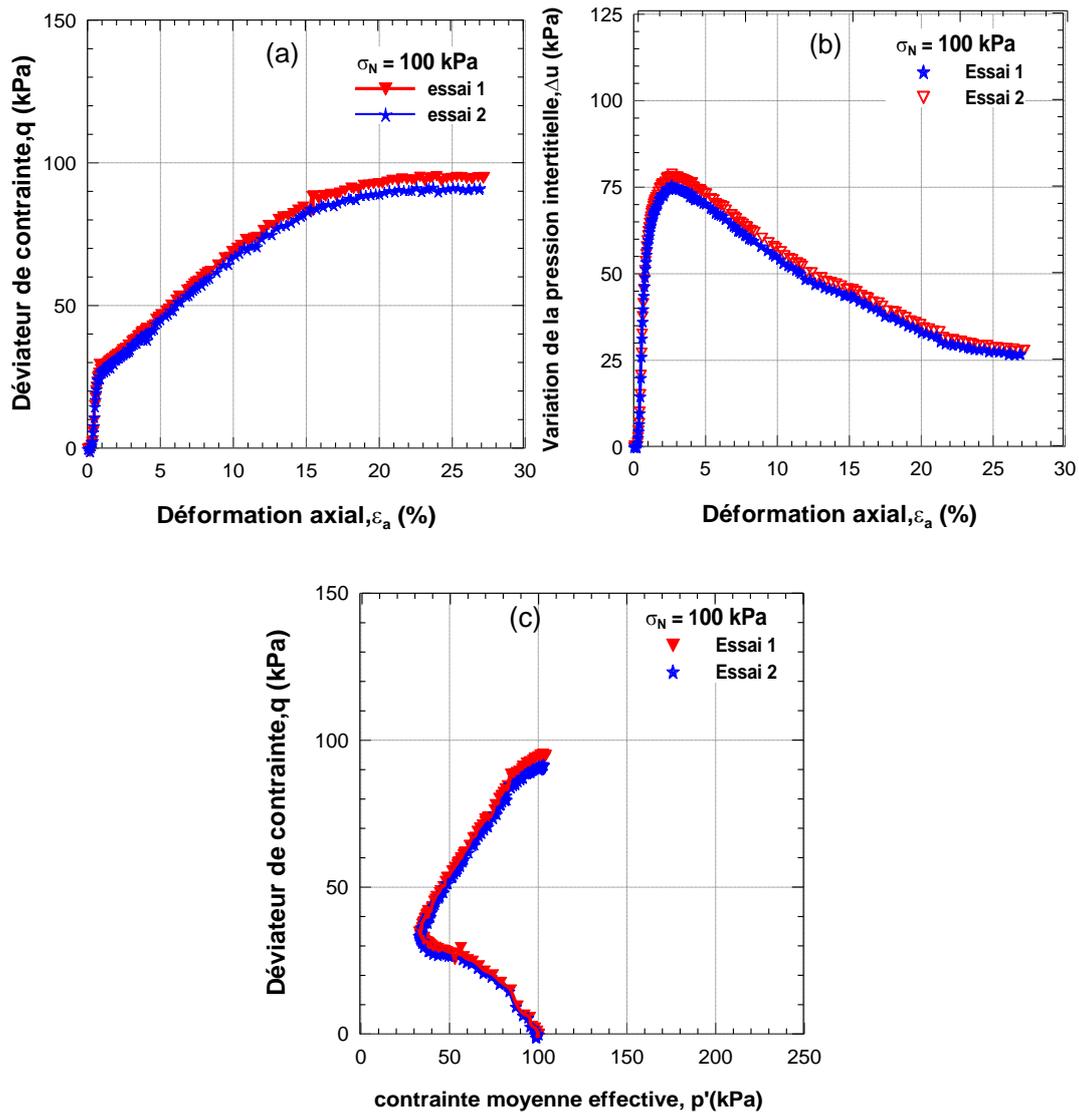


Figure 3. 18: Essais de répétabilité non drainés: (a) Courbe de variation déviateur-déformation axiale, (b) la variation de la pression interstitielle, (c) Chemin de contrainte.

3.5.2. Appareil de Cisaillement à la boîte de Casagrande :

Afin de tester le bon fonctionnement de notre dispositif expérimental, nous avons réalisé deux essais a la boîte de cisaillement sur le sable de chlef à un contrainte normale de 100 kPa et à un indice de densité $I_d = 0,8$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 3.19. On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

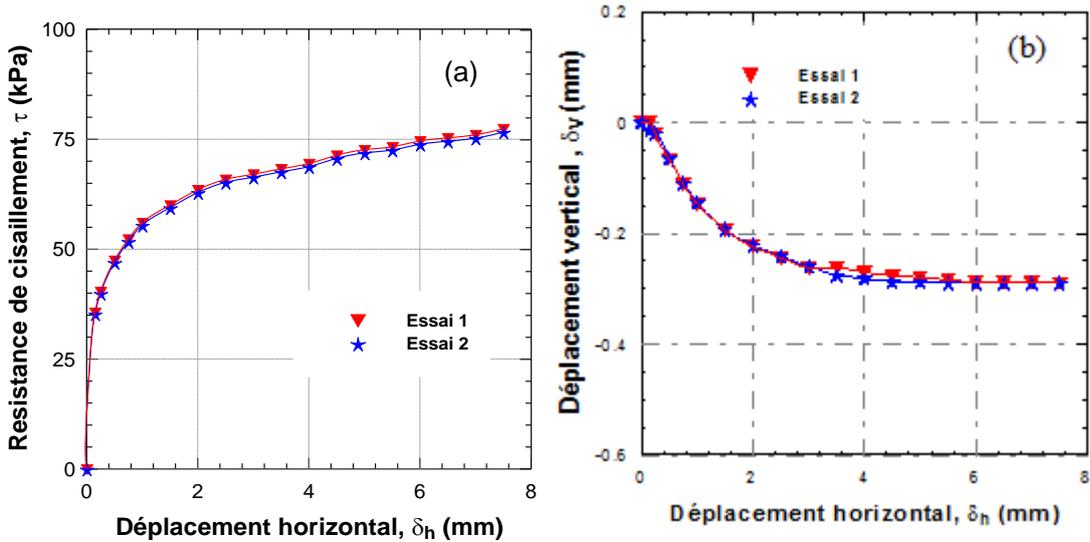


Figure 3. 19: Essais de répétabilité non drainés: (a) Courbe de variation résistance de cisaillement –déplacement horizontal, (b) déplacement vertical - déplacement horizontal.

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté l'appareillage utilisé (Cisaillement et triaxiale) et la procédure de préparation des échantillons de sable +ciment + fibres au niveau du laboratoire afin d'étudier le comportement des sables et des mélanges sables-ciment, sable- fibre et sable-ciment-fibre fins sous divers chemins de chargement.

L'appareil triaxial utilisé existante au sein du laboratoire des sciences, matériaux et environnement à l'université de Chlef, muni de deux contrôleurs GDS (pression-volumes) et piloté par un micro ordinateur permettant de collecter les données obtenues après cisaillement .les dimensions des échantillons utilisés sont . $\Phi 70$ mm ,70 mm de hauteur .

L'appareil de cisaillement rectiligne à la boîte utilisée nous a permis de procéder à plusieurs essais au sein du laboratoire de génie civil (Université de Chlef) dont les dimensions des échantillons prises sont : 60x60x2.5mm.

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. Les pertinences du dispositif et du mode opératoire ont été vérifiées par des tests de répétabilité.

Ce chapitre décrit également les caractéristiques des sables étudiés dans la phase préparation et mode opératoire des différents échantillons et ce entrant dans le cadre de la présente thèse.

Dans les chapitres suivants nous allons étudier le comportement de ces matériaux en mettant l'accent sur l'influence de l'ajout du liant hydraulique et les fibres synthétique sur le comportement des sols.

Chapitre 4
Comportement des sables
renforcés au Ciment

4.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous avons réalisés une série d'essai de cisaillement direct sur des sols renforcés et non renforcés, composés essentiellement de : sable traité au ciment. L'utilisation de l'appareil de cisaillement direct nous a permis de collecter et étudier les paramètres intrinsèques de ces matériaux composites tels que : la contrainte de confinement (σ_c), la densité relative D_r (%) du sable, le pourcentage de fibres, le pourcentage de ciment, la température de durcissement du ciment et le temps de cure (jours). une série de tests de cisaillement direct seront effectués pour étudier l'effet de l'ajoute de ciment sur la résistance de cisaillement de sable de Chlef. Avec différentes teneurs en eau (3, 7 et 10%). Les résultats seront comparés à ceux de sable non renforcé pour étudier l'influence l'ajoute de ciment 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.

4.2.Sable non renforcé :

Afin d'évaluer l'influence de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques du sol, des essais de cisaillement ont été effectués sur des échantillons à différentes teneurs en eau (3, 7 et 10%) à différentes densités et contraintes de confinement.

a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)

Plusieurs recherches antérieures ont étudié en laboratoire l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols (Benessalah et al, 2015). La [Figure 4.1](#) illustre les résultats des essais à la boîte de cisaillement sur des échantillons de sable vierge avec des teneurs en eau de 3, 7 et 10%, de densité relative $D_r=80\%$ et cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa. Les résultats montrent clairement que l'augmentation de la teneur en eau influe considérablement sur la résistance au cisaillement du sol. La résistance du sol diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, la [Figure 4.1b](#) illustre la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. On note ici que l'augmentation de la teneur en eau mène à une augmentation du déplacement vertical et par conséquent la contractance de l'échantillon augmente, ces résultats sont concordants avec ceux trouvés par [Benessalah et al.en 2015](#).

D'après la Figure 4.1c, on remarque que la pente des droites de rupture des échantillons humides sont légèrement plus faibles et atteignent des valeurs de 0.75, 0.72 et 0.74 pour des teneurs en eau de 3, 7 et 10% respectivement. Par contre la pente des droites de rupture de l'échantillon sec est la plus grande (0.79) par rapport que les échantillons humides.

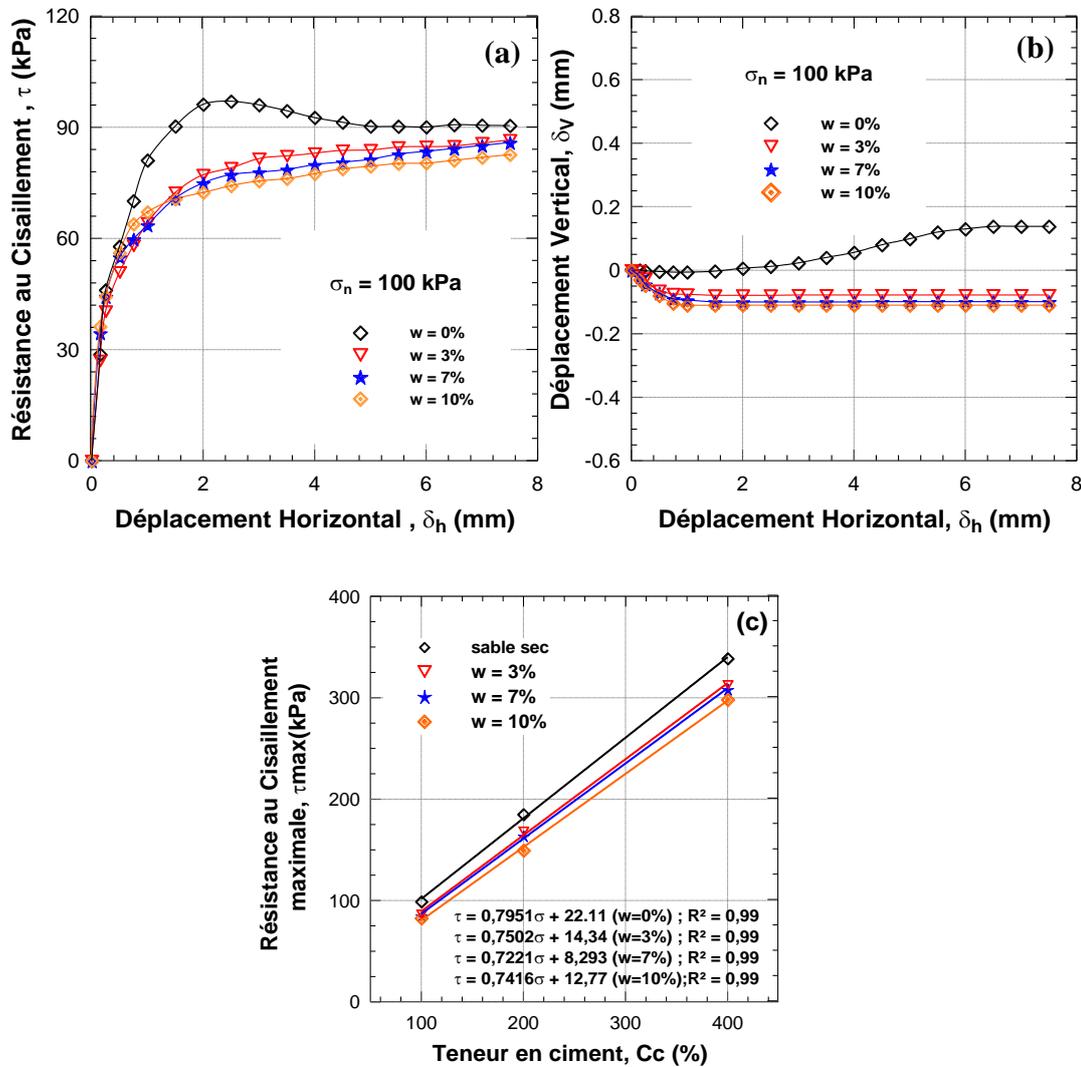


Figure 4. 1Influence da la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef ($\sigma_n = 100$ kPa, $Dr = 80\%$),

a : Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

b : Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

c : Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \text{tg} \phi + c$

b) Echantillons moyennement denses ($Dr = 50\%$)

D'après la Figure 4.2 qu'elle présente les résultats des essais à la boîte de cisaillement sur des échantillons de sable vierge avec des teneurs en eau de 3, 7 et 10% pour une contrainte normale de 100 kPa et une densité relativement élevée ($D_r = 50\%$). La présence d'eau influe considérablement sur la résistance au cisaillement du sol, c'est la même remarque à celles obtenues précédemment avec des matériaux denses ont été obtenues pour les graphes donnant la variation de la résistance au cisaillement et du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Les valeurs de résistance au cisaillement maximales obtenues en fin d'essai sont de 74, 71 et 68 kPa pour des teneurs en eau de 3, 7 et 10% respectivement.

La Figure 4.2b présente la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. L'essai sur l'échantillon sec a montré un comportement plus dilatant que les échantillons humides, Tous les échantillons humides ont montré un comportement dilatant qui se caractérise par une augmentation du volume des échantillons qui est d'autant plus importante que la teneur en eau est élevée.

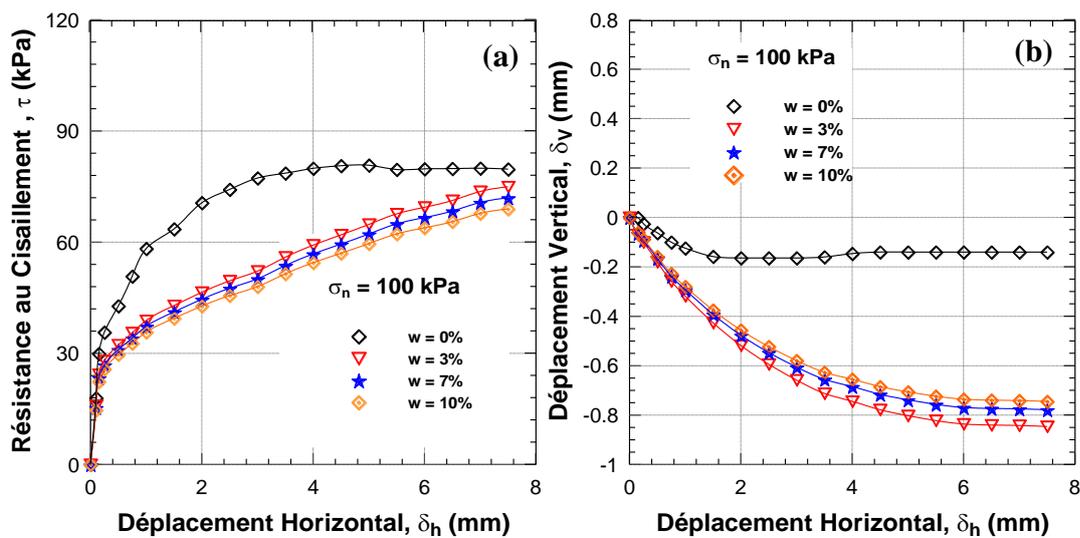


Figure 4. 2Influence da la teneur en eau sur le comportement du sable de Chlef ($\sigma_n = 100$ kPa, $D_r = 50\%$),

a : Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal,

b : Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.

4.3. Sable cimenté

Un sol stabilisé a été utilisé pour la construction de sous-bases des routes, des trottoirs et des murs en terre battue (Chaston et al., 1952 ; Lambe et al., 1962). La cimentation se produit en raison des divers processus géologiques qui créent des liens entre les particules du sol comme le vieillissement, les réactions chimiques, carbonates, silicates, oxydes de fer et agents de cimentation naturels. En raison des difficultés d'échantillonnage in situ, les caractéristiques mécaniques des sols cimentés sont généralement étudiées à l'aide d'échantillons du mélange sable-ciment préparé en laboratoire et durci avec différents temps de durcissement.

Les réactions à base de calcium dans le traitement à la chaux et / au ciment sont similaires aux réactions dans le système sol-eau. Les additifs modifient les propriétés du sol par leur hydratation et ionisation, la floculation et l'agglomération provoquées par l'échange de cations et les produits de cimentation induits par des actions pouzzolaniques (Bell et al., 1996; Boardman et al., 2001). De plus, ces réactions conduisent à des produits différents en raison de la nature additive et de l'interaction dans le système d'additifs sol-eau. Bien entendu, ces additifs nécessitent de l'eau ou de l'eau plus de la silice / alumine présente dans les argiles pour effectuer ces réactions. Prunsinski et Bhattacharja .,1999 ont déclaré que le ciment Portland fournit les composés (hydratation cimentaire) et la chimie nécessaires pour réaliser tous les processus tandis que la chaux peut accomplir tous les processus sauf l'hydratation cimentaire. La minéralogie, la quantité et la taille des particules de fines dans le sol peuvent également avoir un impact considérable sur les performances des additifs.

4.3.1. L'effet de la contrainte normale sur le comportement du sable :

Dans cette partie, plusieurs séries de cisaillement direct ont été menées sur des échantillons de sable avec une teneur en ciment de 2.5% et 5%, et soumis à des contraintes normale verticale de 100, 200 et 400 kPa et une densité relative de 50% et un temps de cure de 7 jours. Seuls les résultats des essais sélectionnés sont présentés dans cette partie illustrent les effets de la contraintes normale sur le comportement contrainte-déformation du sable cimenté.

L'effet de la contrainte normale sur le comportement contrainte-déformation du sable avec une teneur en ciment de 2.5 et 5% est montré sur la Figure 4.3a ,3.3b respectivement. On peut voir sur les courbes q- a que pendant le cisaillement, la contrainte de cisaillement dans les tests effectués à 100 à 400kPa a augmenté progressivement jusqu'à la valeur maximale et est

restée constante jusqu'à la fin de l'essai. Donc il été clairement observé que la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

Les courbes de déformation obtenues à partir des tests sur du sable cimenté à 2.5 et 5% de ciment sont également présentées sur la Figure 4.4a ,3.4b respectivement. La contraction volumétrique a été observée dans tous les tests effectués à différentes contrainte normal. On peut observer sur les deux figures que plus la contrainte normale est élevée, plus le comportement contractuel du spécimen est obtenu plus. Il peut également être observé sur la Figure 4.4 que les courbes de δ_v - δ_h approchaient d'une valeur constante à la fin de chaque test.

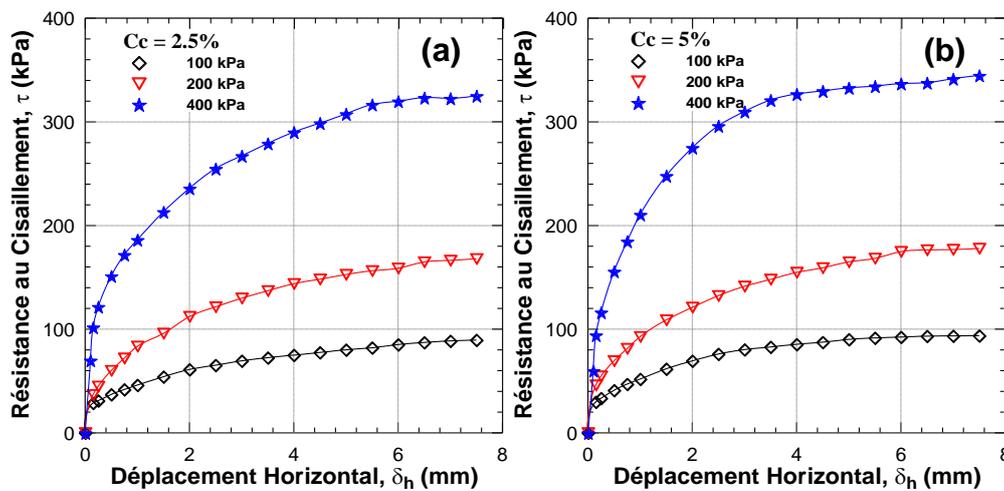


Figure 4. 3 Courbe de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal pour un sable cimenté pour un temps de cure de 7 jours, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$,

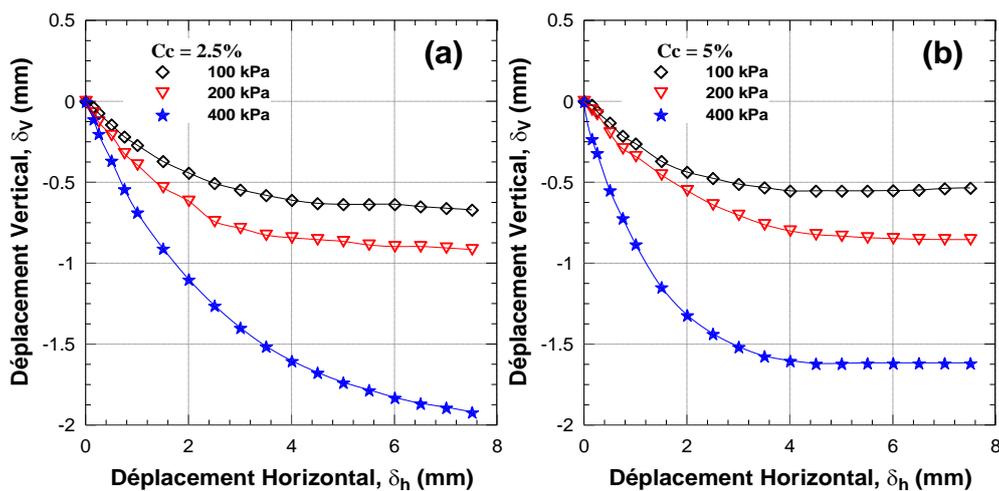


Figure 4. 4 Courbe de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal du sable cimenté pour un temps de cure de 7 jours, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$.

4.3.2. Effet de la teneur en ciment sur le comportement du sable :

Les caractéristiques de contrainte-déformation des mélanges sol-ciment étaient déterminées en testant ces échantillons dans une boîte de cisaillement. Les échantillons cimentés ont été stockés à $26 \pm 2^\circ\text{C}$ dans une pièce Avec une humidité relative $>90\%$ pendant 48 h pour atteindre leur niveau initial force. Après cela, le 7ème jour, les échantillons cimentés ont été cisailés en utilisant un taux de déplacement constant de 1 mm/ minute. Horizontal Et les déplacements verticaux en dehors des contraintes de cisaillement Enregistré pendant le processus de chargement pour les deux cimentés et des échantillons non cimentés.

a) *Echantillons denses ($D_r = 80\%$) :*

Plusieurs chercheurs tel que (Eathcote., 1994 ; Walker ., 1995; Huang et al .,1998 ; Schnaid et al ., 2001) ont montré la contribution de la teneur en ciment dans l'évolution de la résistance des sols. La [Figure 4.5](#) illustre les résultats des essais de cisaillement direct sur échantillons vierges et cimentés avec une teneur en ciment $C_c = 2.5, 5, 7.5$ et 10% avec une teneur en eau $W_c = 3\%$; ces essais ont été cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa. Les résultats montrent que pour l'échantillon vierge la résistance augmente avec l'augmentation du déplacement horizontal sans apparition de pic, tandis que pour les échantillons renforcés avec du ciment on constate que la résistance augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en ciment jusqu'à un pic de résistance de 80, 90, 100 et 110 kPa pour C_c égale à 2.5, 5, 7.5 et 10% respectivement puis la résistance chute suivie par une résistance résiduelle jusqu'à la fin de cisaillement pour les échantillons avec une teneur en eau de 3% ([Figure 4.5a](#)). La [Figure 4.5b](#) illustre les variations de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale. Les résultats de ces essais montrent l'influence de la teneur en ciment quant à l'augmentation de la phase de dilatance et par conséquent la phase de contractance diminue ceci montre le rôle favorable du ciment quant à l'augmentation de la cohésion entre les grains du sol.

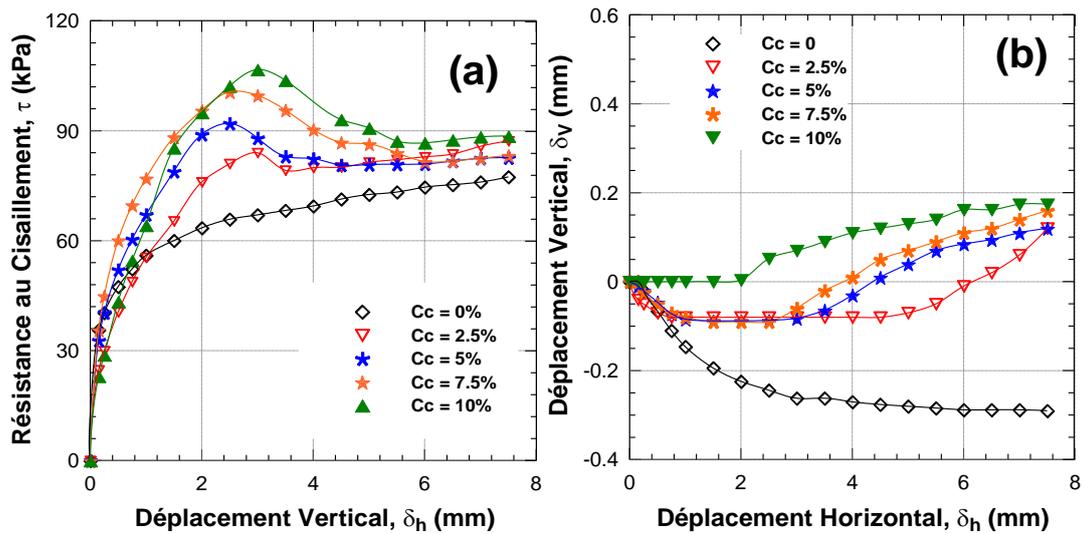


Figure 4.5 Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation verticale du sable ($w = 3\%$, $\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).

b) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$)

Les courbes de contrainte-déformation sont représentées sur la [figure 3.6a](#) pour les sables cimentés et non cimentés sous une contrainte normale de 100 kPa et une densité relative moyenne D_r de 50%. On constate sur la [Figure 4.6a](#) une augmentation progressive de la résistance au cisaillement du sable cimenté par rapport au sable non renforcé, la contrainte de cisaillement augmente progressivement sans atteindre un pic. Les valeurs maximales obtenues en fin d'essai sont de 86, 89, 94 et 99 kPa pour des teneurs en ciment de 2.5, 5, 7.5 et 10% respectivement.

La [Figure 4.6b](#) présente la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Les essais sur des échantillons cimentés ont montré un comportement moins contractant que le sable naturel.

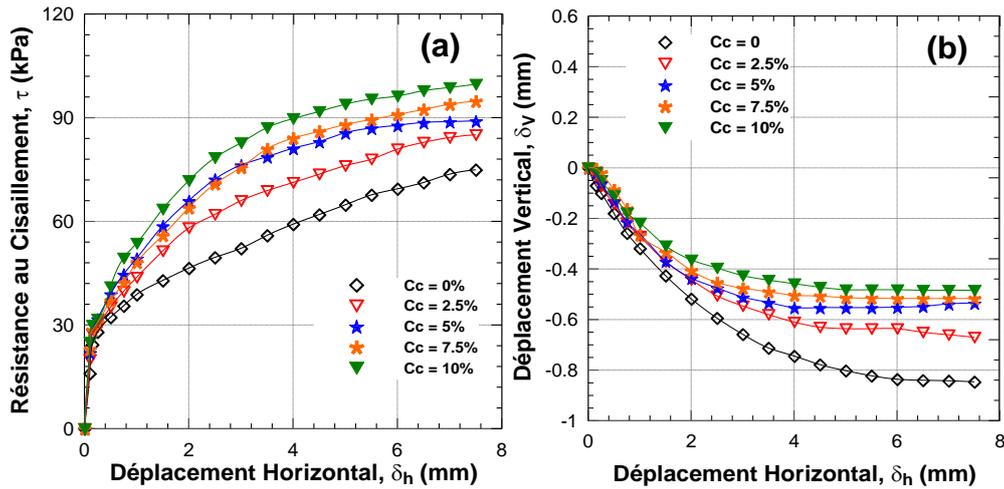
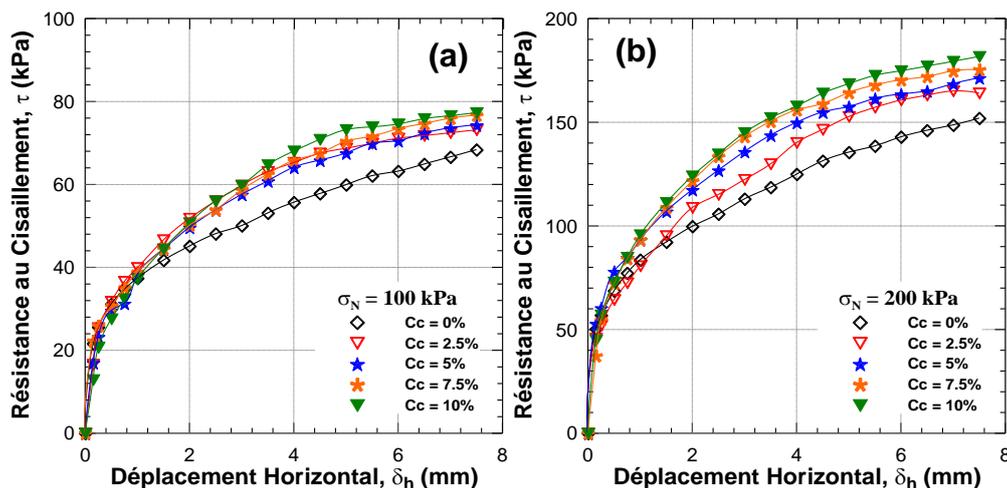


Figure 4. 6Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation vertical du sable ($w = 10\%$, $\sigma = 100$ kPa, $Dr = 50\%$).

c) Echantillons lâche ($Dr = 20\%$)

La Figure 4.7 montre Les courbes de contrainte-déformation en du sable renforcé et naturel en fonction de la teneur en ciment (C). La teneur en ciment a un grand effet sur la résistance au cisaillement de ce mélange sable, dans lequel une petite addition de ciment est suffisante pour générer un gain de résistance significatif. Les courbes représentées sur la Figure 4.7 sont montré l'efficacité d'ajoute du ciment pour toutes les contraintes de confinement 100,200 et 400 kPa.



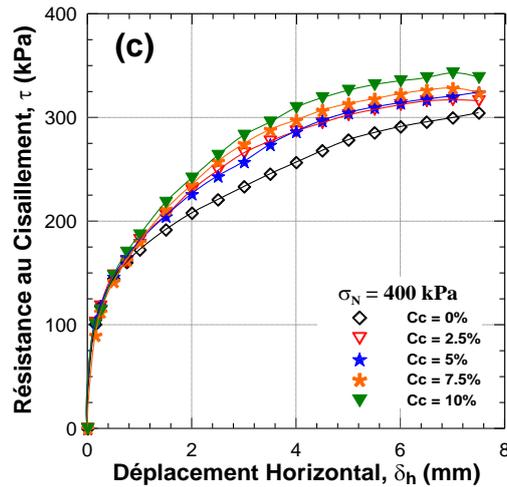


Figure 4. 7 Influence de la teneur en ciment sur la résistance au cisaillement et la déformation vertical du sable ($w = 10\%$, $\sigma = 100, 200$ et 400 kPa, $D_r = 20\%$).

4.3.3. Effet de la teneur en eau sur le comportement du sable cimenté :

Les sols traités au ciment sont largement utilisés dans la construction de routes et de voies ferrées, les remblais, les barrages, les fondations de dalles, les pieux, etc., car ils peuvent non seulement améliorer l'ouvrabilité des sols en abaissant la teneur en eau, mais aussi améliorer leurs performances hydromécaniques en renforçant et liant les grains / agrégats du sol. La teneur en eau a une action primordiale sur le comportement des matériaux. Pour tous les matériaux testés, naturels ou reconstitués, surtout lorsqu'ils sont fins, (Guettala, 1997).

Pour les sols traités, le gain de résistance est également affecté par la teneur en eau de moulage (Locat et al., 1990), et l'effet de la teneur en eau de moulage sur le développement de la résistance est assez compliqué en raison de réactions complexes. Le modèle mécanique basé sur l'hydratation à court terme des agents et les réactions de ciment à long terme pour les sols argileux stabilisés à la chaux à haute teneur en eau et faible teneur en eau a d'abord été élaboré par Pirret.,1977.

Pour obtenir une fabrication homogène, il est donc indispensable de déterminer cette teneur en eau pour chaque composition. On prendre une des échantillons de matériau avec un taux de liant donné (ciment) à une teneur en eau de environ $W = 3,7$ et 10% ;

a) *Echantillons denses ($Dr = 80\%$) :*

Les figures (3.8.a,b) montrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal réalisé sur des échantillons renforcés par différentes teneur en ciment (2.5 et 5%) respectivement, mélangé avec trois teneurs en eau 3%, 7% et 10% sous une contrainte normale constante de 100 kPa et une densité relative $Dr = 80\%$.

La résistance au cisaillement du sable cimenté augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en eau sous une contrainte normale constante pour les deux teneurs en ciment, les valeurs de la résistance au cisaillement maximal obtenues pour des échantillons renforcés par un teneur en ciment de 2.5% et réalisé avec une teneur en eau de 3%, 7 % et 10% et soumis à une contrainte normale constante de: 200 kPa, ont enregistré des valeurs suivantes: 84.02, 107.51 et 132.13 kPa, respectivement pour un déplacement horizontale de 3%.

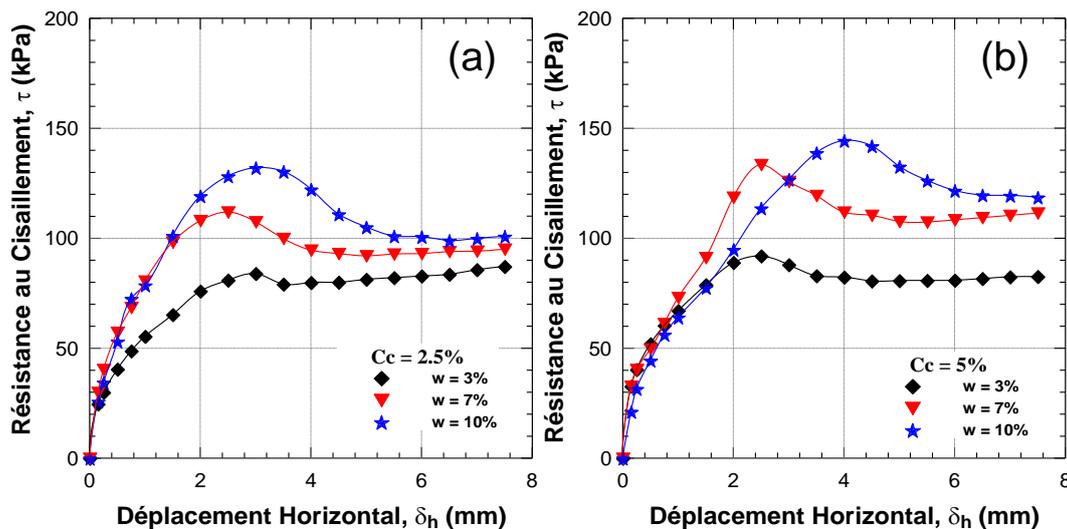


Figure 4. 8Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, ($\sigma = 100$ kPa, $Dr = 80\%$).

Les variations de la déformation volumique en fonction du déplacement horizontal effectué sur des échantillons renforcés avec différentes teneur en eau sont présentées dans la Figure 4.9a pour le premier teneur en ciment $C_c = 2.5\%$ et sur la Figure 4.9b pour le deuxième teneur en ciment $C_c = 5\%$. Il en ressort d'après les figures que les comportements du sable et réalisé avec un grand teneur en eau montrent une plus dilatance lorsqu'on traite par ciment.

En effet, le premier teneur en ciment ($C_c = 2.5\%$) montre une certaine contractance prolongée à 3% de déformation, en suit présentant un dilatance jusqu'à une valeur de 0.2 mm de

déformation (Figure 4.9a). Par contre le deuxième teneur en ciment ($C_c = 5\%$), indique un déplacement nul ensuite une tendance à une dilatance au-delà de 3% de déformation tout en observant le même comportement pour les sols renforcés à des teneurs en eau 3 et 7% par une teneur en ciment de 2.5 et 5%.

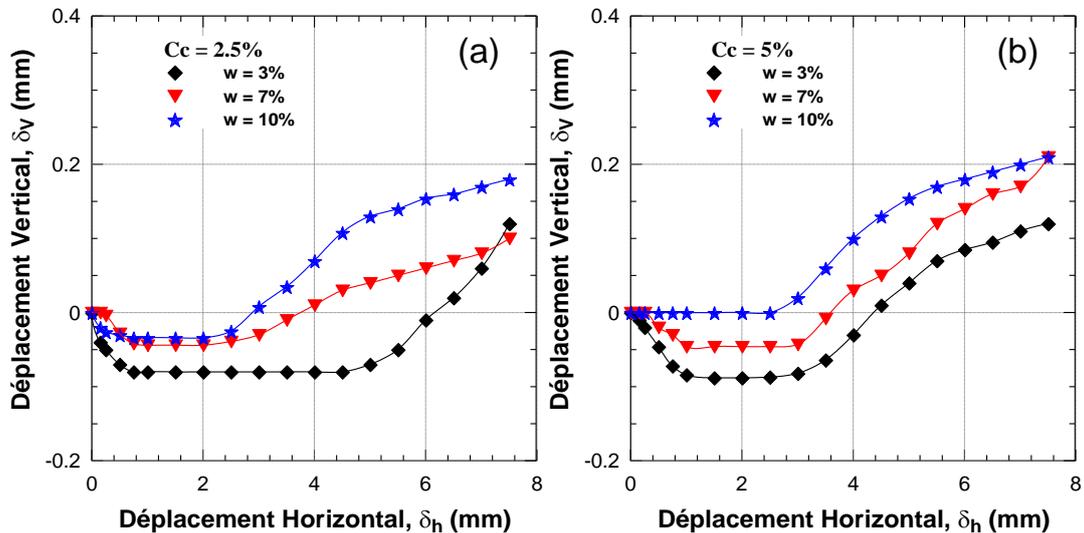


Figure 4. 9 Influence de la teneur en eau sur la déformation verticale du sable, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, ($\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$)

Les courbes contraintes-déformations des résultats des essais de cisaillement directe avec une densité relative égale ($D_r = 50\%$) réalisés sur des échantillons de sable renforcés par une, deux teneur en ciment (7.5 et 10%) ; préparés avec une déversement à humide ($w = 3, 7$ et 10%) sont illustrées dans les figures 3.10 les courbes dans les deux figures mettent en évidence l'amélioration de la réponse mécanique du sable renforcé avec l'addition de l'eau d'une manière significative surtout pour l'échantillon avec un teneur en eau de 7%, une tendance similaire pour un teneur en eau de 10% à celles observées avec une valeur inférieure ($w = 7\%$).

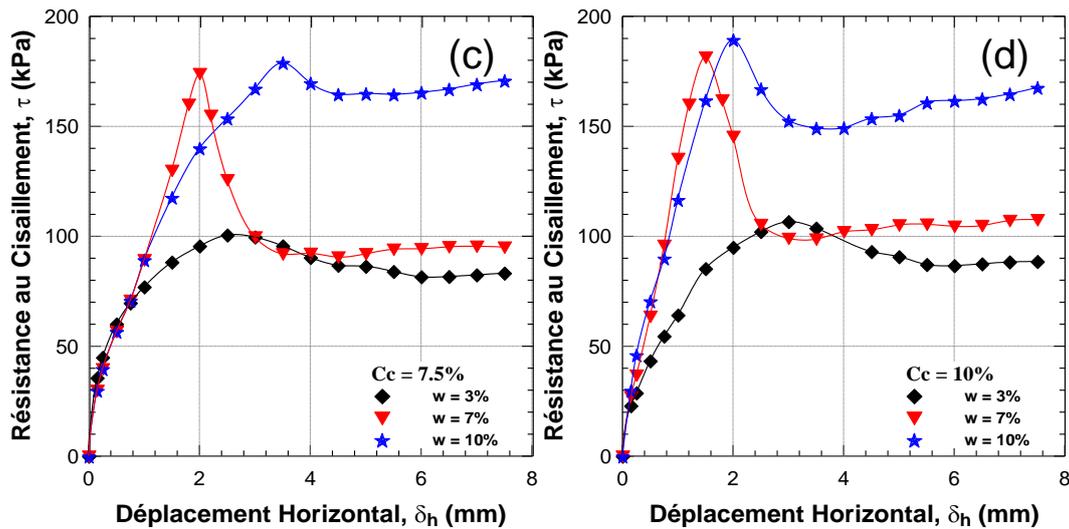


Figure 4. 10 Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement du sable, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$,($\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).

La Figure 4.11 montre le comportement volumique du sable cimenté avec l'augmentation du teneur en eau. Il est très clair que l'augmentation du nombre de teneur en eau réduit de la phase de contractance du sable, où la déformation volumique passe de -0.1 mm , -0.03 mm a -0.01 mm pour un sable renforce par 7.5% de ciment et réalisé par une teneur en eau de 3, 7 et 10% respectivement et par conséquent la teneur en eau augmente d'une manière significative la dilatance du sable cimenté.il atteindre jusqu'à 0.35 mm de déformation a fin de tests pour un échantillon renforcé par 10% de ciment et 10% de teneur en eau.

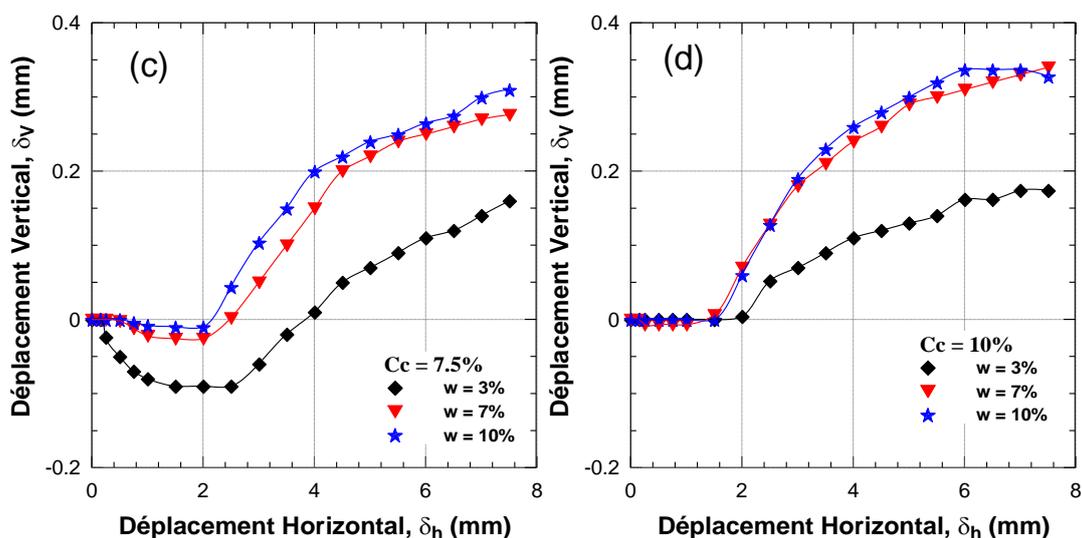


Figure 4. 11 Influence de la teneur en eau sur la déformation verticale du sable, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$,($\sigma = 100$ kPa, $D_r = 80\%$).

4.3.4. Influence de la teneur en ciment sur la résistance maximale

La Figure 4.12 montre l'évolution de la résistance maximale au cisaillement en fonction de la teneur en ciment, on remarque que l'augmentation de la contrainte normale fait augmenter la résistance au cisaillement d'une manière considérable. On constate aussi que la résistance au cisaillement du mélange sable-ciment augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment selon une croissance quasi linéaire (coefficient de corrélation $R^2 = 0.92, 0.98$ et 0.98 pour les trois contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200$ et 400 kPa) et $Dr=80\%$). la résistance maximale au cisaillement est plus prononcée pour les plus grandes teneurs en ciment et pour les contraintes normales élevées (Figure 4.12). Pour cette étude en laboratoire, pour la teneur en ciment de 0 à 10% des essais de cisaillement les expressions suivantes sont suggérées pour évaluer l'évolution de la résistance au cisaillement qui est fonction de la teneur en ciment (Cc).

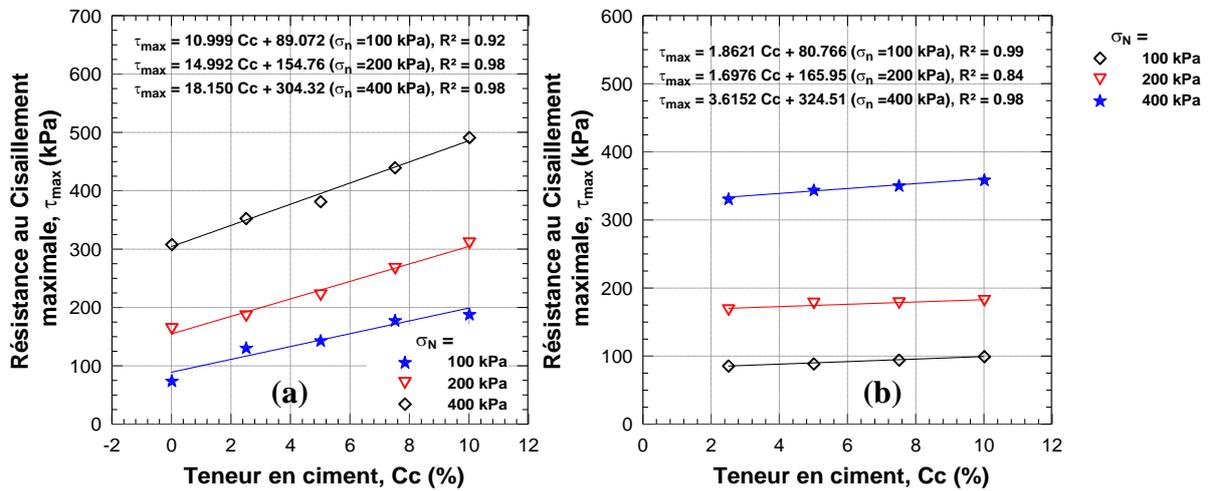


Figure 4. 12 Evolution de la résistance maximale en fonction de la teneur en ciment pour un temps de cure de 7jours : (Wc=10%), a : Dr = 80%,b : Dr = 50%.

4.3.5. Influence de teneur en ciment sur la cohésion et l'angle de frottement

La Figure 4.13a illustre l'évolution de la cohésion du mélange en fonction de la teneur en ciment pour des teneurs en eau Wc égale à 3 et 10%. Les résultats montrent clairement que la cohésion (c) du sol augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment et aussi avec la teneur en eau Wc=10% d'une manière très significative. Pour le mélange avec une teneur Wc=3%, la cohésion évolue peu. La Figure 4.13b illustre l'évolution de l'angle de frottement avec l'augmentation de la teneur ciment (Cc), ici on trouve que l'angle de frottement (ϕ) augmente nettement avec l'augmentation de la teneur ciment (Cc) pour les mélanges avec une teneur en eau Wc de 3 et 10% nos résultats sont en parfaite concordances avec ceux trouvés

par (Consoli et al ., 2009 ; Amini et al .,2014 ; Asghari et al 2003). Ces résultats montrent le rôle positif de la teneur en eau quant à l'augmentation du comportement mécanique du sable cimenté.

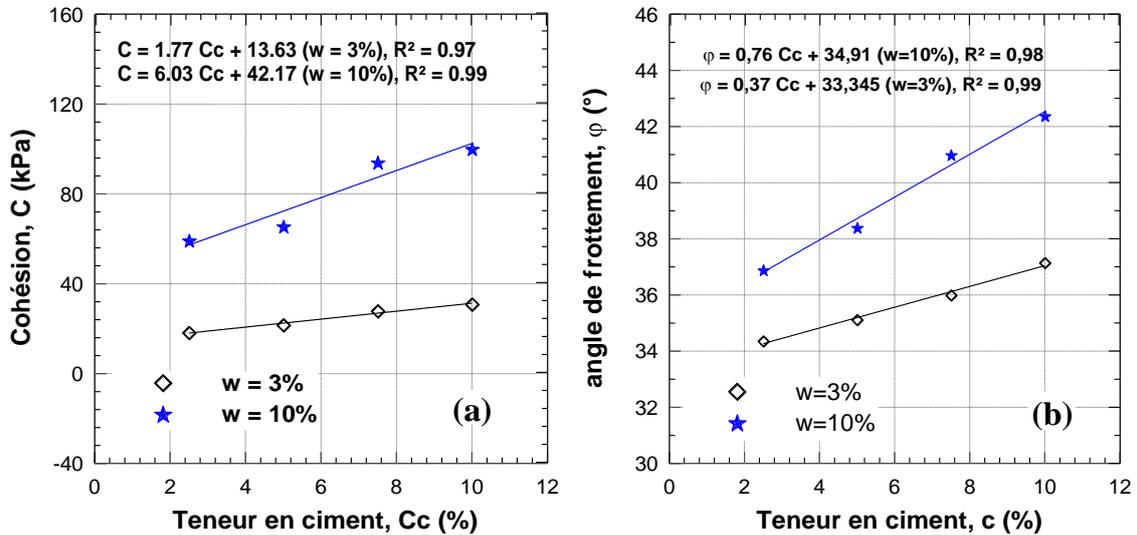


Figure 4. 13Influence de la teneur en ciment sur les caractéristiques mécaniques du sable, a : la cohésion ; b : l'angle de frottement, ($\sigma_N = 100$ KPa, $W = 10\%$, $Dr = 80\%$).

4.3.6. Rapport de résistance au cisaillement

La Figure 4.14 présente la variation du rapport de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale. On peut remarquer une augmentation du rapport de résistance au cisaillement avec l'augmentation du teneur en ciment de 2.5 à 10%. Il est également remarqué que les échantillons réalisés à un teneur en eau élevé (7 et 10%) présentent un coefficient du renforcement plus grand à ceux des échantillons à de teneur en eau de 3%. Le rapport de résistance au cisaillement obtenu pour une teneur en ciment de 10% est de $R_f \approx 2.3$,2 et 1.85 pour un teneur en eau de 10%, et de $R_f \approx 2.15$,1.9 et 1.6 pour teneur en eau de 7% et de $R_f \approx 1.38$,1.19 et 1.15 pour un teneur en eau de 3% pour les contraintes normale de 100, 200 et 400 kPa. Cela signifie que le teneur en eau influe considérablement sur les échantillons renforcés.

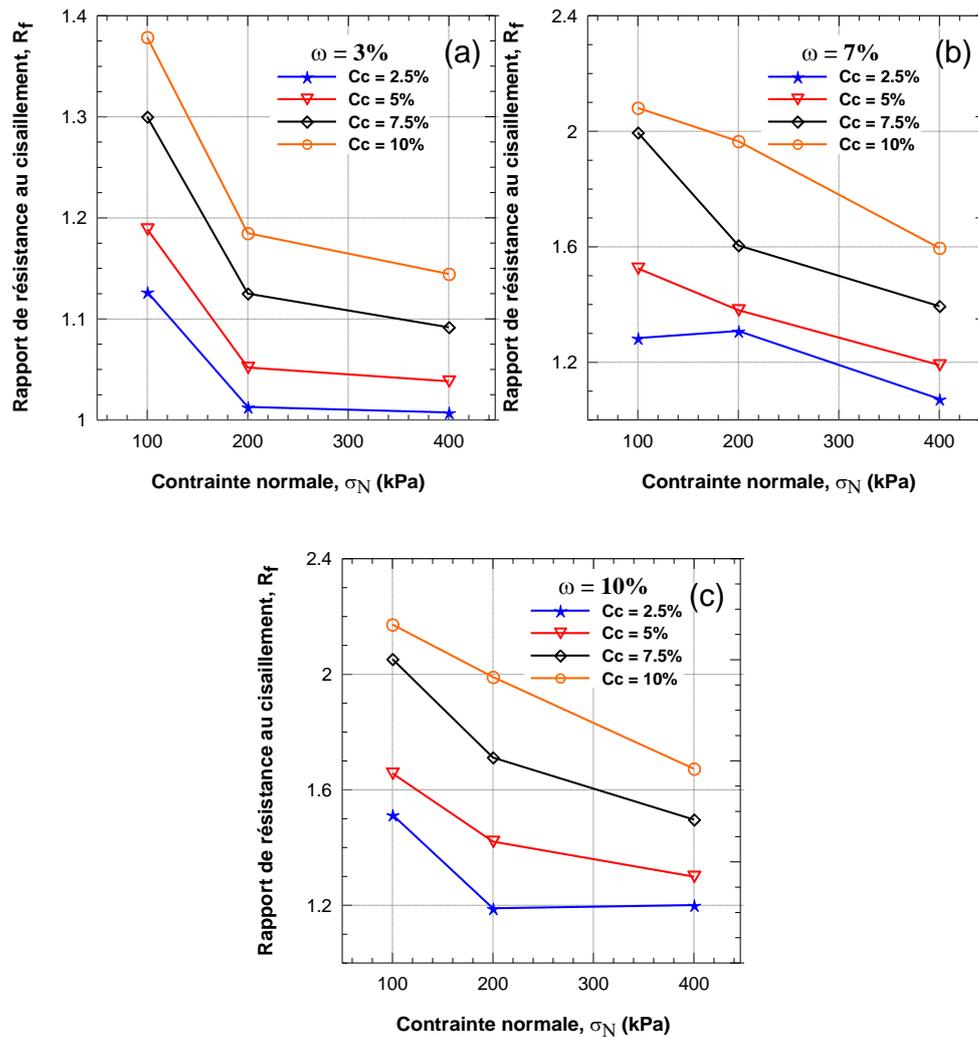


Figure 4. 14Influence de la teneur en ciment sur le rapport de résistance au cisaillement, a : $w = 3\%$, b : $w = 7\%$, c : $w = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ kPa, $D_r = 80\%$)

4.4. Influence du temps de cure

4.4.1. Sur la résistance au cisaillement :

Le traitement au ciment donne lieu à une augmentation significative de la résistance à la compression et au cisaillement, principalement en raison de la formation de produits à base de ciment par hydratation au ciment (traitement au ciment) ou par des réactions pouzzolaniques (traitement à la chaux et / ou au ciment), comme en témoignent de nombreux auteurs (Perret, 1979; Brandl, 1981; Christensen, 1969, Bell, 1996; Little et al., 1995; Locat et al., 1990). Le gain de force dépend du temps et peut se développer progressivement sur une longue période (Christensen, 1969; Brandl, 1981; Locat et al., 1990; Bell, 1996; Little, 1999; Brandl, 1981; Osinubi et Nwaiwu, 2006; Sivapullaiah et al., 2006; Consoli et al., 2009).

La résistance d'un sol-liant croît avec l'âge. Tous les sols n'ont pas un comportement identique, mais une période de cure de 7 jours est indispensable. Pendant cette période, on maintiendra le matériau en atmosphère humide, à l'abri du soleil, en prenant garde au vent; ceci afin d'éviter un dessèchement trop rapide. Dans les conditions de conservation réelles, les échantillons doivent être protégés avec du plastique durant les premiers jours avant leur utilisation.

a) Echantillons denses ($D_r = 80\%$)

Il est connu que la température de cure joue un rôle très important dans l'évolution de la résistance, une température élevée de l'environnement engendre un développement plus rapide de la résistance par contre une faible température ralentira le processus de prise. Plusieurs recherches ont été développées dans ce sens, on cite entre autres [Hashimoto et al. 2009](#) ; [Ahnberg et al. 2003](#) ; [Umesha et al. 2009](#)). La [Figure 4.15](#) illustre les résultats des essais de cisaillement en contrainte-déformation pour des échantillons traités au ciment ayant subi une cure de 7, 14 et 28 jours. On constate d'après les résultats que la résistance au cisaillement augmente d'une manière significative avec l'augmentation du temps de cure, à titre d'exemple l'échantillon avec 10% de ciment à 7 jours de cure à une résistance de 190 kPa, après 14 jours la résistance augmente 270 kPa et continue d'augmenter pour atteindre la valeur de 290 kPa après 28 jours. Cette augmentation de la résistance est due à du temps de cure sur l'augmentation de la rigidité du sol.

Par conséquent, l'état final a été atteint dans tous les tests. Il en ressort que les courbes en contrainte-déplacement indiquent que plus le temps de cure est élevé, plus la contrainte de cisaillement est élevée à l'état ultime. Un comportement similaire a également été obtenu pour tous les échantillons renforcés. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par [Marri et al., 2010](#)

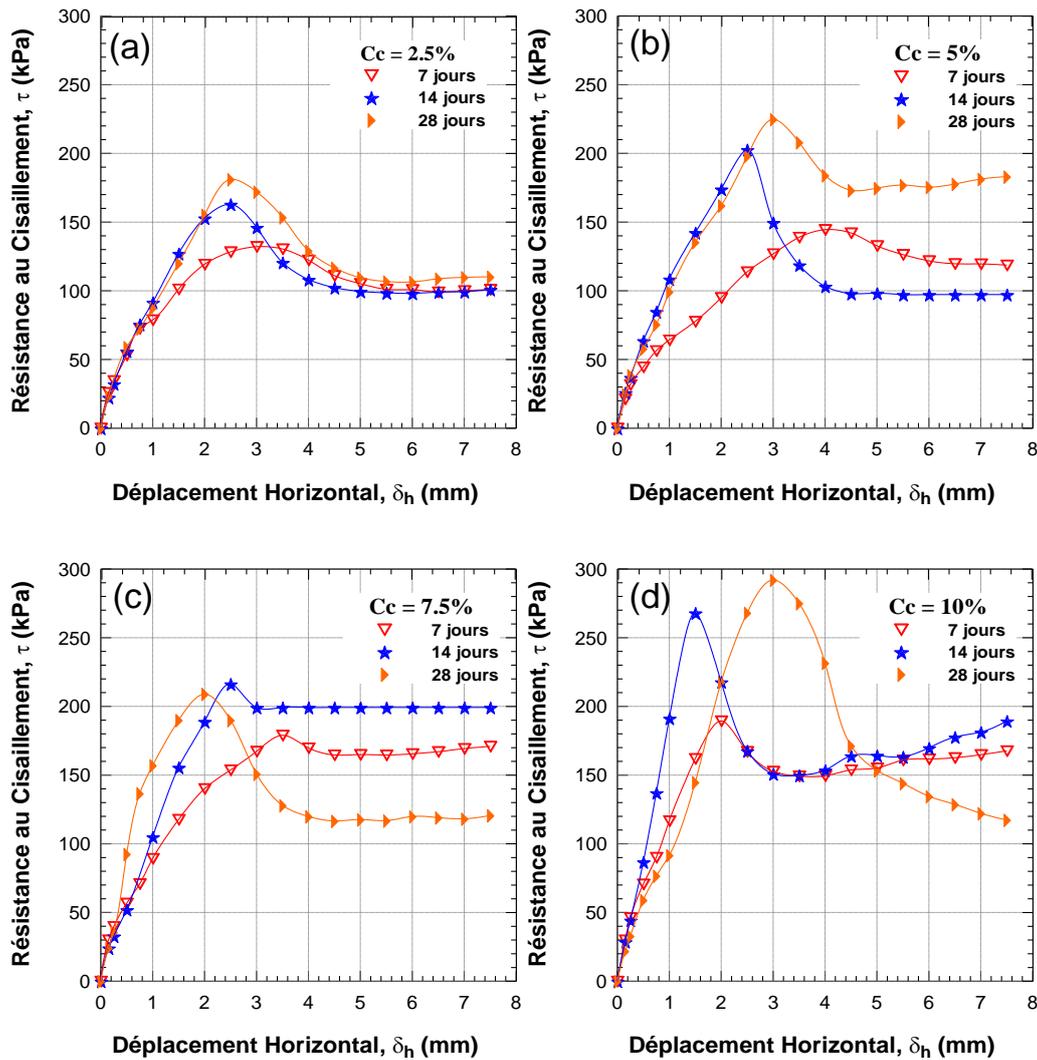


Figure 4.15 Influence du de temps de cure sur la résistance au cisaillement du sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ KPa , $D_r = 80\%$, $w = 10\%$)

Les courbes des déformations verticales en fonctions des déformations horizontales obtenues à partir des tests sur du sable cimenté à déférente teneur en ciment (2.5, 5, 7.5 et 10%) sont également présentées sur la Figure 4.16. On remarque que l'augmentation de la teneur en ciment augmente considérablement la dilatance du sol. Ces résultats sont en parfaites concordances avec ceux trouvés par Zillur Rabbi et al. 2011. Pour le test effectué Tous les échantillons, une contraction volumétrique initiale a été suivie d'une dilatation volumétrique ultérieure à partir de déplacement horizontal de 2 a 3 mm. On peut observer sur la Figure 4.16 que plus le temps de cure est élevé, plus le comportement dilatance du spécimen est obtenu et sa dilatance est d'autant plus importante que le temps de cure est élevé. Il peut également être observé à partir des courbes δ_v - δ_h montrées sur la Figure 4.16 que le déplacement horizontal de dilatance devrait plus inférieure avec l'augmentation de temps de cure.

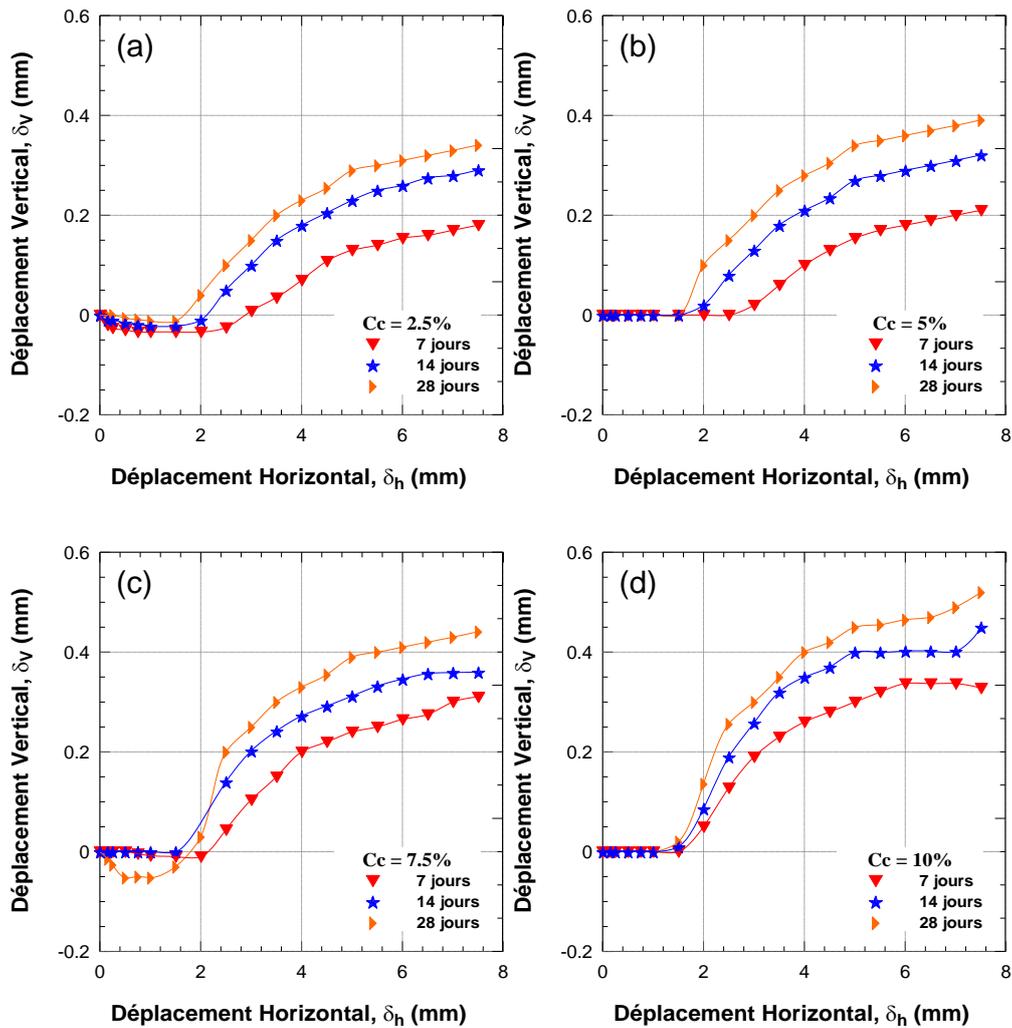


Figure 4.16 Influence du temps de cure sur les déformations du sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ KPa , $D_r = 80\%$, $w = 10\%$).

b) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$)

La Figure 4.17.a illustre la variation de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction de la déformation ε (%) du sable cimenté avec différents temps de cure et pour différents teneurs en ciment sous une contrainte normale de 100 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.

Les courbes présentent l'effet du renforcement de temps de cure sur le comportement du sol traité par des ciments additionnés à différents teneurs en poids sec de l'échantillon sableux. Les échantillons ont été testés sous trois temps de cure de : 7j , 14j et 28j. Il est à constater d'après la Figure 4.17 qu'il existe une amélioration de la résistance au cisaillement des échantillons testés lorsque le temps de cure augmente.

La résistance au cisaillement à la fin d'essais du sable renforcé par 2.5% de ciment 85 kPa , 92 kPa pour un de temps de cure de 7j, 14j et qui atteint une valeur de 100 kPa pour un de temps de cure de 28j, une tendance similaire est obtenue pour tous les différentes teneurs en ciment, c'est ce qui montre l'effet positive de temps de cure sur la résistance au cisaillement.

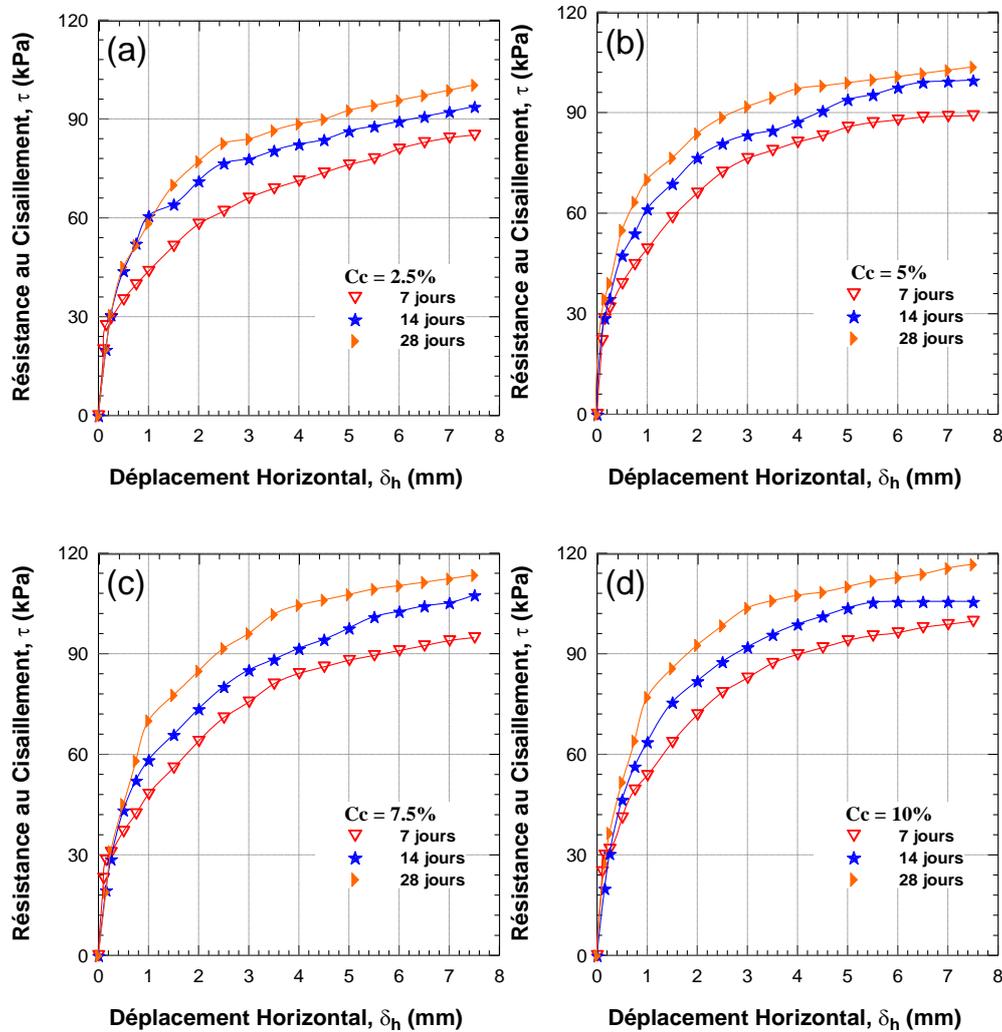


Figure 4. 17Influence du temps de cure sur la résistance au cisaillement du sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ KPa , $D_r = 50\%$, $w = 10\%$).

L'évolution des déformations verticales en fonction des déformations horizontales sont illustrés dans les figures 3.18a, 3.18b ,3.18c et 3.18d; on remarque que la contractance diminue avec l'augmentation des temps de cure. Cette diminution de la phase de la contractance peut attribuer au rôle d'enchevêtrement entre les grains et la teneur en ciment et par conséquent l'augmentation des forces inter granulaire des grains et de reflète les réactions continues de cimentation à long terme.

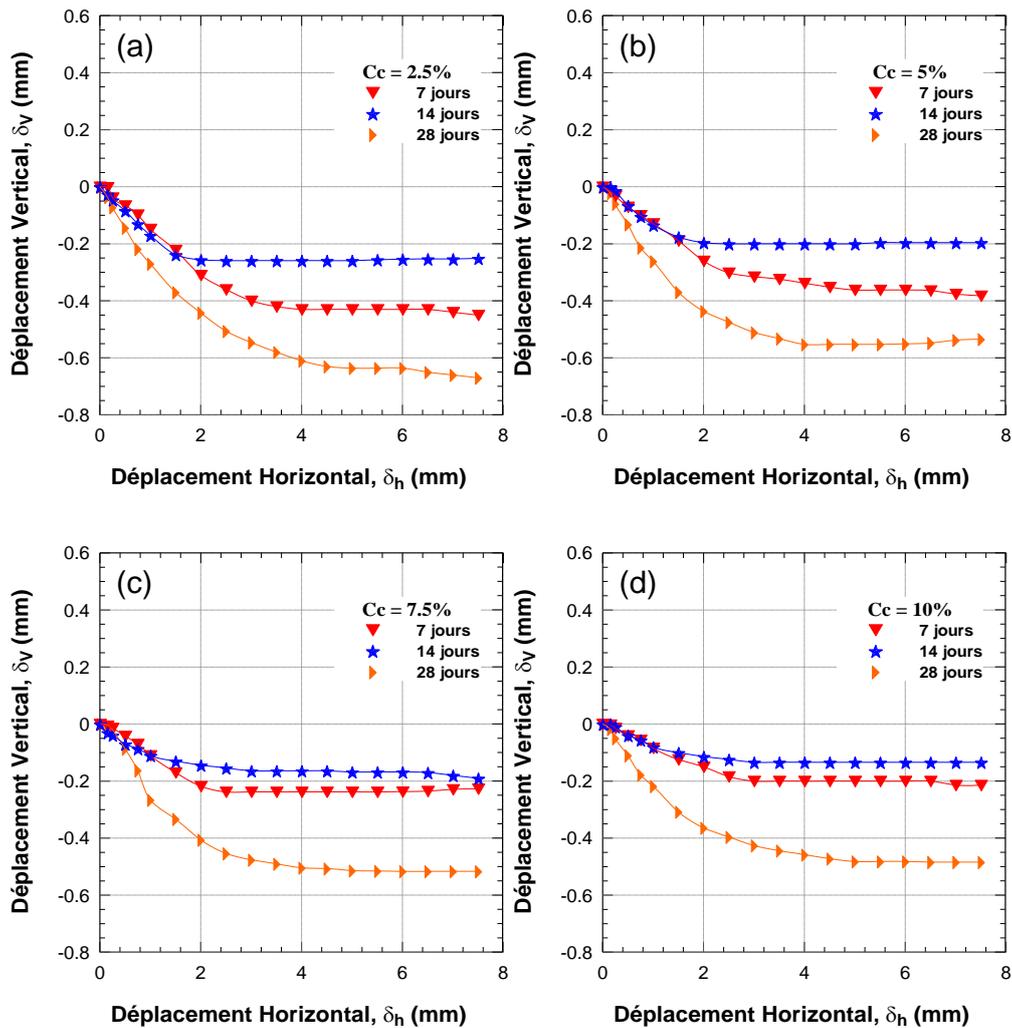


Figure 4. 18 Influence du temps de cure sur les déformations verticales du sable cimenté, a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ KPa , $D_r = 50\%$, $w = 10\%$).

4.4.2. Influence du temps de cure sur la résistance maximale :

La Figure 4.19 montre l'évolution de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en ciment et du temps de temps de cure. Les résultats des échantillons montrent que la résistance au cisaillement maximale augmente d'une façon quasi linéaire avec l'augmentation de la teneur en ciment et aussi avec l'augmentation du temps de cure. Ces résultats attribués à l'interaction et aussi à la liaison par le ciment des particules de sable et qui par conséquent la résistance et l'amélioration du comportement mécanique augmente. Ces résultats sont étroites concordances avec ceux trouvés par [Consoli et al. 1998](#) et [Schnaid et al. 2001](#).

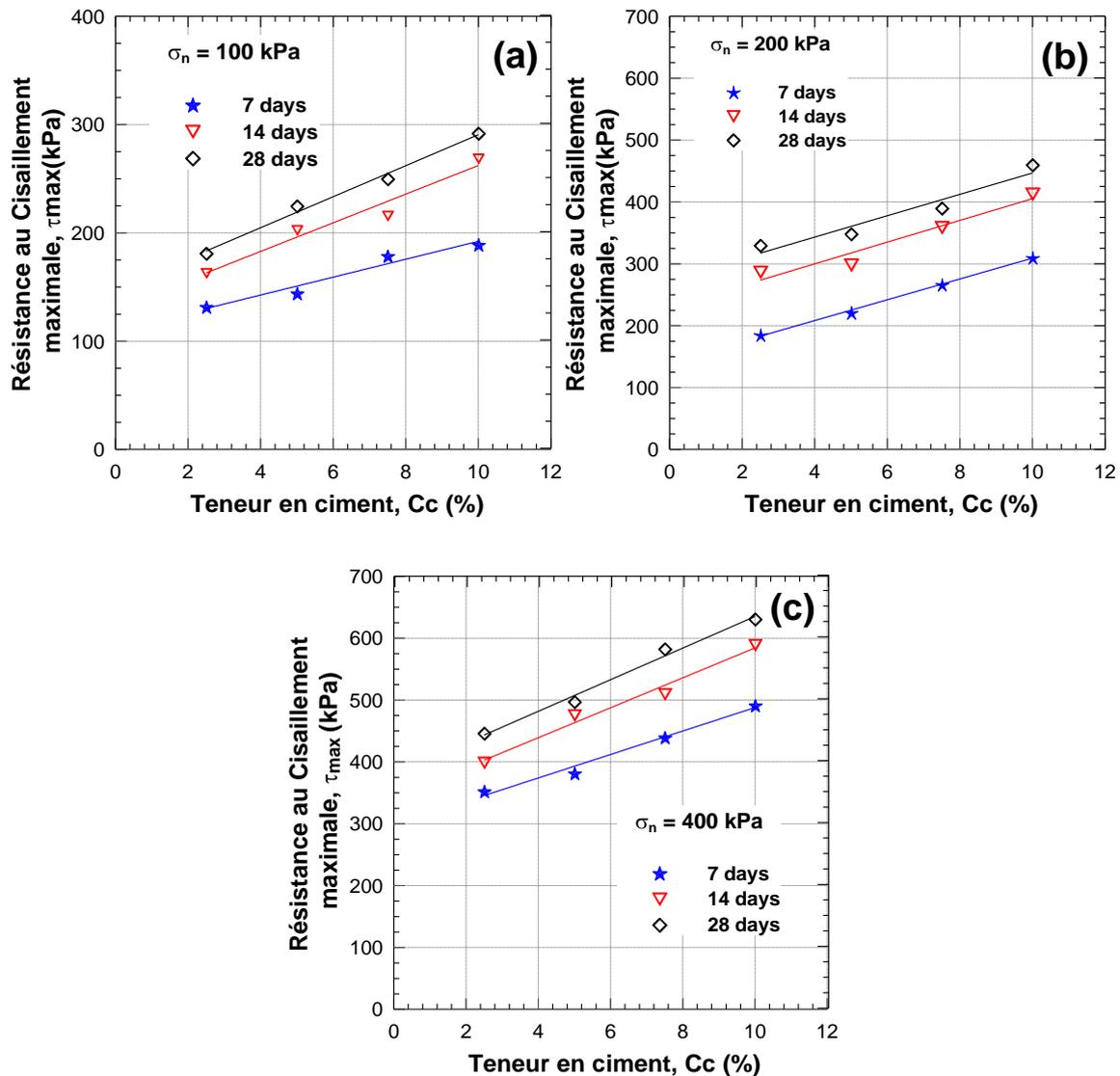


Figure 4. 19Influence du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement maximal du sable, ($\sigma_N = 100, 200$ et 400 kPa, $D_r = 80\%$, $w = 10\%$).

Une tendance similaire a également été obtenue pour les échantillons renforcé à différente teneur en ciment (2.5%, 5%, 7.5% et 10%) et cisailé a trois périodes de durcissement avec une densité relative moyenne de 50% et soumis à des contrainte normale de (100 kPa, 200kPa et 400kPa). On note que la résistance au cisaillement maximal augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment, ainsi on remarque que ces dernières donnent le meilleur résultat avec un grand temps de cure (Figure 4.20).Ce qui mentionne que nos résultats sont en bonne concordance avec les autres résultats des recherches existants dans la littérature.

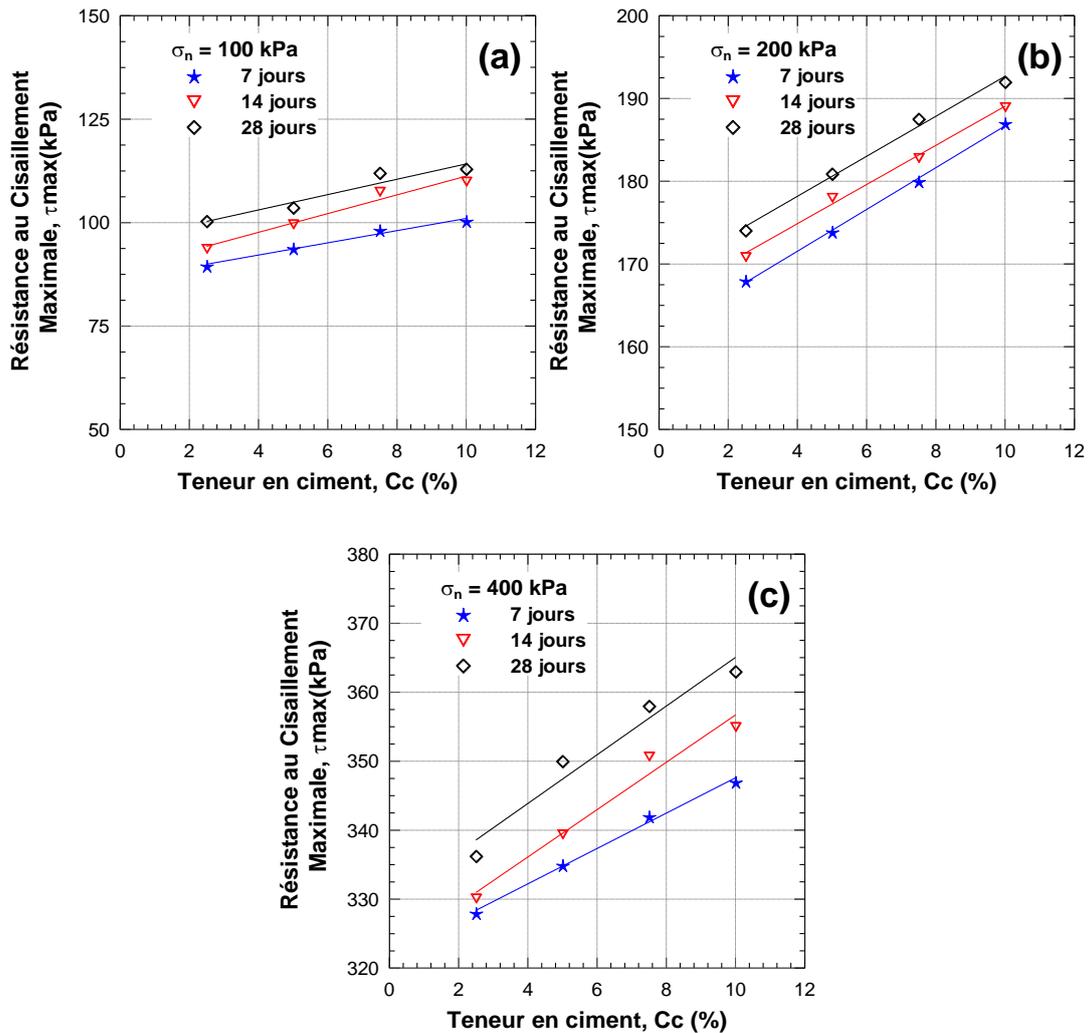


Figure 4. 20 Influence du temps de durcissement sur la résistance au cisaillement maximal du sable, ($\sigma_N = 100, 200$ et 400 kPa, $Dr = 50\%$, $w = 10\%$).

4.4.3. Influence du Rapport résistance / cisaillement :

L'efficacité du renforcement par ciment est fortement influencée par le temps de cure. Nous présentons sur la [Figure 4.21](#) la variation du coefficient du renforcement de ciment pour des échantillons du sable dense ($Dr=80\%$) en fonction de la contrainte de confinement, il est remarqué d'après cette figure que le coefficient du renforcement augmente avec l'augmentation de temps de cure, les valeurs de coefficient du renforcement obtenues pour des échantillons du sable renforcé par un teneur en ciment de 5% varient de 2 , 2.5 ,2.8 pour une contrainte de confinement de ($\sigma_n= 100$ kPa) et un temps de cure de 7j, 14j et 28j respectivement,

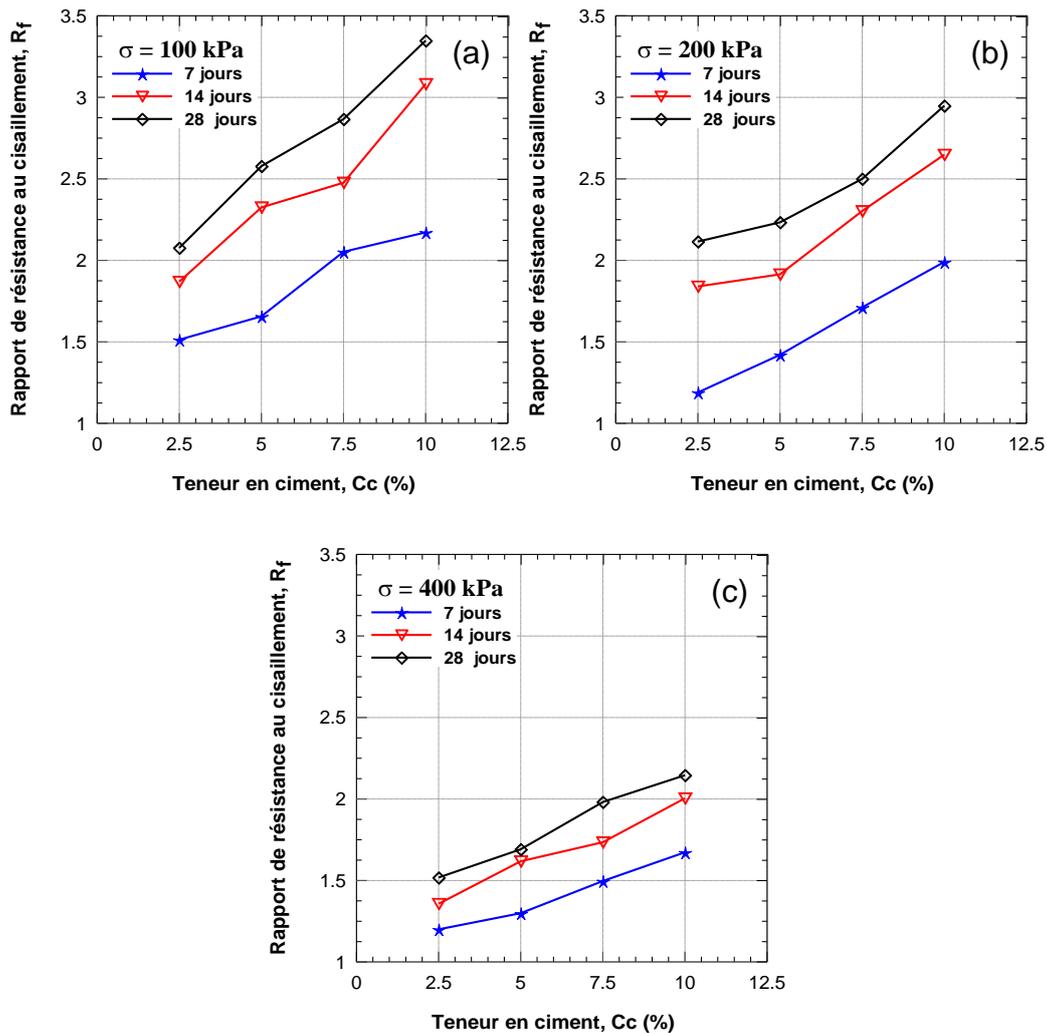


Figure 4.21 Influence du temps de cure sur le rapport de résistance pour un sable cimenté; (a) $\sigma_N = 100$; (b) $\sigma_N = 200$; (c) $\sigma_N = 400$ kPa,

La Figure 4.22 présente les résultats de la variation du coefficient de renforcement en fonction de la contrainte normale en considérant les différents les déférent temps de cure pour les déférente teneur en ciment .En général, la contrainte normale a une influence très remarquable sur la diminution du coefficient de renforcement(R_f) d’après les résultat de tous les essais a déférente teneur en ciment on note que le coefficient du renforcement diminue avec l’augmentation de la contrainte normale, pour les échantillons moyenne dense renforcés par 10% de ciment a un temps de cure de 28jours montre des valeurs de $R_f=1.6, 1.2$ et 1.18 pour respectivement $\sigma_n=100, 200$ et 400 kPa. De plus, on remarque que pour quel valeur de contrainte normale (σ_n) une augmentation du coefficient du renforcement avec l’augmentation du temps de cure.

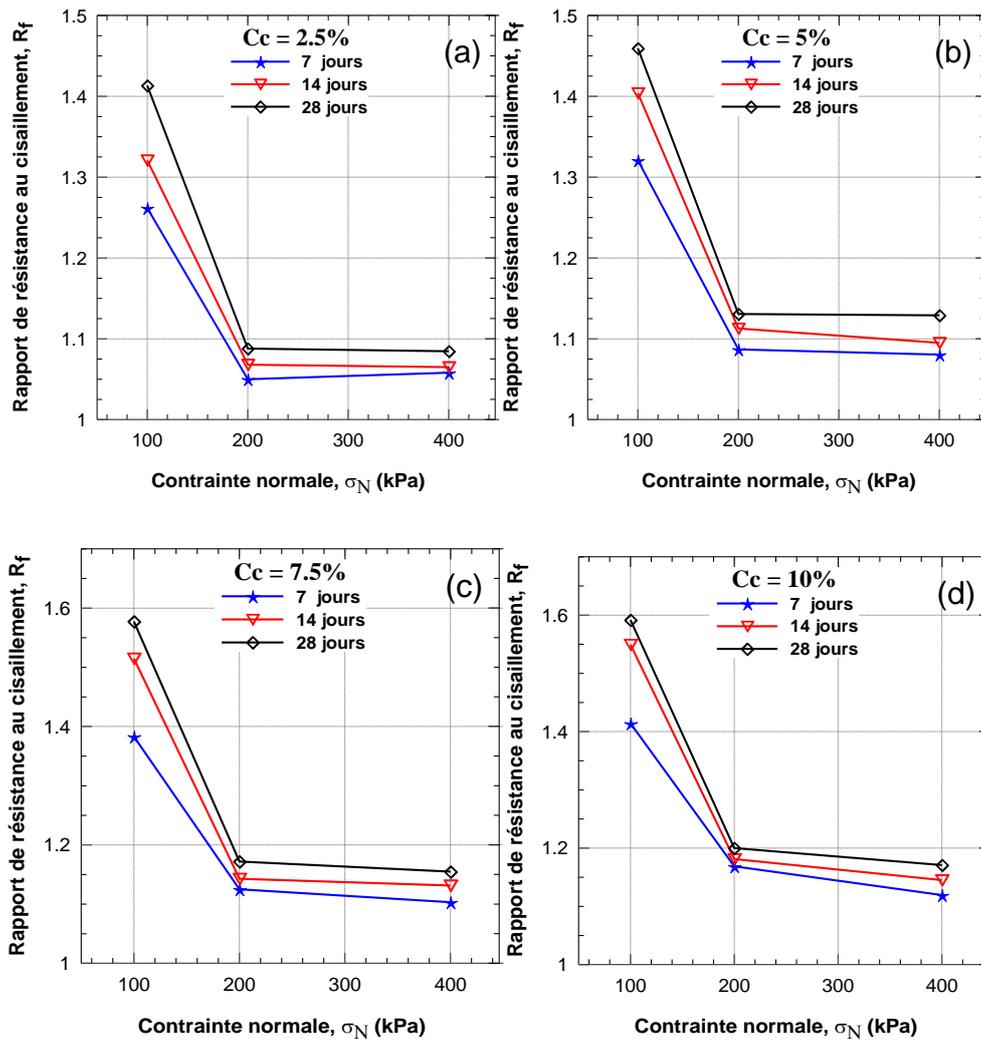


Figure 4. 22Influence du temps de cure sur le rapport de résistance pour un sable cimenté; a : $C_c = 2.5\%$, b : $C_c = 5\%$, c : $C_c = 7.5\%$, d : $C_c = 10\%$, ($\sigma_N = 100$ KPa , $D_r = 50\%$, $w = 10\%$).

3.3.4 Influence du temps de cure sur la cohésion et l'angle de frottement :

Les valeurs de cohésion obtenues avec différentes teneur en ciment pour trois temps de cure durcissement à savoir 7, 14 et 28 jours pour les échantillons de densité relative élevée ($D_r = 80\%$), sont présentées sur la Figure 4.23a. On remarque que la cohésion (c) augmente d'une manière très significative avec l'augmentation de la teneur en ciment selon une croissance quasi linéaire ($R^2 = 0.952$, $R^2 = 0.918$, $R^2 = 0.882$, Pour 7, 14 et 28 jours). On note aussi que la résistance au cisaillement augmente aussi avec l'augmentation du temps de cure.

La Figure 4.23b illustre l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment. Les résultats montrent clairement que l'angle de frottement interne augmente aussi

linéairement avec l'augmentation de la teneur en ciment et aussi avec l'augmentation du temps de cure temps de cure ($R^2 = 0.986$, $R^2 = 0.934$, $R^2 = 0.874$, Pour 7, 14 et 28 jours).

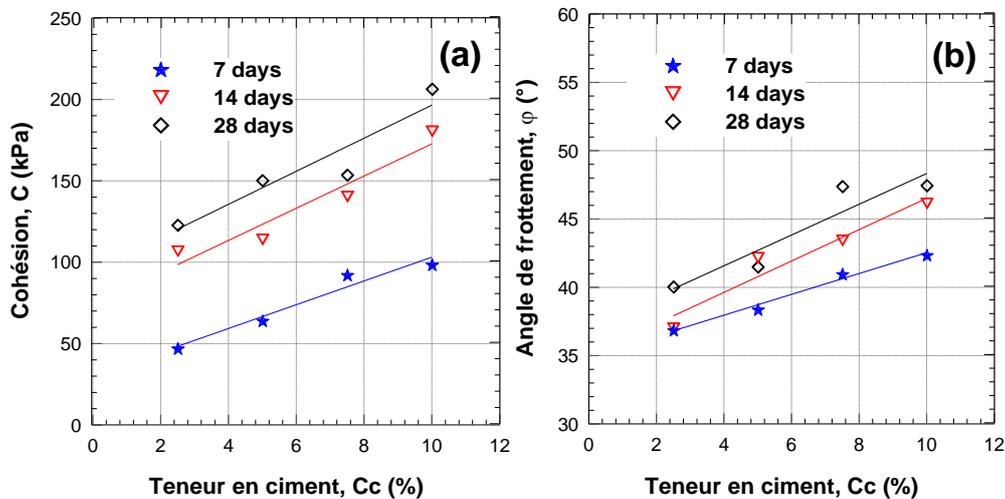


Figure 4.23 Influence du temps de durcissement sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, ($\sigma_N = 100$ kPa, $Dr = 80\%$).

La Figure 4.24b illustre l'évolution de l'angle de frottement par rapport teneur en ciment pour les sols sableux renforcé avec déférente temps de cure (7j, 14j et 28j) .Les résultats des essais montrent que l'augmentation de temps de cure a un effet important sur l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion. L'angle de frottement et la cohésion augmentent avec le l'augmentation de teneur en ciment et temps de cure (Figure 4.24a). On observe également, que les valeurs de cohésion obtenues sur les échantillons moyenne dense sont plus faibles en comparaison avec les échantillons denses.

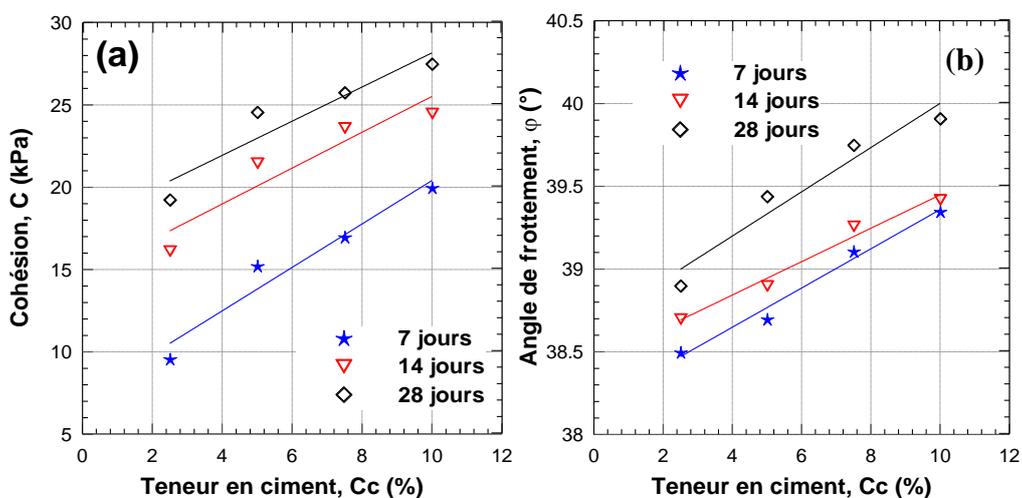


Figure 4.24 Influence du temps de durcissement sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, ($\sigma_N = 100$ kPa, $Dr = 50\%$).

Le [tableau 4.1](#) récapitule les différents résultats obtenus précédemment comparés à ceux trouvés dans la littérature notamment ceux d'[Amini et al. 2014](#), [Asghari et al. 2003](#) et [Consoli et al. 2009](#). En comparant nos résultats avec ceux d'[Amini et al., 2014](#), on constate que l'ajout de ciment dans le sable se caractérise par une efficacité certaine car la valeur de la cohésion atteint 94KPa pour une teneur en ciment de 2% ([Amini et al . 2014](#)) alors que le sable de Chlef a besoin de 10% de ciment et 10% de teneur en eau pour atteindre cette valeur et ce pour la même densité relative (80% et 85%) et avec un même temps de cure de 7 jours. D'après les résultats d'[Asghari et al., 2003](#) La cohésion atteint une valeur de 375 kPa pour une teneur de ciment de 4,5% ; ce n'est pas le cas pour nos travaux et ceux de [Consoli et al .,2009](#).

Le tableau 4.1 récapitulation de nos résultats avec ceux trouvés dans la littérature.

	7J		14 J		28J	
Cc (%)	C (KPa)	Ø (°)	C (KPa)	Ø (°)	C (KPa)	Ø (°)
0	12,92	36,54	12,92	36,54	12,92	36,54
2,5	47,29	36,9	107,04	37,03	122,97	40,05
5	64,31	38,41	114,22	42,19	150,38	41,51
7,5	92,47	41	140,58	43,46	153,72	47,4
10	98,76	42,39	180,69	46,17	206,54	47,47

[Amini et al \(2014\)](#)

[Asghari et al \(2003\)](#)

[Consoli et al \(2009\)](#)

Cc (%)	C (KPa)	Ø (°)	Cc (%)	C (KPa)	Cc (%)	C (KPa)
0	0	38,74	0	0	0	0
1	58,15	42,28	1,5	200	1	19,5
2	94	43,13	3	250	4	84
			4,5	375	7	146,5
					10	328

4.5. Conclusion

Nous avons présentés dans ce chapitre une interprétation détaillée des différents résultats obtenus lors de nos essais effectués à l'aide des essais de cisaillement du sable de Chlef renforcé au ciment. Les résultats obtenus ont mis en exergue les différents points suivants :

- L'augmentation de la teneur en eau augmente d'une manière significative la résistance au cisaillement du mélange sable-ciment du faite de l'hydratation du ciment.
- L'augmentation de la teneur en ciment influe d'une manière effective sur le comportement contrainte-déformation.
- L'ajout du ciment dans le sable fait augmenter la résistance au cisaillement d'une manière considérable, la contractance du sol diminue et par conséquent la dilatance augmente les échantillons de sol qui deviennent plus rigides.
- L'augmentation de la teneur en ciment fait augmenter la cohésion (c) et l'angle de frottement (φ) d'une manière très significative.
- La résistance au cisaillement maximale augmente considérablement avec l'augmentation du temps. Les caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion et l'angle de frottement augmente aussi avec l'augmentation du temps de cure.
- Nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés par chercheurs sur les mélanges sable-ciment.

Chapitre 5
Comportement des sables
renforcés par ciment
et fibre

5.1.Introduction

Le renforcement des sols a été introduit dans le domaine de la géotechnique depuis de nombreuses années afin d'améliorer les propriétés des sols souterrains dans des projets d'ingénierie. Les géosynthétiques traditionnels, tels que les géotextiles, les géogrilles, etc. se sont révélés efficaces et ont été de plus en plus utilisés en génie géotechnique et dans d'autres domaines (Long et al., 2007).

L'effet de l'ajout de fibres aux sols, en particulier aux sols sableux, a été examiné par de nombreux chercheurs (Gao et Zhao, 2013; Ibrahim et al., 2012; Plé et Lê, 2012; Singh et Bagra, 2013; Zhang et al., 2015; Wang et al. 2014). Des études ont montré que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres. Dans la plupart des projets de construction de routes, le remplacement du sol par des matériaux de haute qualité en raison du manque de paramètres de résistance des sols sur le terrain est nécessaire, a tendance à être très coûteux. Par conséquent, l'utilisation de fibres et leur mélange avec le sol pauvre peuvent être économiques et accélérer la progression du projet, en raison de la suppression des étapes d'excavation et de remblai.

Le cadre de cette étude prend en compte de nombreux aspects géotechniques du renforcement des fibres, des fibres de verre et fibre de polypropylène comme éléments de renforcement pour les sols aux fibres techniques. Les éléments clés des fibres la géométrie et les propriétés mécaniques sont évaluées en tant que caractéristiques physiques qui améliorent la réponse contrainte-déformation des sols. Le comportement mécanique des mélanges sable – fibre et sable +ciment + fibre a de ce fait connu plusieurs controverses. Dans ce chapitre, on présente une contribution étayée par une étude expérimentale permettant d'étudier le comportement des sols sableux renforcés par les fibres (fibre de verre et fibre de polypropylène) et par le mélange ciment+fibrés, en utilisant l'appareil de cisaillement direct. Les paramètres intrinsèques utilisés dans cette étude sont principalement : la densité relative (20, 50 et 80%), la contraintes de confinement (σ_n), la teneur en ciment ((2.5, 5, 7.5 et 10 %)), la teneur en fibre (0.15% et 0.3%) et le temps de cure (7 Jours).

5.2. Renforcement par fibre de verre :

La contrainte de cisaillement qui se développe dans le sable renforcé de fibres mobilise la résistance à la traction dans les fibres via le frottement à l'interface fibre-sable. Une résistance maximale au cisaillement se produira soit au début de la plus grande mobilisation entre le sable et la surface de renfort, soit en cas de rupture par traction dans la fibre. La quantité de contrainte de traction qui se développe dans une fibre dans le plan de cisaillement dépend d'un certain nombre de paramètres du matériau, notamment la longueur et le diamètre de la fibre ainsi que la teneur, le module ou la rigidité longitudinale, l'orientation actuelle de la fibre, la teneur en fibre, la rugosité de surface ou le frottement du fibre, la forme et la taille des particules de sable, l'angle de frottement du sable et la densité initiale des échantillons. Les variables d'essai qui affectent la résistance de l'interface entre les matériaux comprennent la méthode de préparation des échantillons, la contrainte de confinement vertical et les rapports de volume des dimensions des fibres par rapport aux dimensions du moule d'essai.

Les résultats des essais comprennent la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal et un déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal pour un sable renforcé a deux teneur en fibre de verre (0.15% et 0.3%), les échantillons testés à des niveaux de contraintes normales de 100, 200 et 400 kPa. Cette partie ont été analysées pour étudier l'effet des fibres sur le comportement contrainte-déformation, le comportement de changement de volume, et les paramètres de résistance au cisaillement.

5.2.1. Comportement contrainte-déformation

La réponse contrainte-déformation des sols renforcés par fibres était testée par cisaillement direct. L'échantillon est forcé de cisailer dans un plan de cisaillement horizontal prédéterminé. Cependant, ce n'est peut-être pas le plan le plus faible d'un échantillon. Il existe une répartition inégale des contraintes sur la surface de cisaillement; cependant, les mesures des contraintes sont généralement prises comme une moyenne des mesures sur toute la surface (Dietz, 2000). La contrainte de cisaillement dans le plan de rupture représente la résistance globale au cisaillement du sol d'un volume d'échantillon.

Les courbes de la contrainte de cisaillement - déplacement horizontal obtenues pour le sable renforcé avec une teneur en fibre de 0.15% et 0.3% pour différentes densités relatives 20%, 50% et 80% et à une contrainte normale de 100 kPa sont représentés sur les [figures 4.1](#). Les résultats indiquent l'efficacité de l'inclusion de fibre, on constate que pour toutes les teneurs

en fibre, la contrainte de cisaillement augmente de façon important, où la résistance au cisaillement à la fin d'essais atteinte une valeur de 80 kPa pour un sable non renforcé a des valeurs de 100 kPa et 112 kPa pour les échantillons renforcés a des teneur en fibre de 0.15% et 0.3% respectivement pour un densité relative de 50% et un contrainte normale de 100 kPa(Figure 5.1b).Une amélioration similaire a également été obtenue pour les différentes densités relatives.

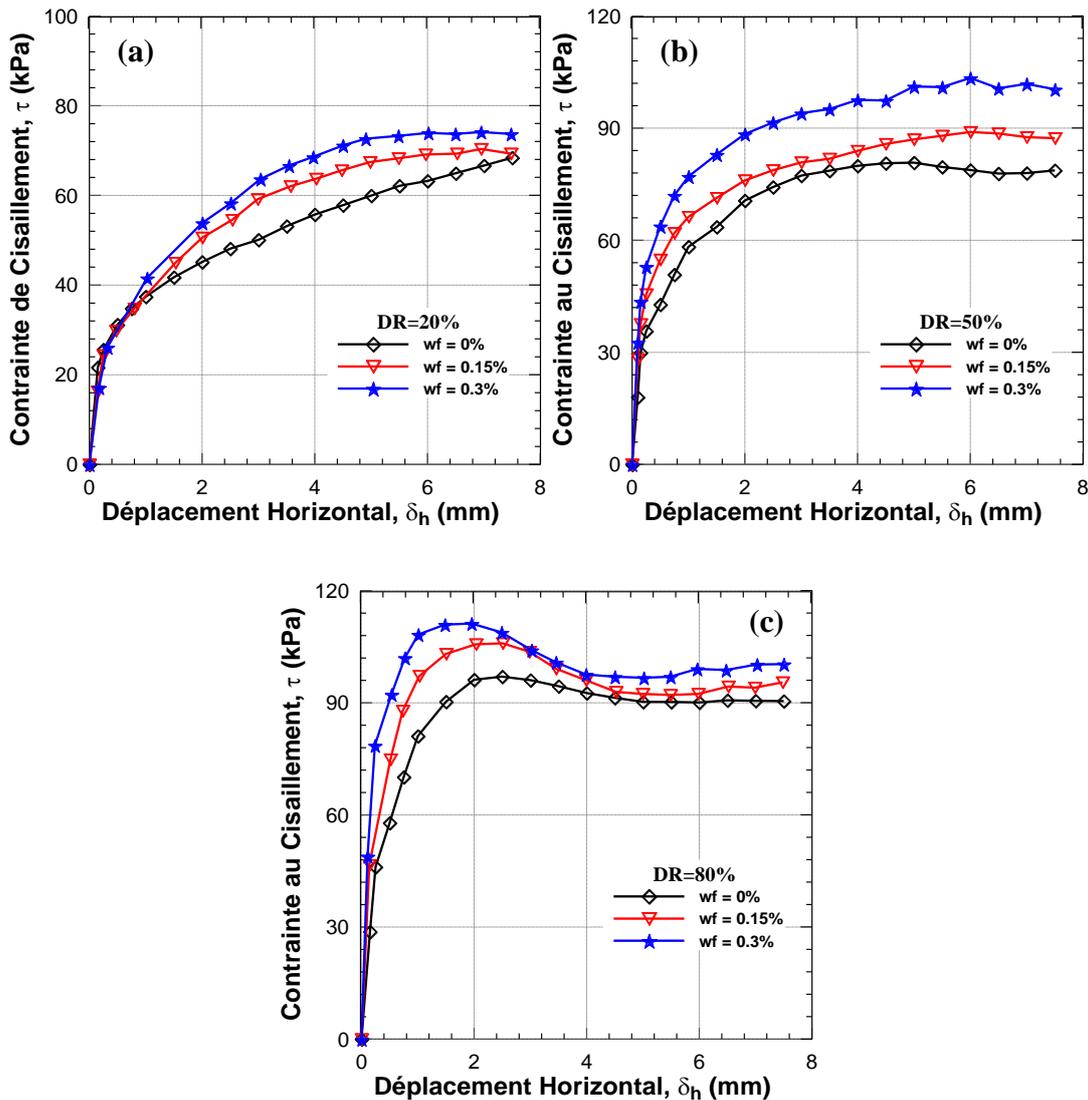


Figure 5. 1 Influence de la teneur en fibre de verre sur la résistance au cisaillement du sable, a :Dr= 20 %, b : Dr= 50 %, c : Dr= 80 %, ($\sigma_n= 100$ kPa).

5.2.2. Résistance au cisaillement maximale :

La Figure 5.2Présente l'influence de la densité relative sur le comportement de sable renforcé par fibre de verre , les échantillons sont renforcé par deux teneur en fibre de 0.15% et 0.3% de poids sec soumise à une contrainte normale de 100 kPa ,sous trois états de densité (lâche,

moyennement dense et dense), On constate que pour les trois cas des sables lâche, moyennement dense et denses est très affecté par la présence des fibres. L'amélioration est moins significative par rapport aux échantillons préparés à une densité lâche. La Figure 5.2 montre aussi des lignes obtenues directement en traçant la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en fibre pour différents densité relative, ou les contraintes de cisaillement mesurées pour une donnée déplacement horizontal à 2 mm et à la fin d'essais. Les résultats ont montré que la résistance au cisaillement du sable naturelle augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre et la densité ainsi qu'on remarque que ligne à la fin d'essais sont augmenté considérablement à celle des 2 mm de déplacement horizontale, La résistance de cisaillement maximale pour presque tous les échantillons de densité relative lâche et moyenne a été atteinte à la fin d'essais par contre au cas de densité élevé elle atteinte avec un déplacement horizontal d'environ 2 mm.

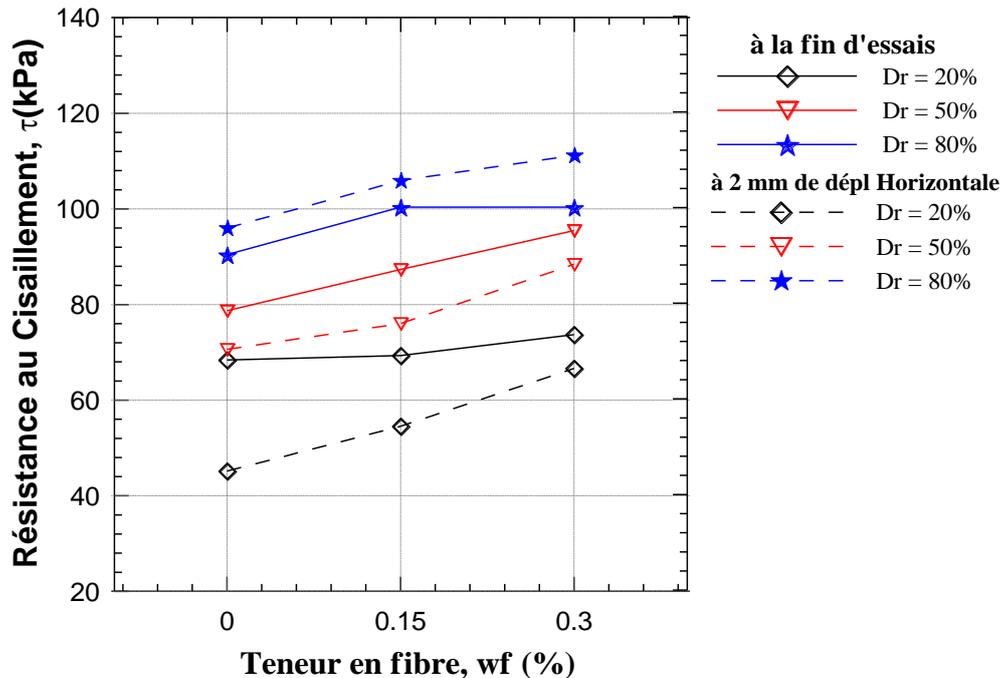


Figure 5. 2 Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement pour sable renforcé avec la fibre de verre.

5.2.3. Comportement Volumique :

Figure 5.3 montre la réponse en déplacement vertical par rapport à un déplacement horizontal du sable renforcé à différent densité sous une contrainte normale de 100 kPa. Les essais indiquent que la présence de fibres inhibe systématiquement la tendance à la dilatation dans le sable renforcé par des fibres à toutes les différent densité. La diminution de la contractance est

plus remarquable pour les échantillons renforcés avec une faible densité. Avec l'augmentation de la densité relative, la tendance du déplacement horizontal vers le déplacement vertical reste la même, mais la dilatance est en augmentation dans le cas du sable non renforcé et du sable renforcé. Cette caractéristique observée de l'augmentation de la dilatance est due à la nature ductile du mélange sable-fibre.

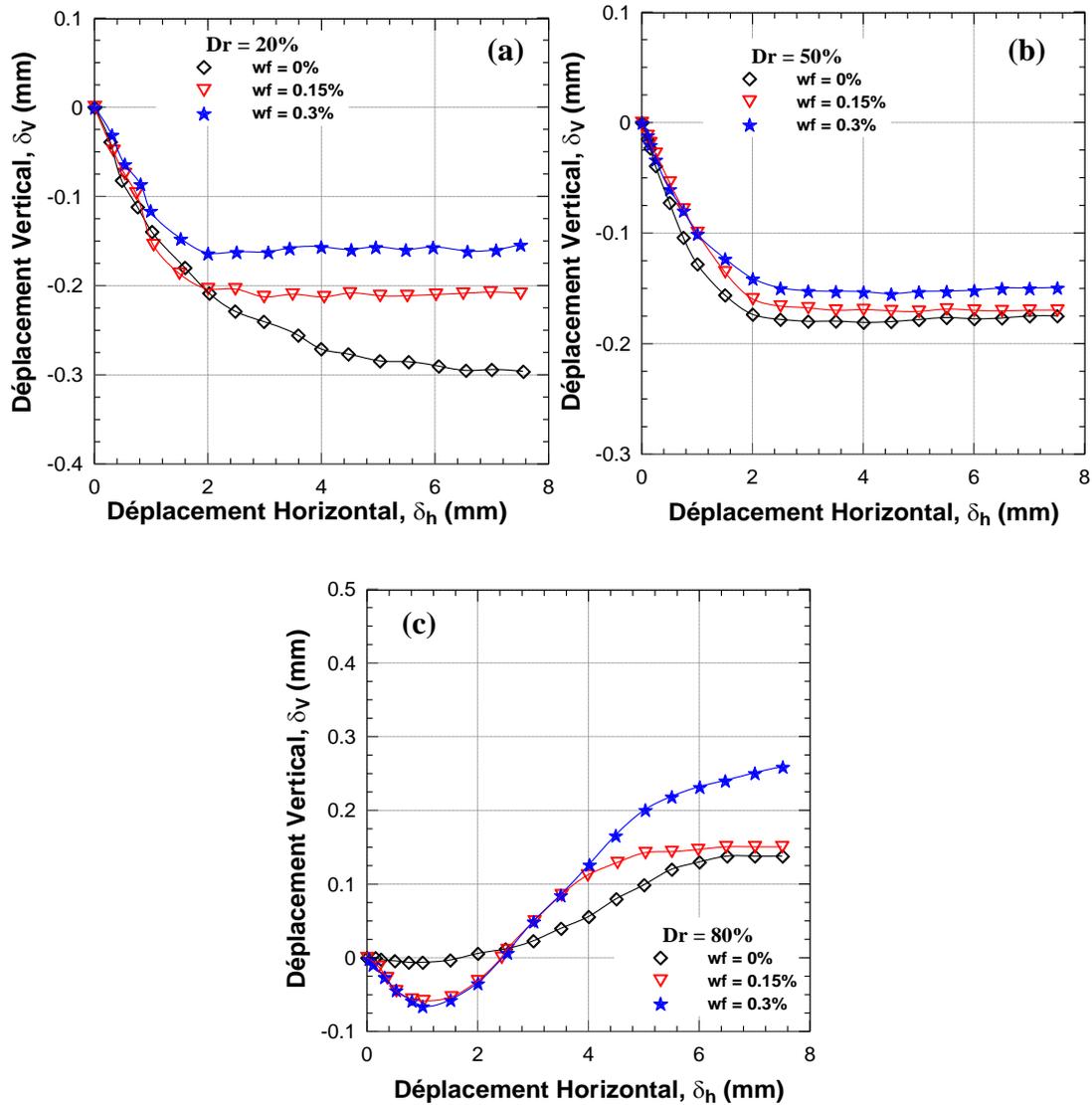


Figure 5.3 Influence de la teneur en fibre de verre sur la déformation verticale du sable, a : $D_r = 20\%$, b : $D_r = 50\%$, c : $D_r = 80\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa).

5.2.4. L'influence de la densité sur le comportement volumique :

L'influence de la densité sur le comportement volumique des sables renforcé par fibre de verre à une contrainte normale de 100 kPa, en particulier sur la dilatation influence. Il a constaté que l'augmentation de la densité relative initiale a donné un taux plus élevé de dilatance, et un niveau accru de dilatation, similaire aux effets décrits et largement connu pour

les sables non renforcé, comme le montre la Figure 5.4 la contrainte de cisaillement est devenue approximativement constante pour les échantillons renforcés à une valeur de déplacement horizontal d'environ 2 mm, un comportement qui est cohérent avec le fait que les échantillons de sol ont été préparés à un état initial lâche et moyennement dense.

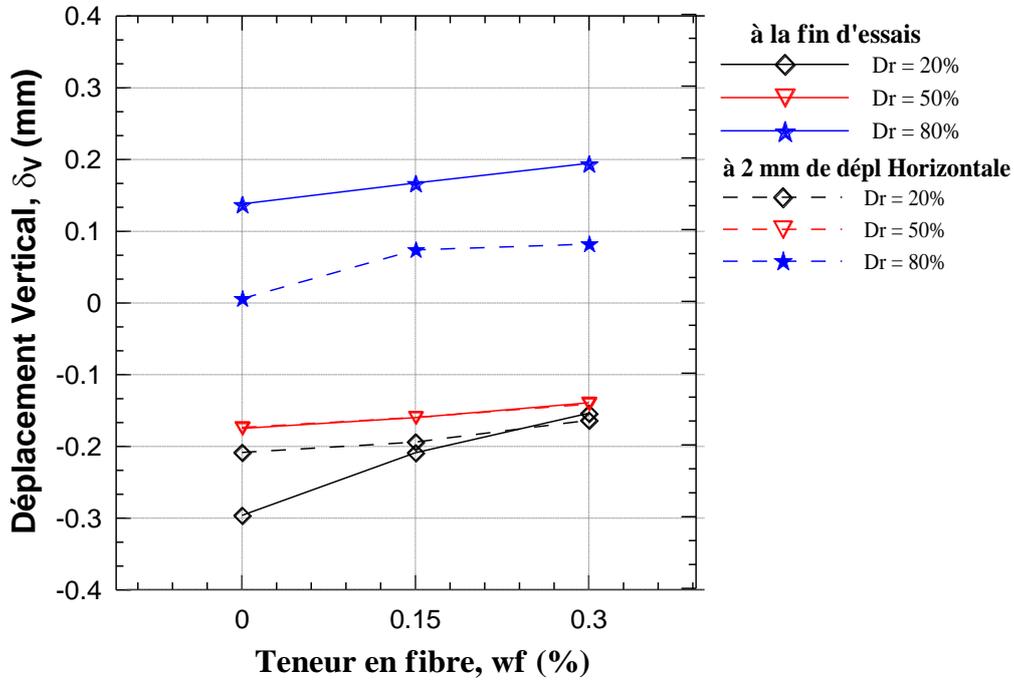


Figure 5. 4Effet de la densité relative sur le déplacement verticale pour sable renforcé avec la fibre de verre.

5.3. Renforcement par fibre de polypropylène :

L'utilisation de l'inclusion de fibres de polypropylène pour l'amélioration des propriétés mécaniques des sols faibles est une méthode qui a récemment gagné une large attention dans le domaine de la géotechnique. Les applications visant à augmenter la résistance du sol en mélangeant avec des fibres comprennent la stabilisation des pentes du sol (Gregory et Chill 1998), la construction de remblais avec un sol à faible résistance, la minimisation des fissures d'expansion-contraction dans les couches d'argile condensée (Ziegler et al.1998), la stabilisation mécanique de routes flexibles (Choubane et al. 2001) et de couches de base de chaussées en bande d'atterrissage (Webster et Santoni 1997, Tingle et al. 1999), amélioration de la capacité portante (Tang et al. 2007) et protection contre l'érosion de la surface du sol. De plus, de courtes fibres discrètes peuvent fournir une augmentation isotrope du comportement mécanique du composite de sol sans introduire de plans de faiblesse continus. La construction de sols renforcés de fibres est facilement réalisée en mélangeant simplement le sol avec des

fibres comme dans le cas d'autres adjuvants stabilisants comme le ciment, la chaux, le sulfate de calcium, les cendres volantes et les fumées de silice (Ahmad et al.2010).

Le comportement des sols renforcés de fibres est un sujet de recherche courant depuis 20 ans. Plus précisément, de nombreux chercheurs ont concentré leurs recherches sur le comportement mécanique des sols sablonneux renforcés de fibres (Gray et Ohashi 1983, Shewbridge et Sitar 1990, Maher et Gray 1990, Bauer et Oancea 1996, Murray et al.2000, Consoli et al.2002).

Les résultats expérimentaux ont montré que l'ajout de fibres dans la masse du sol améliore considérablement la résistance du sable composite, en particulier lorsque la taille relative des fibres et des grains satisfait certains critères (Zornberg 2002, Michalowski et Cermak 2003). En conséquence, la longueur des fibres doit être d'au moins un ordre de grandeur supérieure à la taille des particules de sable, sinon le tissu du composite ne permet pas l'activation de l'interaction des fibres. De même, si le diamètre de la fibre est d'un ordre de grandeur inférieur à la taille des grains, aucune charge ne peut être transférée aux fibres car les fibres glisseront au cours du processus de déformation de la matrice entièrement absorbée par l'espace poreux (Michalowski 1997).

5.3.1. Comportement contrainte-déformation

Une série des essais de cisaillement sur le sable de Chlef non renforcé et renforcé par la fibre de polypropylène, distribués de façon aléatoire. Les tests ont été effectués pour examiner les effets de la fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement du sol renforcé.

Les courbes résistances au cisaillement-déformation des spécimens du sol non renforcés et renforcés par fibres de polypropylène sont illustrées à la Figure 5.5. Un cas non renforcé a été réalisé pour établir la résistance de base du sol afin que le changement de résistance dû à l'ajout de fibres de polypropylène puisse être estimé. La teneur en fibres de polypropylène du spécimen était de 0,15% et 0.3% en poids sec du sol et la longueur de fibre utilisée était de 1 cm. Dans la présente analyse, les spécimens sont soumis à une contrainte normale de 100 kPa et une densité relative de 20, 50 et 80%. Les résultats ont montré que le comportement résistances – déformation était nettement affecté par l'inclusion des fibres de polypropylène. Pour tous les mélanges de sols renforcés de fibres testés, la résistance maximale augmente avec l'inclusion de la fibre de polypropylène et avec l'augmentation de la teneur de la fibre.

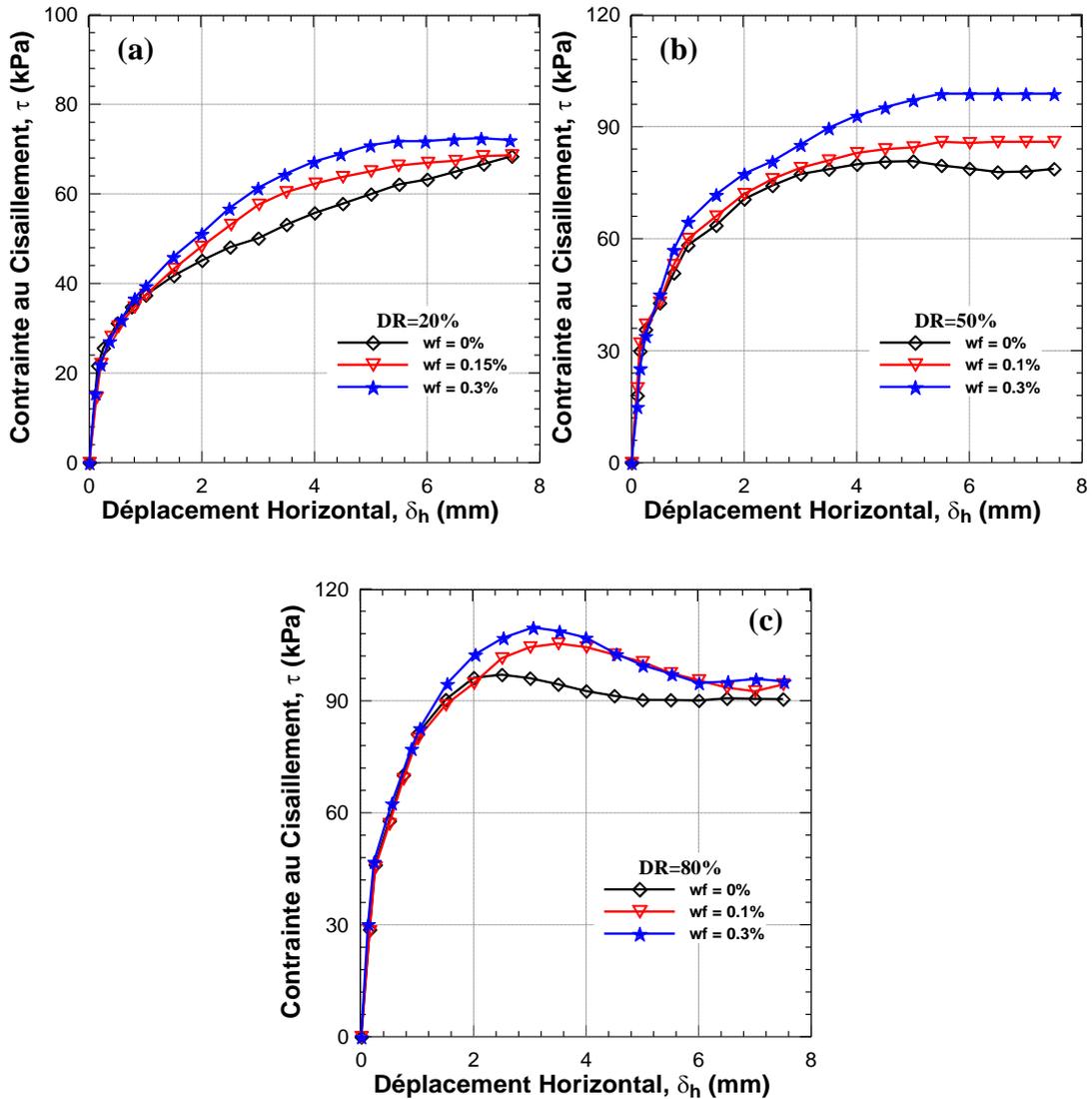


Figure 5. 5 Influence de la teneur en fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement du sable, a :Dr= 20 %, b : Dr= 50 %, c : Dr= 80 %, ($\sigma_n= 100$ kPa).

5.3.2. Comportement Volumique :

Le comportement de déformation volumétrique du sable renforcé par fibres est illustré à la [Figure 5.6](#). On peut noter que le comportement est similaire à celui du sable non renforcé. Cependant, en général, une contractance plus volumétrique est observée dans le sable renforcé de fibres par rapport à celle dans le sable non renforcé. Le sable renforcé par fibres de polypropylène a tendance à se dilater (à des densités relative plus élevée) ou à se comprimer Dr= 80%, comme le montre la [Figure 5.6 \(c\)](#).

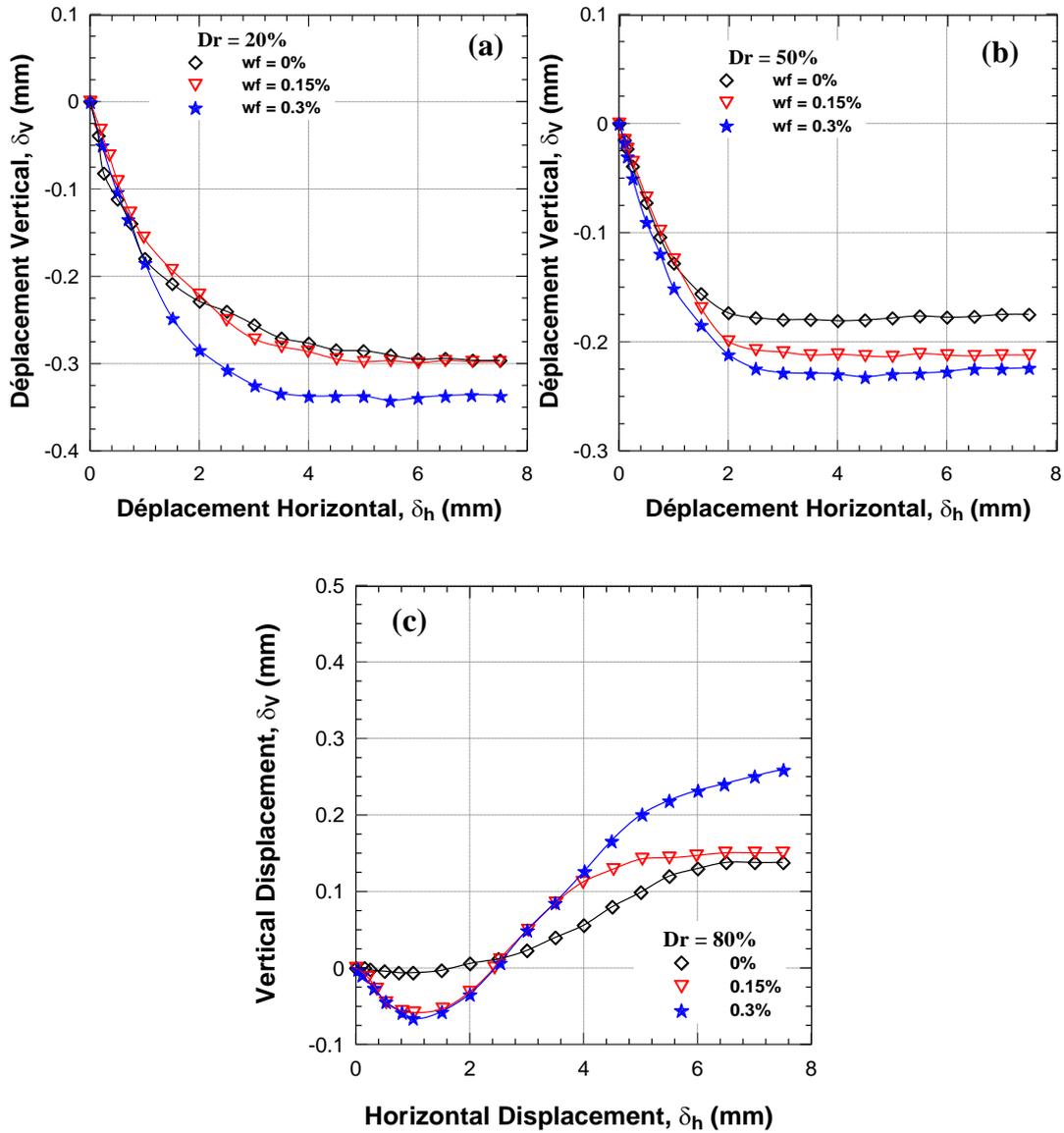


Figure 5. Influence de la teneur en fibre de polypropylène sur la déformation verticale du sable, a : $Dr = 20\%$, b : $Dr = 50\%$, c : $Dr = 80\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa)

5.4. Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène :

Les résultats des tests comprennent la contrainte de cisaillement et le déplacement vertical par rapport aux diagrammes de déplacement horizontal pour les échantillons de sol testés à des niveaux de contrainte normaux de 100kPa à des états de densité différent (lâche, moyenne dense et dense). Ces graphiques ont été analysés pour comparer l'effet des deux type de fibres sur le comportement contrainte-déformation; changements de volume et l'augmentation de la résistance au cisaillement maximal.

5.4.1. Comportement contrainte-déformation :

Les courbes montrant la variation de la résistance de cisaillement et du déplacement vertical avec le déplacement horizontal sont présentées à la Figure 5.7 pour le sable de chlef non renforcé et renforcé par fibres. Les courbes de la figure 5a correspondent à des échantillons de sol renforcés deux type de fibres relativement différents, fibre de verre et fibre de polypropylène avec une teneur en fibres fixe de 0.3% et une densité relative moyenne de 50%, tandis que les courbes de la Figure 5.7 (b) correspondent à des échantillons de sol renforcés par fibres a une densité relative élevé de 80%. Ces courbes sont représentatives du comportement typique d'échantillons testés à d'autres différente type de fibres. Les résultats présentés sur la Figure 5.7 indiquent des augmentations de résistance pour les fibres de verre que la fibre de polypropylène. La forme générale des courbes de déplacement sous contrainte des échantillons renforcés de fibres de verre était similaire à celle des échantillons renforcés par fibre de polypropylène dans le cas d'une densité moyenne (Figure 5.7 (a)), à l'exception d'une augmentation de la pente de la courbe contrainte-déplacement pour de petits déplacements, l'autre cas où la densité relative est élevé en remarque que l'échantillon renforcé par fibre de verre atteindre sa valeur maximale a un déplacement horizontale de 2 mm et la fibre de polypropylène continue jusqu'à 3 mm de déplacement horizontale.

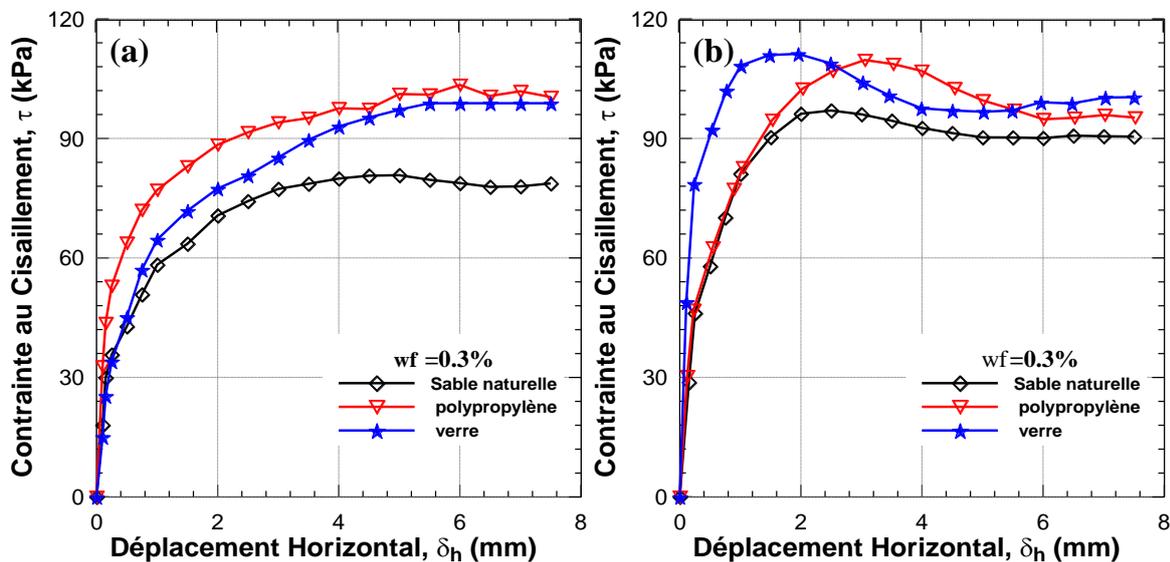


Figure 5. 7 Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement du sable, a :Dr= 50 %, b : Dr= 80 %, ($\sigma_n= 100$ kPa)

5.4.2. Résistance au cisaillement maximale :

L'augmentation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la teneur en fibres est illustrée sur la Figure 5.8 pour des sables renforcés différents type de fibres, fibre de verre et fibre de polypropylène. Les résultats indiquent que la contrainte de cisaillement maximale du composite sable-fibre augmente approximativement linéairement avec la teneur en fibre. Il était évident d'après la Figure 5.7(b) que les courbes contrainte-déformation du sol renforcé à 0.15% de fibre de verre atteignaient la résistance maximum à celle cas du sol non renforcé et renforcé par fibre de polypropylène. De plus, avec une augmentation de la teneur en fibres (0.3%) Figure 5.8(b), la résistance maximale du sol ont augmenté, ainsi que l'écart entre le renforcement par fibre de verre et fibre de polypropylène devient plus claire.

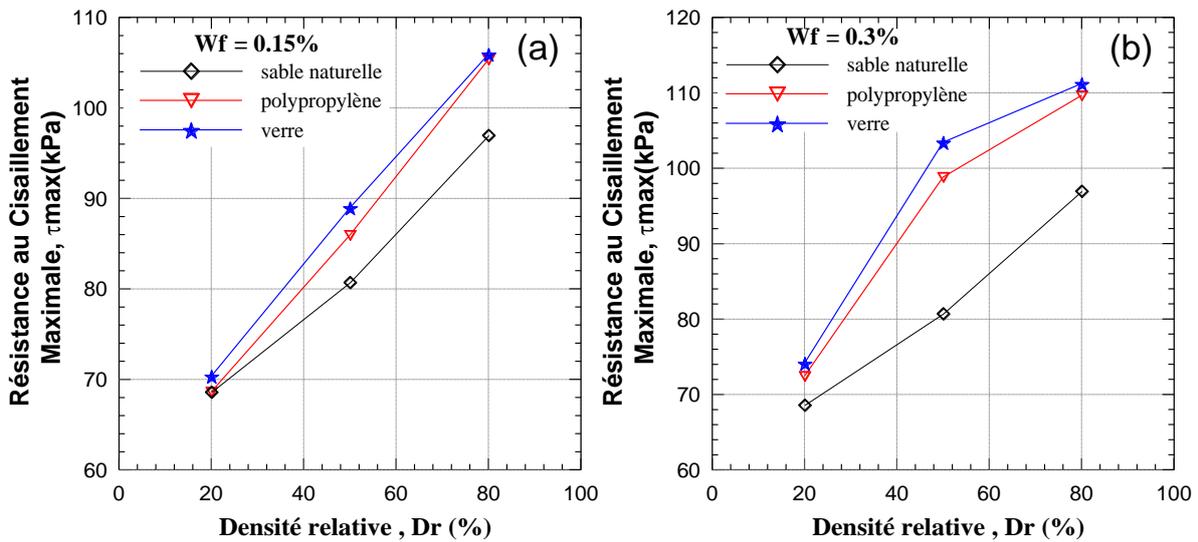


Figure 5. 8 Effet du différent type de fibre sur la résistance au cisaillement maximal pour sable non renforcé et renforcé, a : teneur en fibre = 0.15%, b : teneur en fibre = 0.3%.

5.4.3. Comportement Volumique :

les tests effectués dans cette étude ont indiqué que les déplacements verticaux observés lors du cisaillement sous un contrainte normale de 100 kPa et un états de densité moyenne et dense présente au Figure 5.9, les résultats indique une augmentation de la contractance pour les sable renforcé par le fibre de polypropylène par contre les échantillons renforcé par le fibre de verre présent une diminution de contractance a un états de densité moyenne ($D_r=50\%$)(Figure 5.9 (a)),Ainsi la Figure 5.9 (b) illustre que les échantillons renforcés de fibres de verre ont présenté un comportement plus ductile par rapport à la fibre de

polypropylène. En générale l'ajout d'éléments ayant des propriétés de traction, comme des fibres, au milieu du sol affecte l'élasticité du sol et par conséquent; les spécimens échouent à une déformation axiale plus élevée. Par conséquent, l'ajout d'une inclusion de fibres de verre a un double avantage d'augmenter la résistance et la ductilité du milieu du sol.

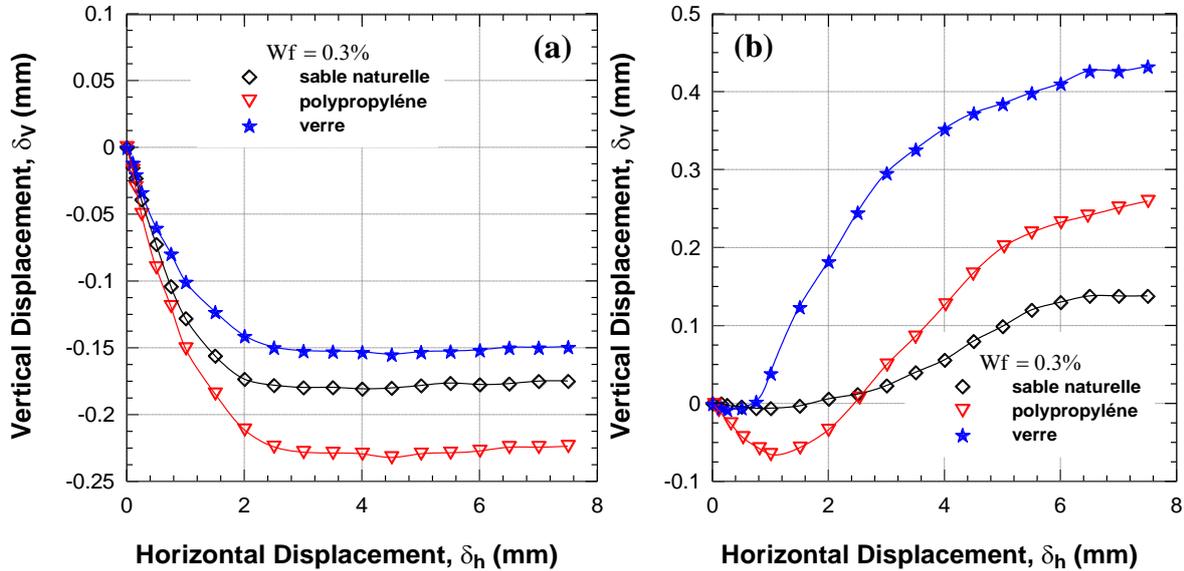


Figure 5. 9 Comparaison entre la fibre de verre et la fibre de polypropylène sur la déformation verticale du sable, a : $D_r = 50\%$, b : $D_r = 80\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa)

5.5. Comportement du sable cimenté avec l'inclusion de la fibre de verre :

L'idée d'un renfort par des fibres de verre dans des matériaux sableux représentant des vulnérabilités certaines quant à la recherche de performances mécaniques dans les domaines de l'ingénierie géotechniques (stabilité des versants, liquéfaction des sables saturés etc...), a permis plusieurs chercheurs à opter ces genres de renforts dans le but d'assurer la rigidité, la cohésion du sol composite et ceci par les hautes qualités intrinsèques de la fibre de verre. L'absence de plans de faiblesse potentielle a été confirmée dans leur recherche comme l'un des principaux avantages des fibres distribués au hasard (aléatoires) Ateş, A., 2016. La fibre renfort augmente la résistance au pic et résiduelle, et modifie le comportement fragile de sol cimenté à un plus ductile Sadek et al., 2013. Nous étudions dans ce qui suit l'effet de la teneur en fibre sur les composites sable-ciment.

5.5.1. Effet de fibre sur sable cimenté sur les caractéristiques de résistance au cisaillement

La Figure 5.10 montre l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du horizontal des échantillons cisailés à l'aide de l'appareil de cisaillement direct pour une teneur en ciment $C_c = 2.5\%$ et renforcé avec des fibres de verre à des taux variant de 0.15% et 0.3% (en poids sec) et de densités relatives fixées $D_r=50\%$ et 80% . On constate de ce fait une augmentation significative de la contrainte de cisaillement quand le taux de fibre augmentée marque des valeurs au pic de 95kPa à $D_r=80\%$ et 152 kPa à $D_r = 50\%$ respectivement, pour une teneur en fibre de 0.15% et une contrainte normale de 100 KPa. Cette constatations est mieux claire pour une teneur en ciment de 5% (Figure 5.11). Selon les Figures (4.10,4.11) on note que le comportement global du sol cimenté est considérablement affecté par l'inclusion de fibres de verre. L'addition de ce dernier augmente d'une manière très significative la contrainte de cisaillement. Cela peut être attribué à l'interaction physique entre les particules du sol cimenté et le transfert de contrainte due à la traction élevée des fibres (2500MPa), ce qui entraîne une augmentation dans la résistance du sol cimenté et l'amélioration de son comportement mécanique. Ceci répond parfaitement aux résultats publiés par Malidarreh et al., 2017.

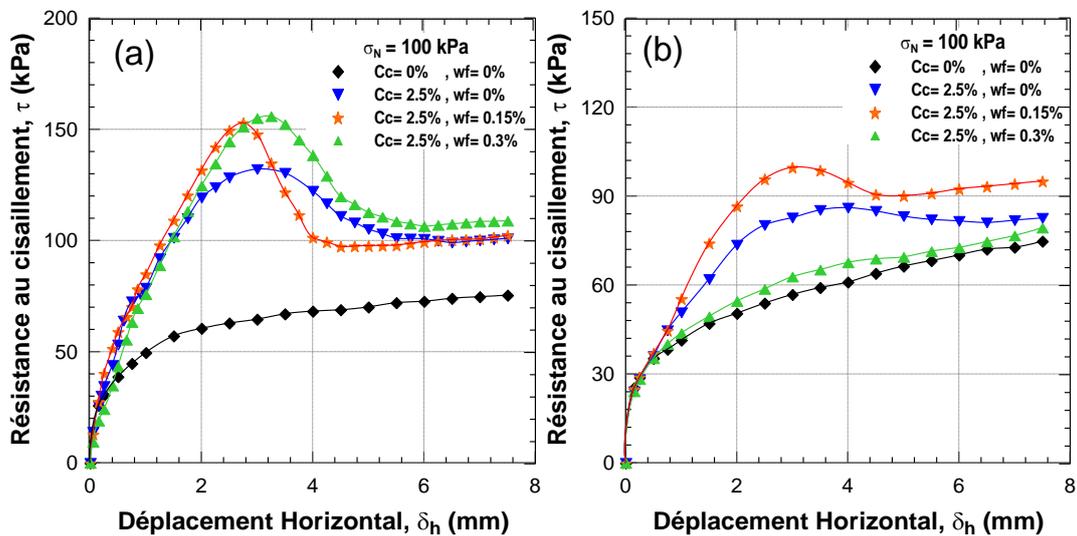


Figure 5. 10 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté $C_c = 2.5\%$, a : $D_r = 80\%$, b : $D_r = 50\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa, $w = 10\%$).

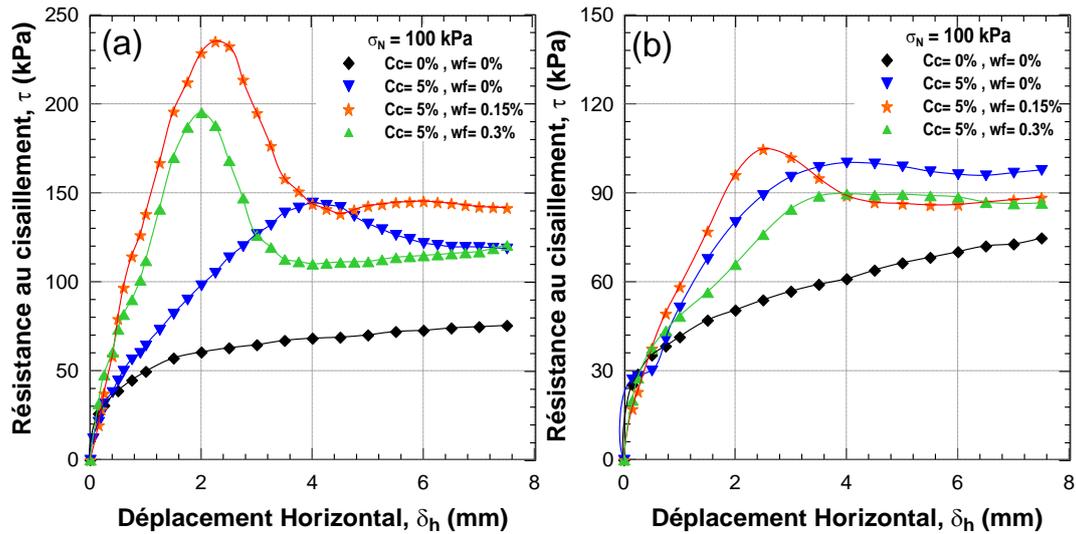


Figure 5. 11 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté Cc= 5%, a :Dr= 80 %, b : Dr= 50 %, ($\sigma_n= 100$ kPa, w= 10%).

Les figures 4.10, 4.11 illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal du matériau composite traité pour le premier (Figure 5.10) à 2.5 % de ciment et pour le second (Figure 5.11) traité à 5% de ciment, renforcés par des fibres d'un taux variant de : 0% , 0.15% ,0.3% .Les échantillons préparés à deux densités relatives Dr=50% et 80% ,ont subi une cure de 7 jours avant de procéder au cisaillement à une contrainte normale $\sigma_n=100$ kPa .On constate de ce fait que la résistance au cisaillement des mélanges augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la teneur en ciment et de la teneur en fibre. Pour les échantillons traités à 7.5% de ciment et d'une densité relative Dr= 80% à une résistance de 178 kPa, pour un renfort de 0.15 et 0.3% de fibre la résistance augmente 259, 261 kPa respectivement et continue d'augmenter pour atteindre les valeurs de 336 kPa , 342 kPa pour une teneur de 10% de ciment (Figure 5.12).

On remarque dans toutes les graphes à n'importe quel teneurs en ciment que le traitement du sol cimenté par une teneur en fibre de 0.15% la résistance de cisaillement est bien augmenter pour toutes teneurs en ciment, par contre quand c'est en augmente la teneur en fibre à 0.3% l'augmentation de la résistance est presque négligeable. Selon les résultats en peut dire que l'augmentation de la teneur en ciment et La teneur en fibre augmente la résistance au cisaillement et le pic de cisaillement du sol cimenté. En observe que la contrainte de cisaillement maximale de l'échantillon Dépend du contenu en fibres. De plus, la teneur en fibres de 0.15% a démontré une augmentation de la contrainte de cisaillement que l'autre

teneur en fibres de 0.3%. Cependant, la valeur optimale de la fibre Contenu ou la valeur qui donne le meilleur résultat en tant que sol cimenté a été estimé à environ 0.15% par poids.

La Figure 5.13 montre la variation de la contrainte de cisaillement du matériau composite (sable + ciment + fibre), traité à 10 % de ciment, renforcé par des fibres de verre variant entre 0 et 0.3 %, fabriqué à partir de deux densités différentes ($D_r = 50\%$ et 80%) et cisailé sous une contrainte normale $\sigma_n = 100$ kPa. Nous pouvons constater que le cisaillement des échantillons fait apparaître un pic de résistance inférieur à 4% des déplacements horizontaux et marque des seuils de résistance de l'ordre 300kPa pour un $D_r = 80\%$ et 180 kPa pour un $D_r = 50\%$ ($C_c = 10\%$ et $F = 0.3\%$).

On conclure que pour les échantillons renforcé par ciment+fibre présente une résistance maximale pour un teneur en fibre de 0.15% mieux que le teneur en fibre de 0.3%, on peut dire que le teneur en fibre de 0.15% indique un seuil pour le renforcement de sable de Chlef traité au ciment.

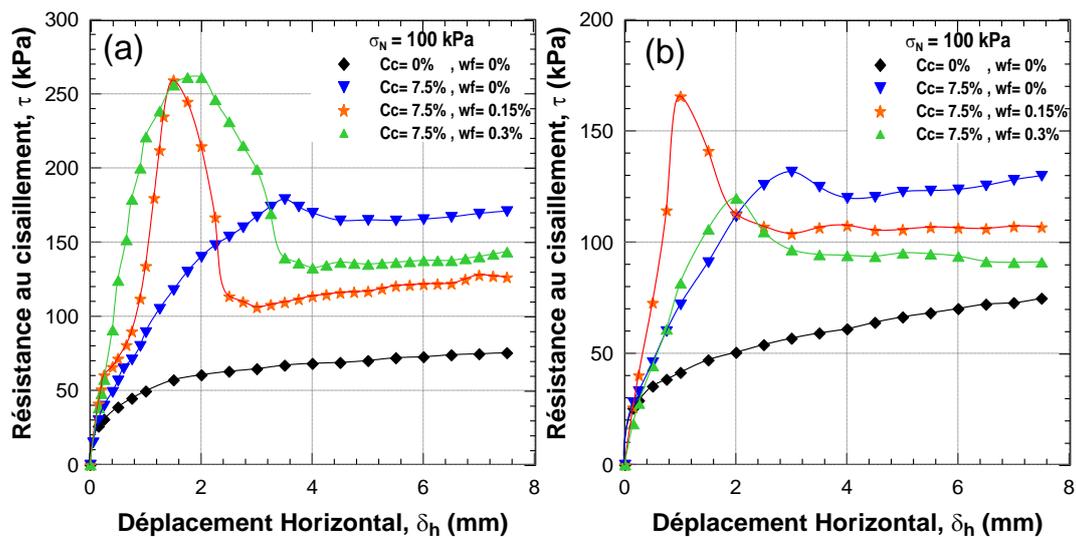


Figure 5. 12 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté $C_c = 7.5\%$, a : $D_r = 80\%$, b : $D_r = 50\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa, $w = 10\%$).

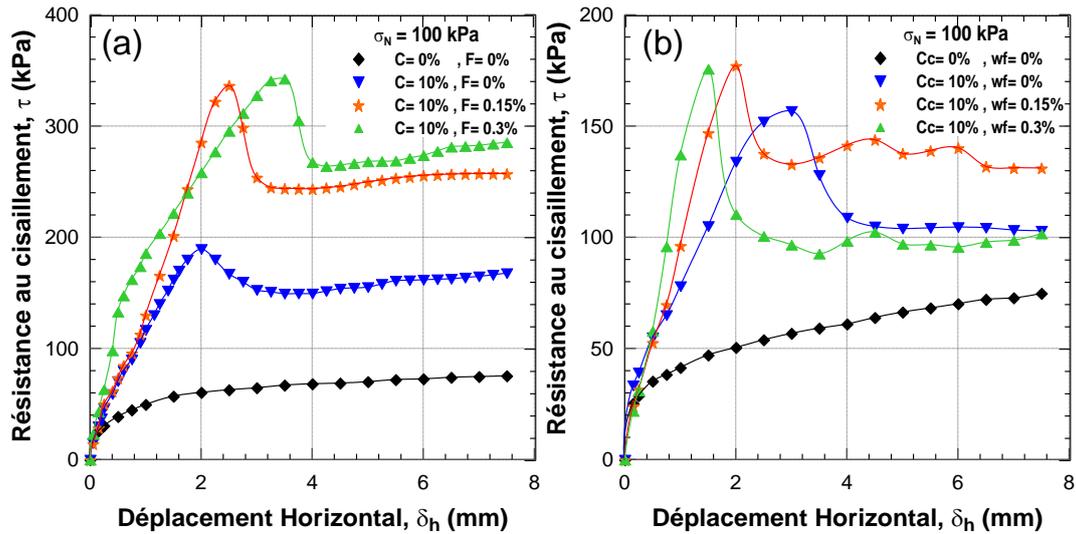


Figure 5. 13 Influence de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement du sable cimenté $C_c = 10\%$, a : $Dr = 80\%$, b : $Dr = 50\%$, ($\sigma_n = 100$ kPa, $w = 10\%$).

5.5.2. Comportement Volumique :

La Figure 5.14 illustre la variation du déplacement vertical avec le déplacement horizontal pendant l'essai des échantillons traités avec une teneur en ciment de 2.5% et 5% et de teneur en fibre de verre de 0.15% et 0.3% soumise à une contrainte normale de 100 kPa et à un état de densité moyennement et dense ($Dr = 50\%$ et 80%). La dilatance volumique des échantillons renforcés de fibres s'est avérée supérieure à celle des échantillons cimentés, ce changement de volume est directement lié à la teneur en fibres, qu'on remarque que la teneur en fibre de 0.15% a donné une dilatance plus qu'une teneur en fibre de 0.3%. Après une réduction initiale du volume à un déplacement horizontal inférieure à 4 mm pour les échantillons traités à 2.5% de ciment et un déplacement d'environ 2 mm pour les sols traités par 5% de ciment, qui était moins importante que la réduction du sol cimenté, les échantillons renforcés de fibres présentaient une dilatation volumétrique approchant la réponse caractéristique d'un sol dense. Les courbes de changement volumétrique indiquent clairement que la présence de fibres considérablement limite la tendance à la contraction à toutes les différentes contraintes normales, Ce comportement est intéressant car il contredit les résultats rapportés par Michalowski et Cermak 2003 et Ahmad et al. (2010), qui soutiennent l'idée que les fibres inhibent généralement la dilatance, alors qu'elle est en accord avec les résultats publiés par d'autres chercheurs (Sadek et al.2010, Ibraim et al.2010). Ces résultats suggèrent que la réponse volumétrique à dilatant pour le renforcé, pourrait être une conséquence d'une apparente densification de la matrice composite résultant du mécanisme d'interaction entre le filet de fibres et les particules de sol cimenté.

d'après la Figure 5.15 ont constaté que la présence de fibres augmente systématiquement la tendance à la dilatation dans les sables renforcés de fibres pour toutes les teneurs en ciment et l'augmentation de la dilatance est plus pour les échantillons renforcés avec des teneurs en ciment plus élevé jusqu'à un seuil égale 7.5 après le sol sera moins dilatat.

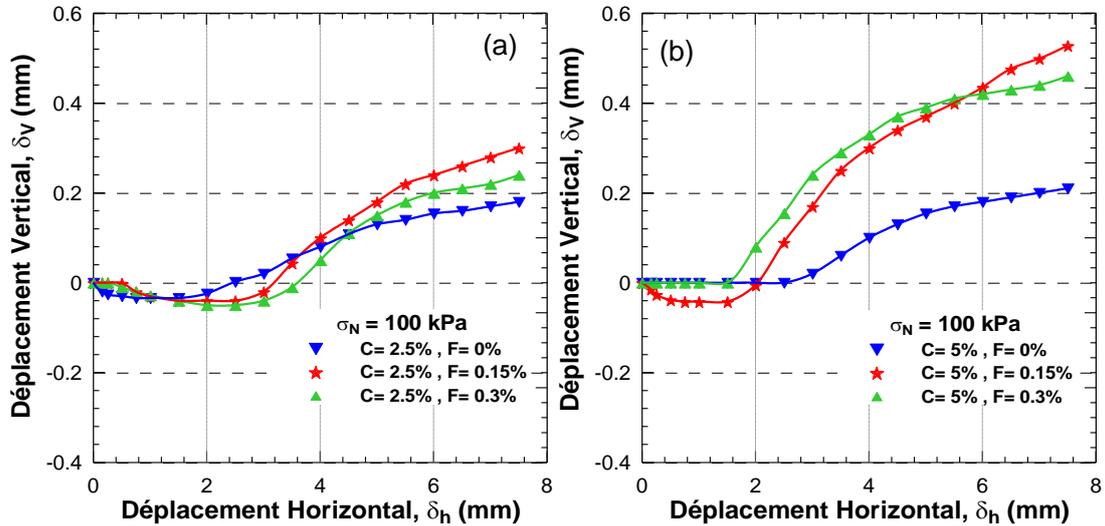


Figure 5. 14 Influence de la teneur en fibre sur le déplacement vertical du sable cimenté, a : Cc=2.5 %, b : Cc = 5 %, ($\sigma_n= 100$ kPa, w= 10% , Dr = 80%).

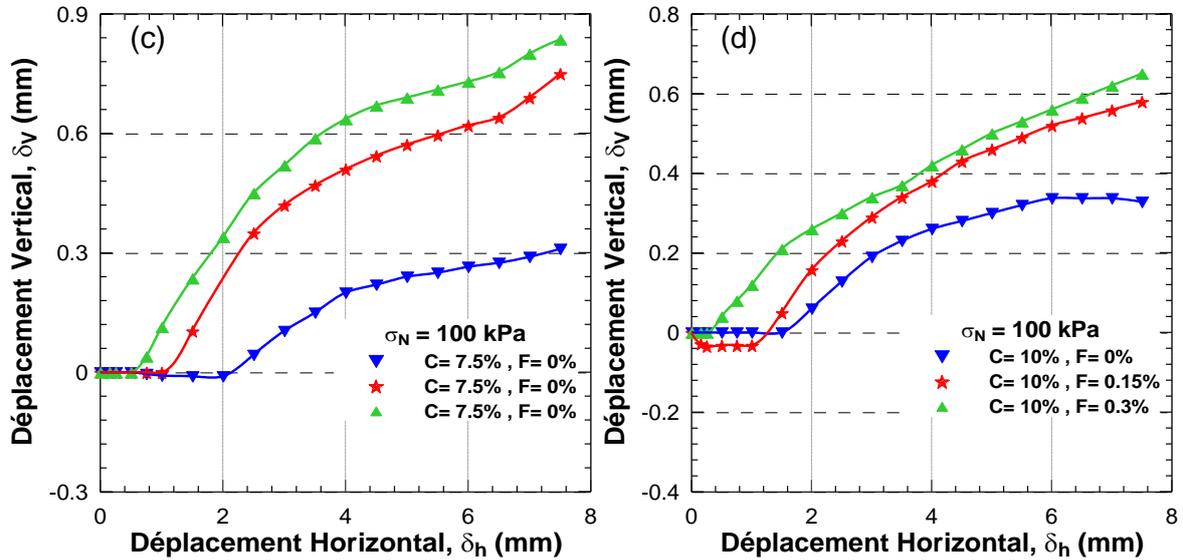


Figure 5. 15 Influence de la teneur en fibre sur le déplacement vertical du sable cimenté, a : Cc=7.5 %, b : Cc = 10 %, ($\sigma_n= 100$ kPa, w= 10% , Dr = 80%).

5.5.3. Résistance au cisaillement maximale :

La Figure 5.16 visualise la variation de la résistance au cisaillement maximale en fonction de la teneur en ciment du sable traité au ciment et renforcé par des fibres de verre $\rho_f=0.15\%$. Les résultats obtenus montrent une corrélation quasi- linéaire entre la résistance au cisaillement max et la teneur en ciment tout en observant des résistances maximales à 400 kPa très éloignées de ceux obtenus à 100 kPa .Le rapport est de l'ordre de 1.5 lorsque les échantillons sont traités à 10% de ciment. Ce phénomène d'augmentation de résistance pouvant être attribués à une interaction entre les différentes particules sable-ciment et aussi à la liaison entre la matrice sable –ciment et le renfort fibreux et qui par conséquent assure une amélioration du bloc composite du comportement mécanique.

Les différentes corrélations entre les valeurs de cisaillement max en fonction de la teneur en ciment avec un teneur en fibre de 0.15% sont données par les relations suivantes :

- $\tau_{max} = 22.857 C_c + 179.75$ ($\sigma_N = 200$ kPa), $R^2=0.91$

- $\tau_{max} = 24.646 C_c + 78.919$ ($\sigma_N = 100$ kPa), $R^2=0.97$

- $\tau_{max} = 14.595 C_c + 374.89$ ($\sigma_N = 400$ kPa), $R^2=0.93$

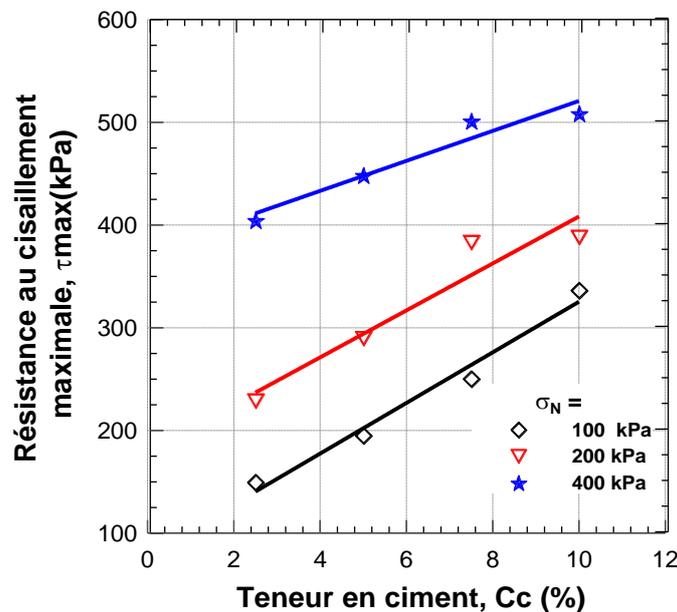


Figure 5. 16 Evolution de la résistance maximale en fonction de la teneur en ciment (Dr= 80% , $\rho_f = 0.15\%$).

5.5.4. Effet des fibres sur sable cimenté sur la cohésion et l'angle de frottement interne :

L'angle de frottement interne est parfois utilisé comme une indication de la résistance améliorée du sol. On rapporte que dans la littérature, quelques controverses ont été mentionnées au sujet d'une modification de l'angle de frottement interne lorsque le sable-cimenté est renforcé par des fibres . AI-Refeai.,1991 ;Gray et Ohashi.,1983 ;Maher et Gray .,1980 ;Michalowski et Zhao .,1996 et Waldron .,1977 .rapportaient que l'angle de frottement interne était affecté tandis que Di Prisco et Nova .,1993 et Wu et al .,1988. Ont déclaré l'inverse c'est-à-dire que le sable cimenté n'est en aucun cas affecté soit par addition de fibres ou autres ajouts secondaires.

Les valeurs de cohésion obtenues à différentes teneur en ciment et renforcés par deux teneurs en fibre 0.15 et 0.3% et de densité relative respectivement à ($D_r = 50\%$ et 80%), sont présentées sur la Figure 5.17(a) et Figure 5.18(a). On remarque que la cohésion (C_u) augmente d'une manière très significative lorsque les teneurs en ciment et de fibres augmentent .La variation de cette cohésion suit une loi de quasi linéaire.

Les figures 4.17(b) et 4.18(b). Illustrent l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment. Les résultats montrent que pour un renfort en fibre de 0.15% , l'angle de frottement interne montre une décroissance relative comprise dans une fourchette 40° ($C_c=2.5\%$) et 38° ($C_c=7.5\%$) quand la teneur en ciment augmente jusqu'à 7.5 % , ensuite chute brutalement au-delà de cette teneur en ciment ($C_c=7.5\%$) et ce pour une densité relative $D_r=80\%$. Pour une densité relative $D_r=50\%$, l'angle de frottement interne ϕ° décroît de 2.5% à 5% ensuite marque une légère croissance entre 5% et 7.5% puis chute au-delà de 7.5% . Ce qui n'est pas observé pour les échantillons préparés à une densité relative à 80%. Tout ce qu'on peut en conclure de ces deux remarques, c'est que les échantillons renforcés par un taux constant de fibres (0.15%) et à des taux en ciments variables c'est qu'à deux densités différentes , l'angle de frottement interne marque des chutes brutales au-delà d'un pourcentage de ciment équivalent 7.5% montrant la perte de l'efficacité du ciment dans les mélanges sable+ciment +fibre .

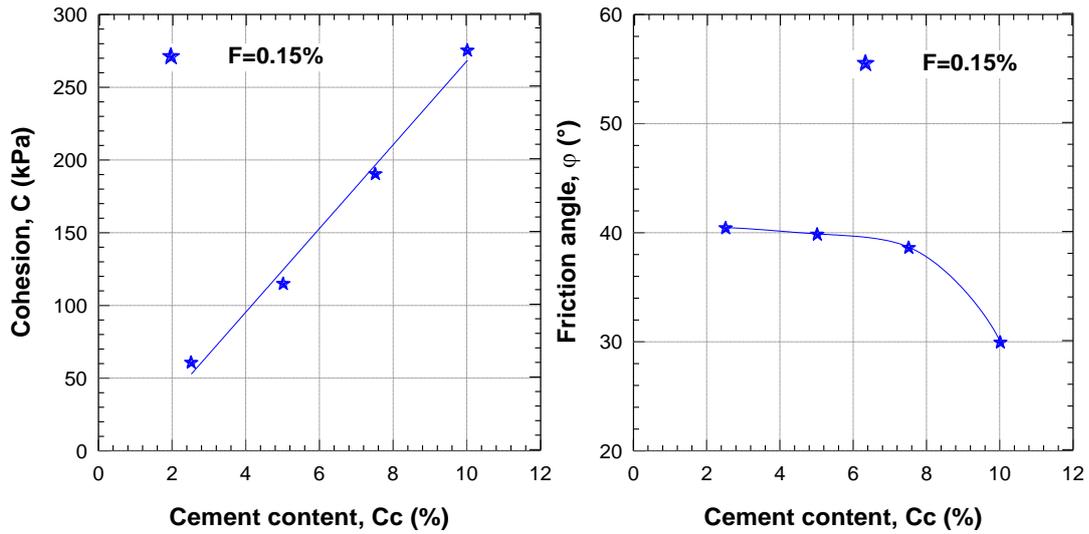


Figure 5. 17 Influence du ciment+fibre sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, (Dr = 80%).

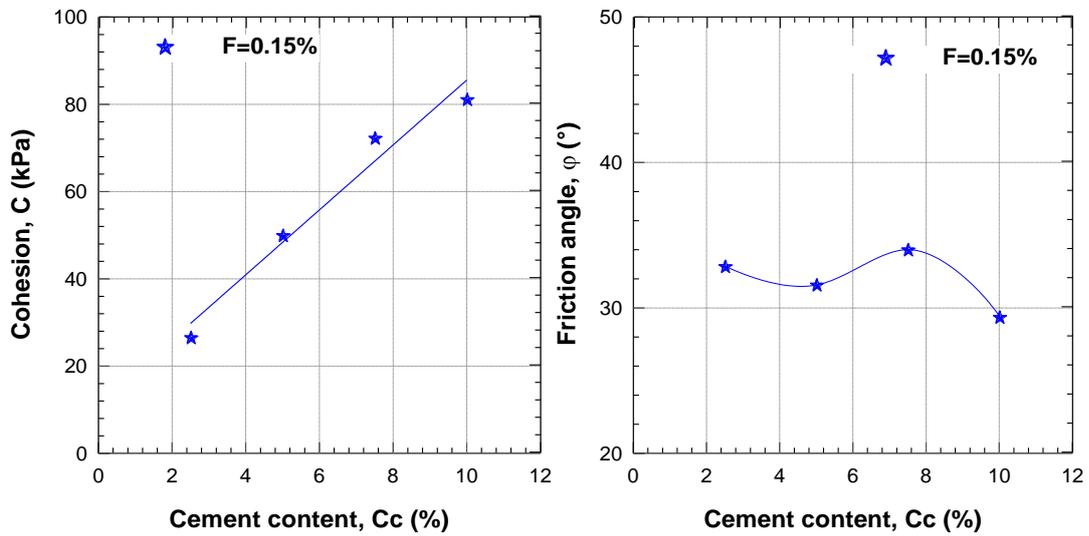


Figure 5. 18 Influence du ciment+fibre sur la cohésion et l'angle de frottement du sable, (Dr = 50%).

5.6. Conclusion

Dans cet chapitre, nous mettons en exergue une étude effectuée en laboratoire caractérisant une variété d'échantillons composés d'un sable en provenance de l'Oued Chlef (Algérie), traité par différents taux de ciment $C_c = 0, 2.5\%, 5\%, 7.5\%, 10\%$ et renforcé par des fibre de verre à teneur variables : $\rho_f = 0\%, 0.15\%, 0.30\%$. Les matériaux composites ont été testés à l'appareil de cisaillement direct caractérisés par des contraintes normales $\sigma_n = 50, 100, 200, 400$ Pa .Les paramètres intrinsèques qui ont été pris en considération lors de nos interprétations sont principalement : la contrainte de cisaillement, la cohésion et l'angle de frottement interne des mélanges composites sables-ciment-fibre :

Les conclusions tirées de cette sont principalement :

- L'inclusion de fibres de verre et de fibre de polypropylène avec un teneur en fibres allant de 0,15 à 0.3% aux sables de Chlef et préparés à différent densité relative (lâche, moyennement dense te dense) a augmenté la résistance au cisaillement et la ductilité du sable-composite de fibres, ainsi que la résistance maximale.
- La fibre de verre peut améliorer efficacement la résistance de sable de Chlef traitée au ciment. La résistance de sable améliorée changera avec l'ajout de fibres. Le type de fibre, la teneur en fibre sont des facteurs qui affectent la résistance et la ductilité de sable améliorée. La fibre de verre est la plus efficace que la fibre de polypropylène pour l'amélioration de sable. L'ajout d'une inclusion de fibres de verre a un double avantage d'augmenter la résistance et la ductilité du milieu du sol.
- L'addition des fibres sur un sable cimenté provoque une augmentation substantielle de l'angle de frottement jusqu'à une teneur optimale de ciment de 7.5%, au-delà de laquelle elle marque une chute particulièrement brutale. D'autre part, la cohésion augmente considérablement avec l'inclusion de la teneur en fibres et la teneur en ciment.
- L'inclusion de fibres de verre au sable traité au ciment augmente d'une manière significative la résistance au cisaillement jusqu'à un seuil marqué par un pic montrant le caractère résiduel du cisaillement et ou on note aussi les fortes valeurs observés de la cohésion quand la teneur en ciment augmente.
- le teneur en fibre de verre de 0.15% indique un seuil pour le renforcement de sable de Chlef traité à différent teneurs en ciment.

Chapitre 6
Influence de quelques
paramètres de cure sur le
comportement du sable
renforcé

6.1.Introduction :

Des tests de compression triaxiale non drainé ont été effectués pour évaluer les effets de l'utilisation de du ciment Portland à un temps durcissement différente pour améliorer le comportement d'ingénierie d'un sable de Chlef. Outre la teneur en ciment (2.5% et 5% en poids sec) et le temps de durcissement de 3 a 7 jours ont également été analysés, et contrainte de confinement (100, 200 et 400 kPa) sur les caractéristiques de résistance du sol.

Le chapitre présente également l'effet de la teneur en ciment et le temps de durcissement sur le comportement du sol renforcé, le module d'élasticité, l'interception cohésive, l'angle de friction et la fragilité du sable. Nous exposons tout d'abord les résultats des essais réalisés sur le sable non renforcé ensuite on effectue une étude paramétrique sur le comportement du sable renforcé.

6.2.Sable non renforcé :

On étudie le comportement du sable de Chlef sous cisaillement monotone à l'appareil triaxial en conditions non drainées. On a défini un programme expérimental permettant de mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'indice des vides (ou densité relative), la pression de confinement. Les essais sont caractérisés par des densités différentes allant d'un état moyen dense ($Dr = 50\%$) à l'état dense ($Dr = 80\%$), avec une la pression de confinement égale à 100 ,200 et 400 kPa. La procédure expérimentale utilisée pour les essais non drainés a été exposée en détail dans le chapitre 2 du mémoire.

6.2.1. Influence de la contrainte de confinement :

Un important facteur qui peut influencer la résistance sous l'effet d'un chargement cyclique est la variation de la pression de confinement (c.-à-d. pression hydrostatique de cellules appliquée à l'échantillon dans la cellule triaxial) d'un essai à l'autre. a cet effet une série d'essais triaxiaux non drainés sont réalisés sur des échantillons du sable naturel de Chlef soumis à trois pressions de confinement (100 ,200 et 400kPa) et à une densité relative moyen ($Dr = 50\%$), les courbes du sable non renforcé en termes de déviateur de contrainte et de surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale sont montré dans la [Figure 6.1 \(a,b\)](#),. il est bien claire que la résistance du sol et la pression interstitielle au pic augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Le chemin de contrainte ($q-p'$) présenté sur la Figure 6.1.c présente l'évolution de la phase de contractance et de la dilatance du sable naturel de Chlef. Cette figure montre plus précisément l'effet de la contrainte de confinement sur le comportement du sable renforcé. On remarque une grande amplification de la phase de contractance par l'augmentation de la contrainte de confinement.

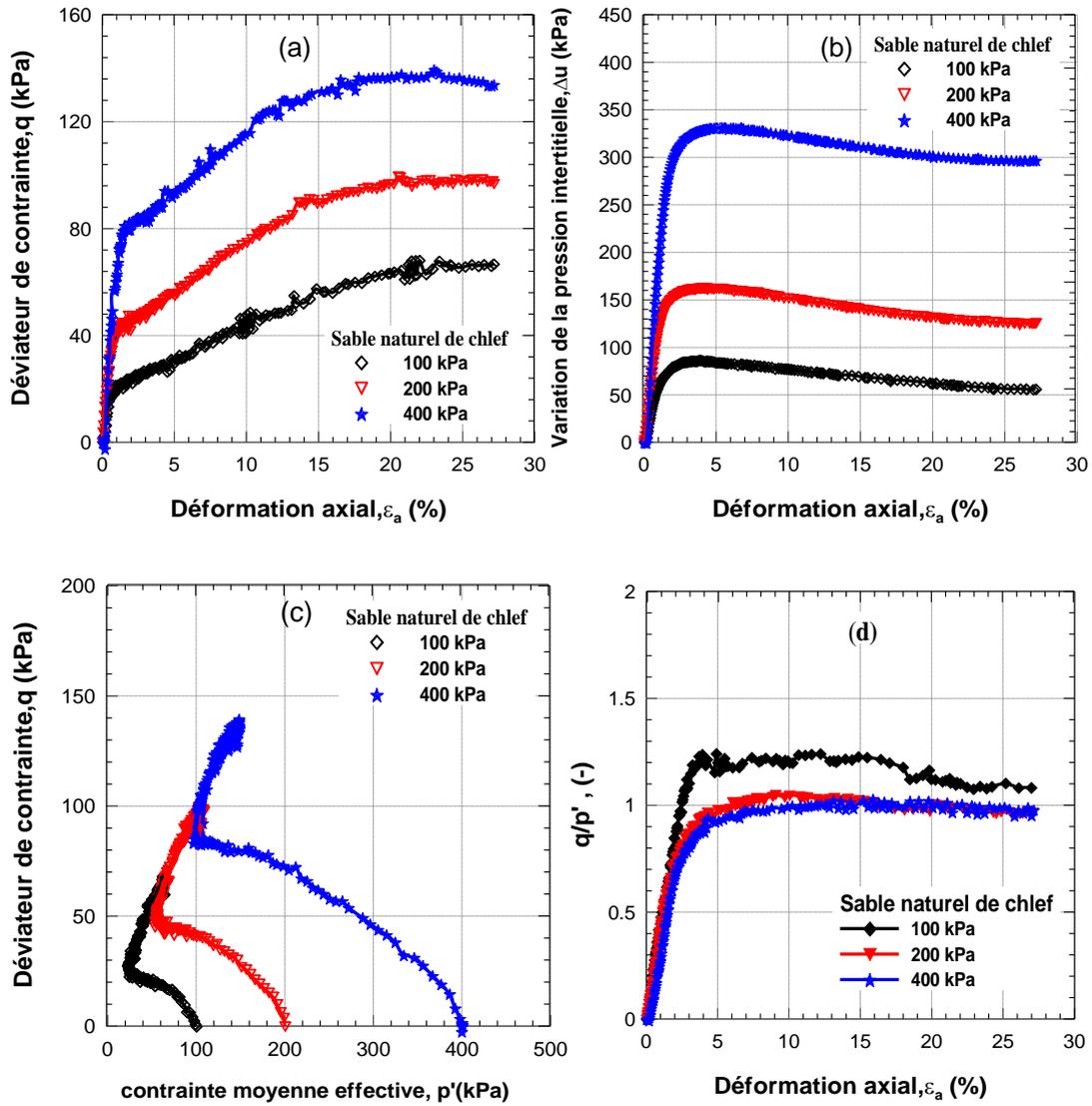


Figure 6. 1 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé $D_r = 50\%$: (a) Déviateur de contrainte - déformation axiale; (b) variation de la pression interstitielle - déformation axiale ; (c) Déviateur de contrainte – contrainte moyenne effective ; (d) q/p' - déformation axiale.

La Figure 6.2 montre l'évolution des résultats des essais réalisés sur sable dense ($D_r=0.80$) avec une pressions de confinement de 100 ,200 et 400kPa. Les résultats de ces essais montrent une nette dépendance de la résistance au cisaillement avec l'évolution des pressions de confinement. La résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'augmentation de la pression de confinement (Figure 6.2a). La variation de la pression interstitielle est aussi affectée la pressions de confinement (Figure 6.2b). La Figure 6.2c montre l'évolution du chemin de contrainte, l'échantillon avec une pression de confinement de 100 kPa présente une contractance plus faible que ceux avec des valeurs de 400kpa.

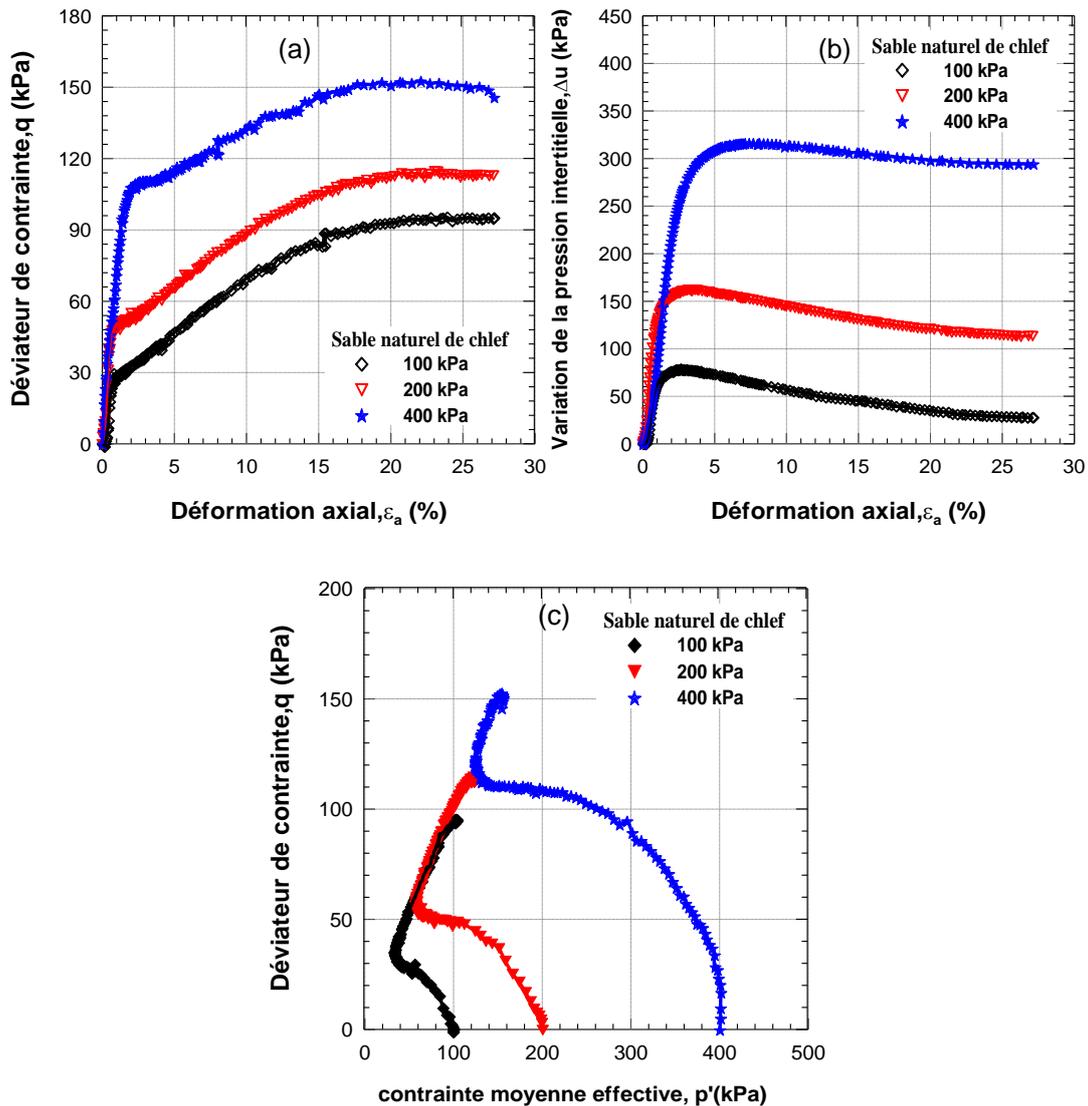


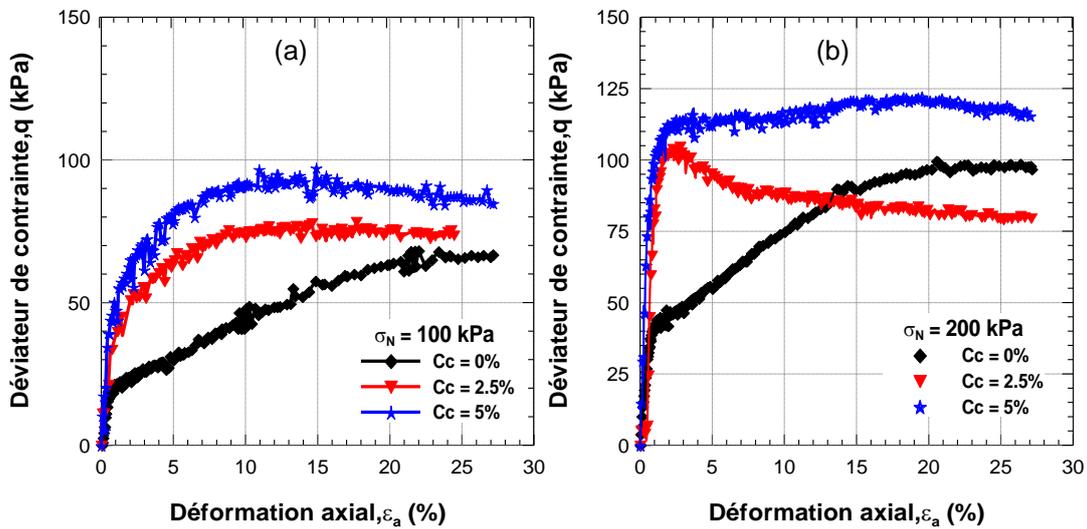
Figure 6. 2 : Comportement monotone non drainé du sable naturel de Chlef non renforcé $D_r = 80\%$: (a) Déviateur de contrainte - déformation axiale; (b) variation de la pression interstitielle - déformation axiale ; (c) Déviateur de contrainte – contrainte moyenne effective.

6.3. Sable renforcé :

On présente dans cette partie l'influence du renforcement sur l'amélioration du comportement non drainé du sable de Chlef. Comme il est cité dans l'étude bibliographique, plusieurs chercheurs ont montré l'effet significatif des ciments sur l'amélioration de la résistance du sol. En effet cette partie regroupe également l'influence de quelques paramètres sur le comportement non drainé du sol renforcé où l'accent est mis sur l'effet de la contrainte de confinement, la présence de la teneur en ciment sur le comportement non drainé du sable renforcé.

6.3.1. Relation contrainte-déformation :

La Figure 6.3 illustre les variations du déviateur q (kPa) en fonction de la déformation axiale (%) préparés selon une moyenne densité relative ($Dr = 50\%$) cisailés à trois pressions de confinement ($\sigma = 100, 200, \text{ et } 400$ kPa). On constat d'après cette figure que le déviateur de contraintes (q) augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment et pour les trois contraintes de confinement. Les échantillons renforcés par une teneur en ciment de 5% présentent une amélioration de 43% pour la contrainte moyenne effective de $P'_c=100$ kPa. Cette amélioration diminue à 24 % pour $p'_c=200$ kPa, et devient 32 % pour $p'_c=400$ kPa.



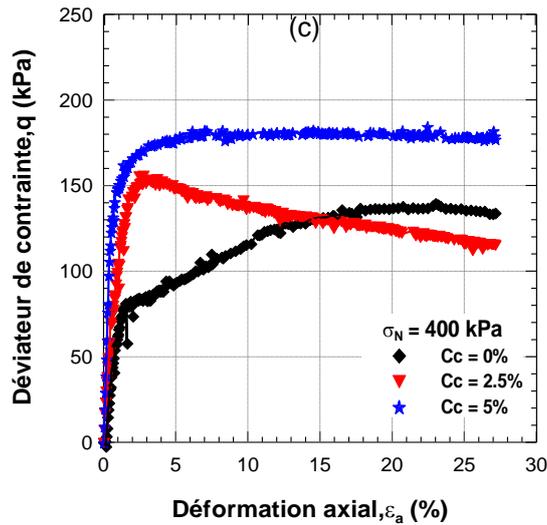


Figure 6. 3 : Influence de la teneur en ciment sur le déviateur de contrainte du sable cimenté ($Dr=50\%$): (a) $p'c=10$ kPa; (b) $p'c=200$ kPa; (c) $p'c=400$ kPa

6.3.2. Variation de la pression interstitielle :

Une série d'essais non drainés a été réalisée sur le sable naturel de Chlef pour une densité relative $Dr=50\%$. Les résultats obtenus sont illustrés dans la Figure 6.4. D'après les courbes de variation de la surpression interstitielle (Δu) en fonction de la déformation axiale (ϵ_a) des échantillons du sable seul et sable renforcé. On observe pour un confinement de 100 kPa que les échantillons testés commencent à se contracter dans l'intervalle de 0 à 3 % de la déformation axiale puis subissent une dilatance par une dissipation de la pression interstitielle après 3% de la déformation axiale. L'influence de la contrainte de confinement a un effet significatif sur l'évolution de la pression interstitielle (Δu) du sable renforcé. En effet l'ajout du ciment fait diminuer la pression interstitielle au pic pour tous les échantillons, cette tendance confirme l'effet de la contrainte de confinement sur les sables renforcé par ciment.

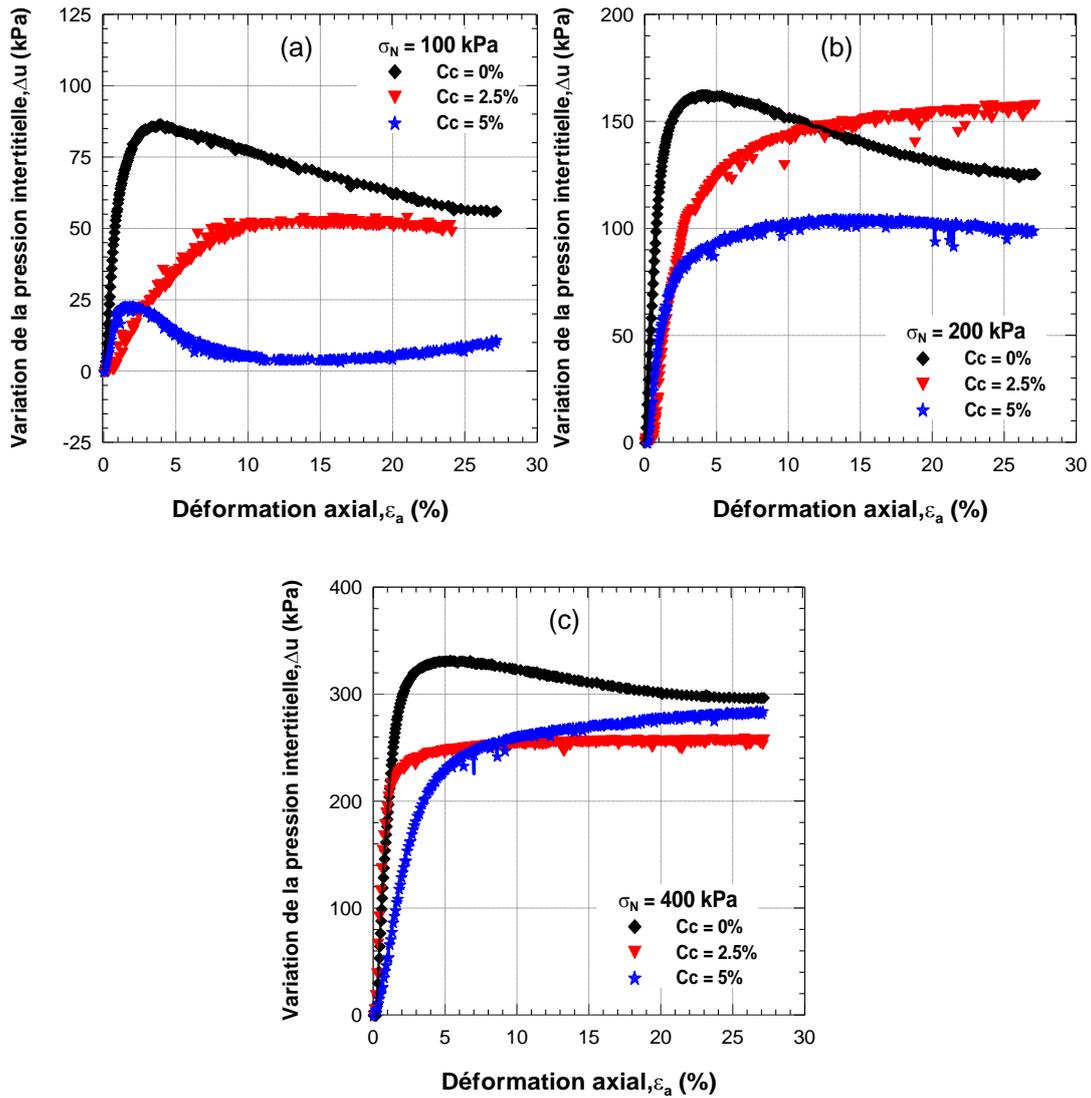


Figure 6.4 : Influence de la teneur en ciment sur la variation de la pression interstitielle du sable cimenté ($D_r=50\%$): (a) $p'_c=10$ kPa; (b) $p'_c=200$ kPa; (c) $p'_c=400$ kPa.

6.3.3. Chemins de contraintes :

La Figure 6.5 résume l'influence de la présence du ciment sur Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) du sable de Chlef à l'état moyennement dense ($D_r = 50\%$), non renforcé et renforcé à différentes teneurs en ciment et soumis à trois contraintes de confinement ($\sigma = 100, 200, 400$ kPa). Les résultats montrent bien le rôle de l'augmentation des teneurs en ciment dans la réduction de la pression moyenne effective. On remarque une grande amplification de la phase de contractance par l'augmentation de la contrainte de confinement. L'inclusion du renforcement a montré un effet significatif sur l'augmentation du comportement du sable de Chlef.

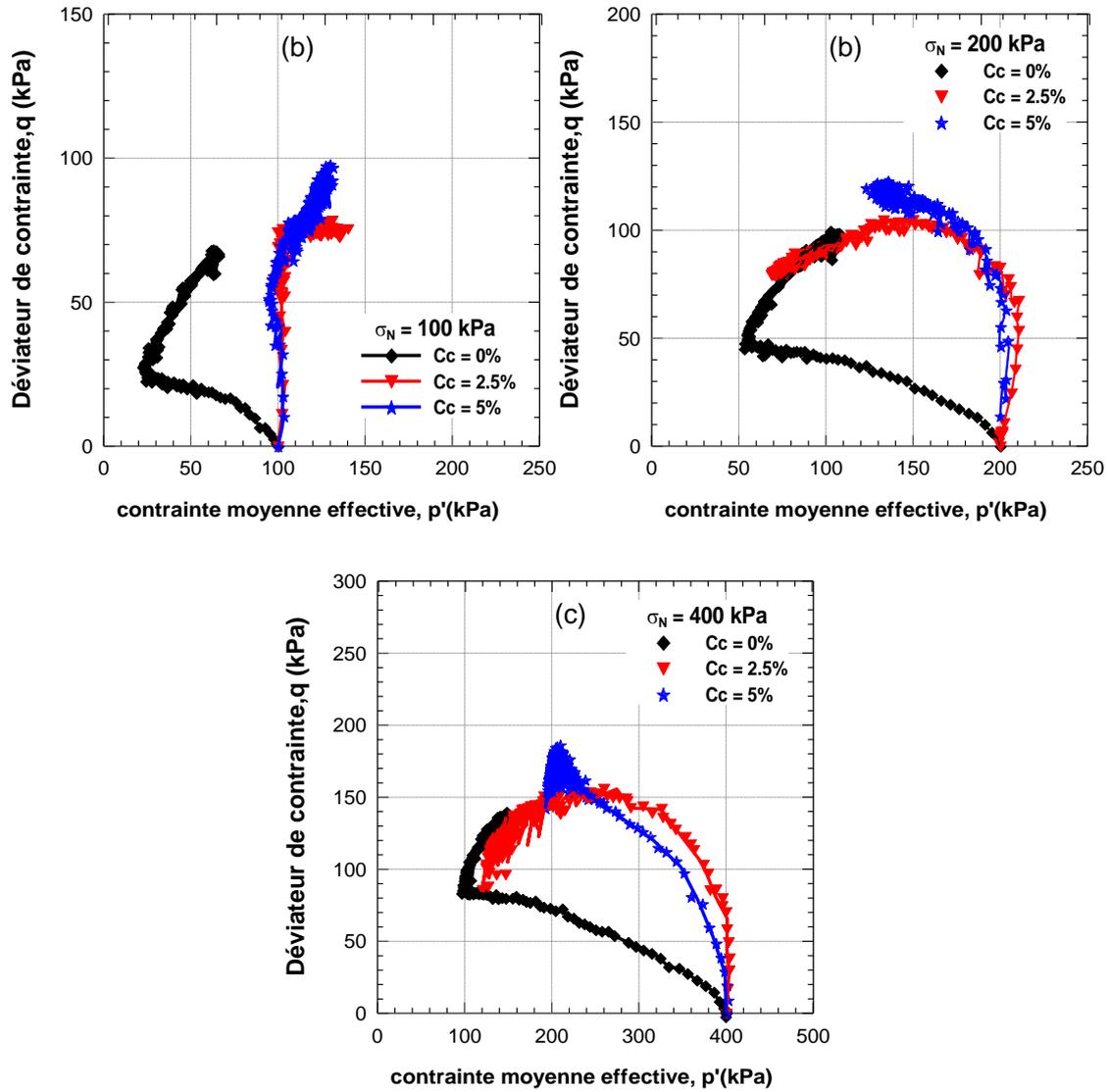


Figure 6.5 : Influence de la teneur en ciment sur le chemin de contrainte du sable cimenté (Dr=50%) : (a) p'_c=100 kPa; (b) p'_c=200 kPa; (c) p'_c=400 kPa.

6.3.4. Rapport de résistance au cisaillement (R_f) :

La Figure 6.6 présente la variation le coefficient du renforcement (S_r) d'un sable renforcé (Cc=2.5% et 5%) à un sable non renforcé en fonction de la contrainte normale = 100, 200, 400 kPa pour évaluer l'efficacité du ciment sur le comportement du sable naturel de Chlef .On peut calculer sa valeur en divisant les valeurs de déviateur de contraintes maximales des échantillons renforcés sur les non renforcés, définit par :

$$R_f = \frac{q_{max}^R}{q_{max}^{Ur}} \quad (5.1)$$

Le [tableau 6.1](#) illustre les valeurs maximales de déviateur de contrainte et le coefficient du renforcement pour des échantillons renforcés. On peut remarquer que le coefficient du renforcement varie dans une fourchette de 1.06 à 1.44, cette valeur prouve l'efficacité du ciment sur le renforcement du sable.

Tableau 6. 1 : Valeurs de coefficient du renforcement R_f .

Echantillons	p'c (kPa)	qmax (kPa)	R_f (-)
Nr	100	68.2	-
	200	99.52	-
	400	139.61	-
s+2.5% Cc	100	78,41	1,15
	200	104,87	1,06
	400	155,99	1,12
s+5% Cc	100	97,87	1,44
	200	122,87	1,24
	400	184,65	1,33

D'après la [Figure 6.6](#) on peut constat que l'augmentation de la teneur en ciment est bien claire qu'il fait augmente le coefficient de renforcement (R_f), cette augmentation est jusqu'à 1.44 pour un contrainte de confirment de 100 kPa par contre en remarque une diminution de ce dernier pour les deux autre contrainte (200 et 400 kPa) a 1.24 et 1.33 respectivement. Cela signifie que la contrainte de confinement influe considérablement sur les échantillons renforcés. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les travaux expérimentaux rapportés par [Schnaid et al. 2001](#).

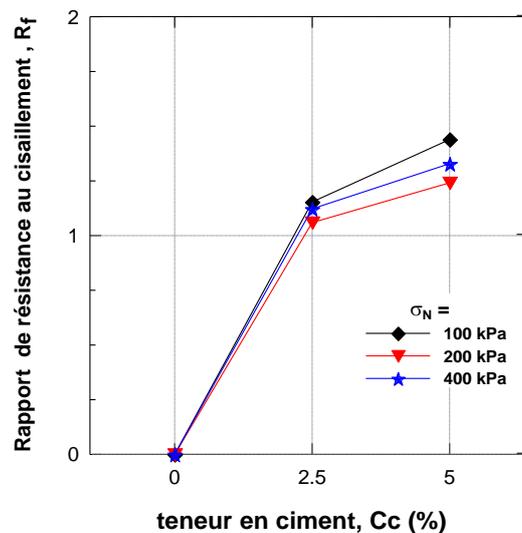


Figure 6. 6 : Variation de coefficient du renforcement de sable cimenté, $Dr=50\%$

La Figure 6.7 présente le rapport de contrainte (q_{max}/p'_c) varie en fonction de la teneur en ciment. On peut observer l'augmentation du rapport de contrainte de manière exponentielle avec l'augmentation teneur en ciment pour des échantillons moyennement dense , Le tableau 6.2 résume les équations de corrélation des coefficients de l'évolution du rapport de contraintes avec le teneur en ciment des échantillons du sable non renforcé et renforcé sous l'expression :

$$\ln(q_{max}/p'_c) = A * (N) + B \quad (5.2)$$

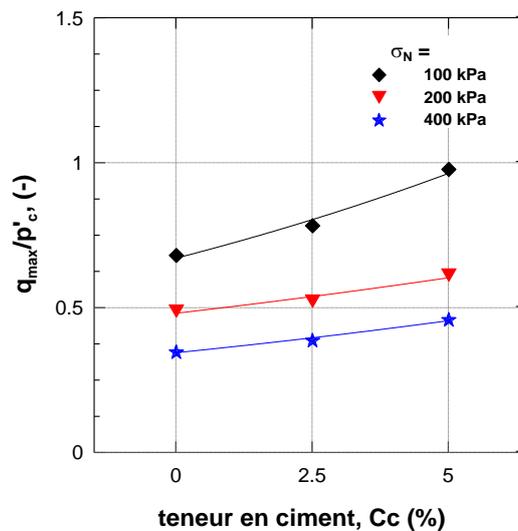


Figure 6.7 :Variation du rapport de contrainte (q_{max}/p'_c) en fonction du teneur en ciment,

Tableau 6.2 : Détermination des coefficients A et B de l'expression (5.2).

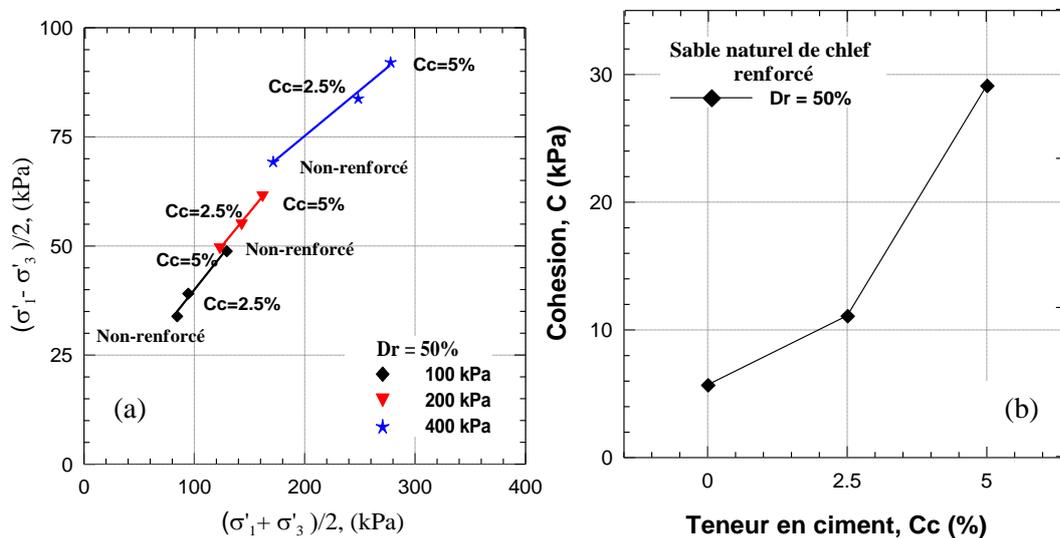
Echantillon	p'_c (kPa)	Coefficient A	Coefficient B	R ²
Dr = 50%	100	0.0072	0.671	0.984
	200	0.043	0.486	0.932
	400	0.056	0.344	0.988

6.3.5. La cohésion et de l'angle de frottement interne (c' et ϕ') :

Si le sol renforcé est considéré comme un matériau homogène, le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être expliqué le mécanisme de base du sol renforcé. L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est assez bien approximée par une droite tangente à chacun des cercles de Mohr (voir Figure 6.8a).D'après l'analyse des courbes Mohr-Coulomb en peut calcule Les propriétés mécaniques non drainées du sable renforcé et non renforcé (c' et ϕ'). La Figure 6.8 présente la variation des caractéristiques mécaniques pour les échantillons du sable

moyennement dense renforcés par ciment. On constate sur cette figure que la cohésion augmente avec l'augmentation du teneur en ciment passant de valeur négligeable de 4 kPa pour un échantillon non renforcé à 28 kPa pour un échantillon renforcé un teneur en ciment égal 5%.

Lorsque les contraintes σ_1 et σ_3 sont fixées, les valeurs des contraintes normale et tangentielle varient en fonction de l'orientation de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre σ et τ , en fonction de θ , décrivent un cercle que l'on appelle cercle de Mohr, tel que montré sur la Figure 6.8c. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure, σ_1 et σ_3 . On remarque que la variation de l'angle de frottement augmente légèrement avec l'ajout du ciment. La variation de l'angle de frottement (ϕ') est de 22.25° pour les échantillons non renforcés qui devient 25.12° pour les échantillons renforcés par ciment. Les particules de ciment peuvent encore être connectées aux particules de sable, ce qui peut augmenter la rugosité des interfaces des particules. Deuxièmement, il existe encore différentes tailles de grappes liées à cet état ultime, qui fournissent des réseaux de chaînes de force plus solides pour conduire à une résistance plus élevée. Cette tendance a été également observée dans les travaux de Consoli et al 2004 et Ajourloo et al 2011.



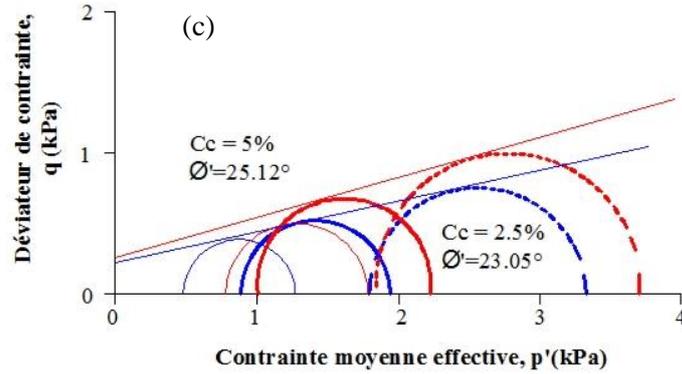


Figure 6. 8 : Effet des nappes de géotextile sur la cohésion et l'angle de frottement :(a) Enveloppe $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ en fonction $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$; (b) variation de la cohésion en fonction du nombre des teneurs en ciment ; (c) variation de l'angle de frottement en fonction du nombre des nappes des teneurs en ciment.

6.3.6. Module d'élasticité :

La [Figure 6.9](#) montre le module sécant de sable de Chlef traité avec du ciment en fonction de teneur en ciment et pour les trois contraintes de confinement. On constate sur cette figure que le module sécant est affecté par l'addition du ciment. On peut remarquer également, une augmentation significative de module de sécant pour les échantillons à un teneur au ciment élevé ($C_c = 5\%$), donc on peut dire que le renforcement par ciment a un effet important sur l'évolution du module sécant. Ce dernier varie de 4.3 MPa pour les échantillons non renforcés cisailé à un confinement de 200 kPa qui devient 10.2 MPa et 11.3 MPa pour les échantillons renforcés par ciment à un teneurs de 2.5% et 5% respectivement .la comparaison avec les études précédentes pour le sol-ciment, est plus cohérents a celle de [Asano et al. 1996](#) et [Saitoh et al. 1985](#).

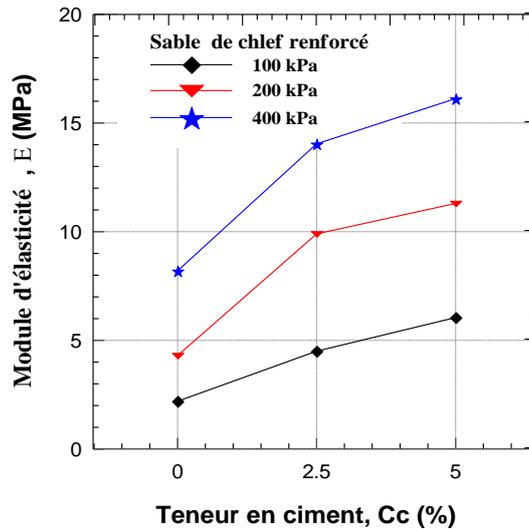


Figure 6. 9 : Variation de module d'élasticité par rapport au teneur en ciment en fonction de contrainte de confinement, $D_r=50\%$.

6.4. Influence du durcissement sur le comportement du sable :

Cette partie a étudié des essais triaxiaux non drainés du sable naturel de chlef renforcé par ciment. Echantillons à différents temps de durcissement (1, 3 et 7 jours) cisailé sous triaxial conditions non drainé a un confinement de 100 kPa.

6.4.1. Relation contrainte-déformation :

La [Figure 6.10](#) illustre les relations contrainte-déformation pour des échantillons sous contrainte de confinement 100 kPa. Renforcer par ciment avec un teneur de 2.5% et 5%, pour déférentes temps de durcissement de 3 et 7 jours. La relation contrainte-déformation pour presque tous les spécimens montre une augmentation par rapport l'échantillon non renforcé, Ce comportement fragile augmente avec la période de durcissement. La résistance et la rigidité du sable mélangé au ciment augmentent considérablement avec l'augmentation de la période de durcissement de 3 à 7 jours.

Tandis que pour les échantillons renforcés par ciment a un temps de cure de 7 jours on constate que la résistance augmente d'une manière significative jusqu'à un pic de résistance de 125,150 kpa pour Cc égale à 2.5 et 5,% respectivement puis la résistance suivie par une chute jusqu'à la fine de cisaillement. Tous les résultats indiquent une augmentation de la résistance due à l'augmentation du temps de durcissement.

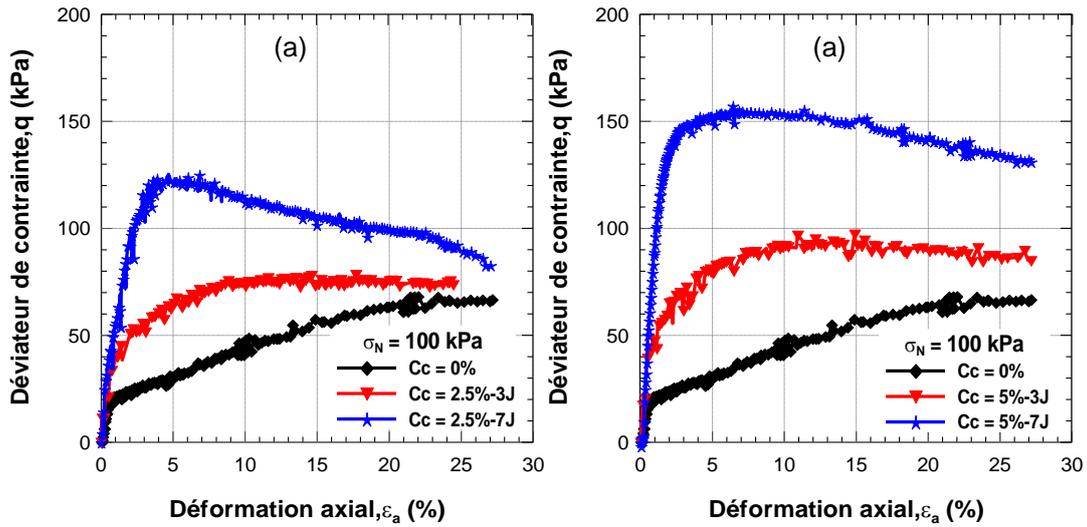


Figure 6. 10 : Influence du temps de durcissement sur le déviateur de contrainte du sable de Chlef renforcé par ciment : (a) : Cc = 2.5% , Cc = 5% (Dr=50%).

Nous pouvons également constater sur la [Figure 6.11](#) que le taux d’augmentation du rapport de contrainte (q_{max}/p'_c) est plus élevé pour les échantillons durcis a 7 jours que celui des échantillons durcis 3jours. Cela montre que les contraintes en cours de durcissement renforcent la formation des liaisons de cimentation et améliorent ainsi la résistance de l’échantillon au cisaillement.

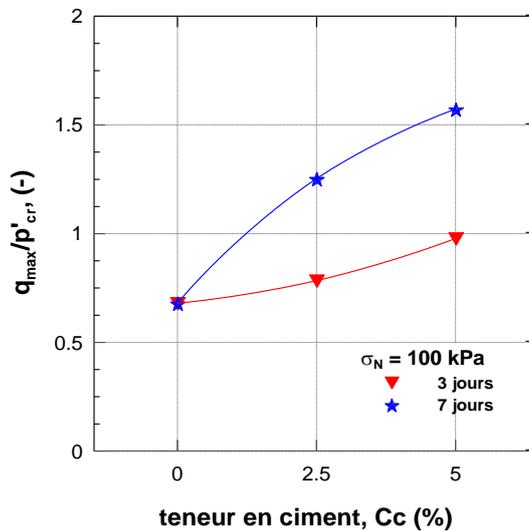


Figure 6. 11 : Variation du rapport de contrainte (q_{max}/p'_c) en fonction du teneur en ciment pour un différent temps de durcissement, Dr=50%.

6.4.2. La variation de la pression interstitielle :

La Figure 6.12 représente les courbes de la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale obtenues lors d'essai moyen dense avec différents temps de durcissement et cisailé a un contrainte de confinement de 100 kPa. La réponse des sables renforcé se caractérise par augmentation continue de la pression interstitielle à un niveau moins important par rapport à la contrainte de confinement pour se stabiliser sur des paliers constants, d'après les résultats on observe que les échantillons ont un 7 jours du temps de cure, la pression interstitielle augmente légèrement par rapport au temps de cure de 3 jours, mais d'autre part elle reste inférieure a celle du sable non renforcé.

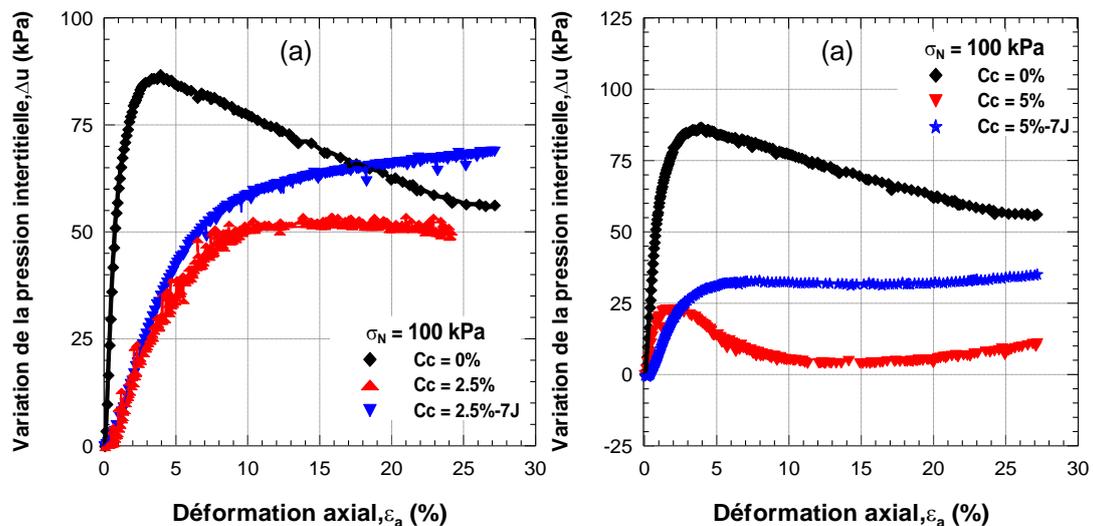


Figure 6.12 : Influence du temps de durcissement sur la variation de la pression interstitielle du sable de Chlef renforcé : (a) : $C_c = 2.5\%$, $C_c = 5\%$ ($Dr=50\%$).

6.4.3. Chemins de contraintes :

La Figure 6.13 illustre les chemins en contraintes effectives dans le plan (p' , q). Ces allures coïncident avec les chemins de réponse des essais non drainés du sable naturelle et renforcé par ciment a un différentes temps de durcissement et cisailé a un contrainte de confinement de 100 kPa avec un densité moyen ($Dr=50\%$) . Pour les échantillons ont un temps de durcissement de 7 jours, la phase de la chute du courbe contrainte-déformation se traduit par une chute de la pression moyenne effective qui tend vers une valeur stabilisée.

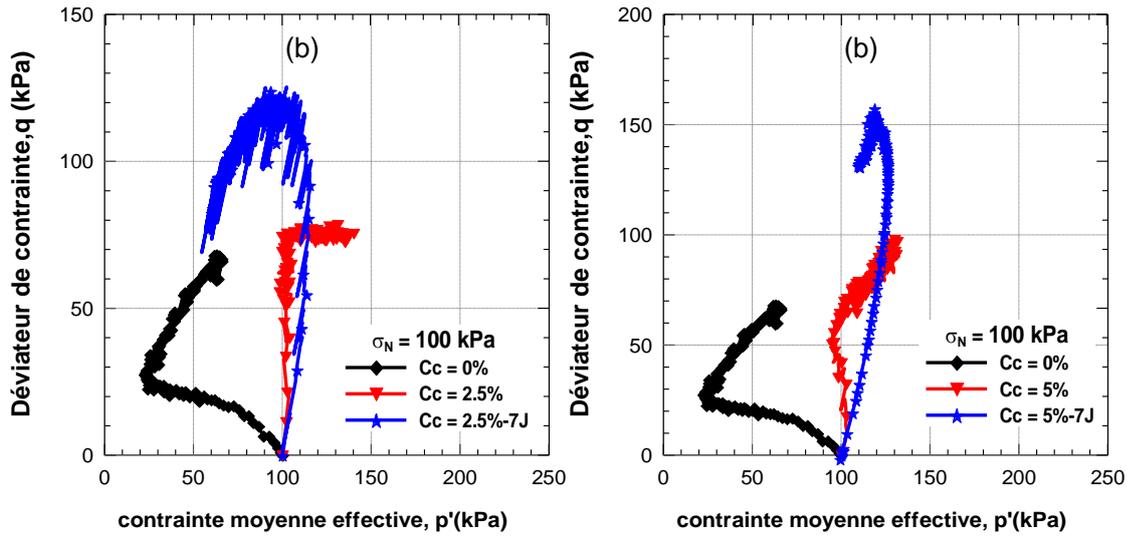


Figure 6. 13 : Influence du temps de durcissement sur le chemin de contrainte du sable naturel du sable de Chlef renforcé : (a) : Cc = 2.5% , Cc = 5% (Dr=50%).

6.4.4. Rapport de résistance au cisaillement (R_f) :

Dans ce paragraphe, on a introduit le rapport de résistance au cisaillement (R_f) défini dans le but d'évaluer les effets du renforcement sur la résistance au cisaillement non drainée des de Sable de Chlef.

Le [tableau 6.3](#) illustre les valeurs maximales de déviateur de contrainte et le coefficient du renforcement pour des échantillons renforcés a différente temps de durcissement. On peut remarquer que le coefficient du renforcement varie dans une fourchette de 1.15 à 2.31, cette valeur prouve l'efficacité du ciment et le temps de durcissement sur le renforcement du sable.

Tableau 6. 3: Valeurs de coefficient du renforcement R_f .

Echantillons	teneur en ciment Cc (%)	P'c (kPa)	q_{max} (kPa)	R_f (-)
Nr	0	100	68.2	-
3 jours	2,5	100	78,41	1,15
	5	100	97,8	1,43
7 jours	2,5	100	125,28	1,84
	5	100	157,31	2,31

D'après la [Figure 6.14](#), il en ressort que, pour les différents échantillons de sable cimenté, plus le temps de durcissement est important, plus le rapport de résistance au cisaillement du sable

renforcé est plus important à contrainte normale constante. Cette augmentation est jusqu'à 1.84 pour un teneur en ciment de 2.5% et atteindre jusqu'à 2.31 à un teneur en ciment de 5% sous une contrainte de confinement de 100 kPa et un temps de durcissement de 7 jours. Cela signifie que le temps de durcissement influe considérablement sur la résistance des échantillons renforcés.

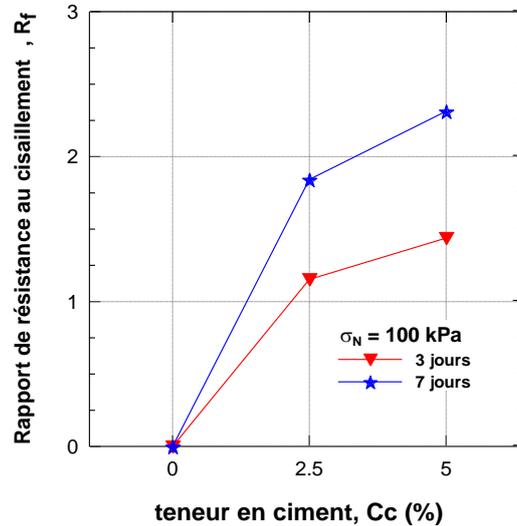


Figure 6. 14 : Variation de coefficient du renforcement de ciment par rapport au teneur en ciment en fonction de différents temps de durcissement, $D_r=50\%$.

6.4.5. Module d'élasticité :

La [Figure 6.15](#) montre l'évolution du module sécant en fonction de déformation axial par rapport différente temps de durcissement de sable de Chlef renforcé par différentes teneurs en ciment, et les échantillons préparés à une densité relative moyenne et soumis à un pression de confinement de 100kPa.

À un temps de durcissement de 7 jours, le module sécant augmente de 2.6 à 12.4 MPa pour le sable de Chlef et sable renforcé à 2.5% de ciment et de 14.2 MPa pour le sable renforcé à 5% de ciment sous une contrainte de confinement constante ($\sigma = 100$ kPa). Ainsi on observe d'après la [figure 6.15 b](#) que l'augmentation moyenne du module sécant due à une teneur en ciment de 5% et un temps de durcissement de 7 jours est plus de 2 fois que l'échantillon cisaille à 3 jours de durcissement et la même remarque en était observé pour les échantillons renforcé par un teneur en ciment de 2.5% l'augmentations atteignent jusqu'à 3 fois.

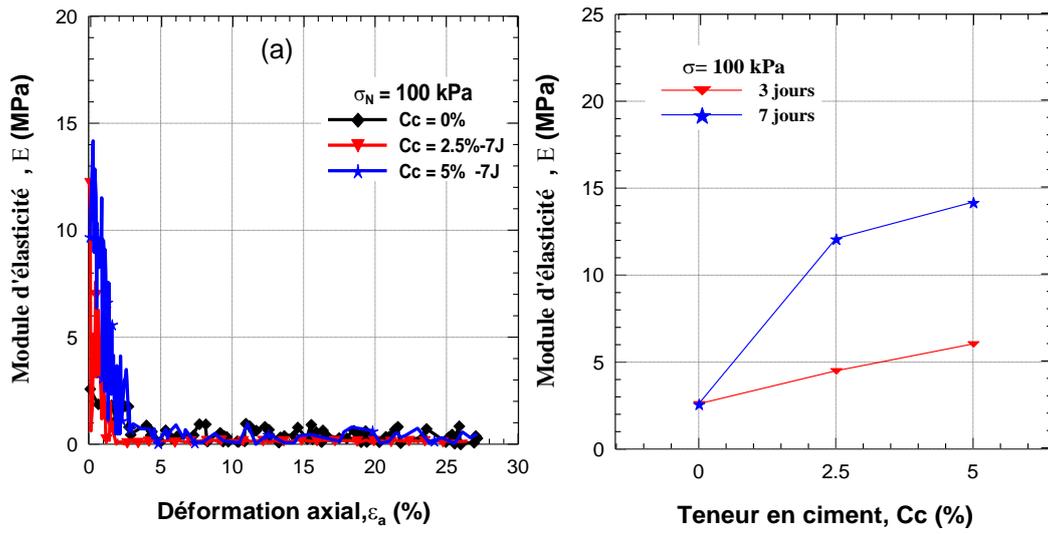


Figure 6. 15 : Variation de module d'élasticité en fonction de temps de durcissement, (a) module d'élasticité –déformation axial ; (b) module d'élasticité –teneur en ciment.

6.5. Conclusion :

L'influence de divers teneurs en ciment sur le comportement non draine du sable de Chlef préparé par compactage humide à un teneur en eau de 10%. Un temps de durcissement différent cisailé a trois contraintes de confinement et une densité relative moyenne ($D_r = 50\%$). Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- Le traitement de sol par ciment, représentée par la teneur en ciment, et la pression de confinement exercent une forte influence sur les caractéristiques de résistance et de rigidité des composites. Fondamentalement, le traitement par ciment augmente la résistance au cisaillement, la rigidité initiale, la résistance ultime, la cohésion et l'angle de frottement, et démunie la pression interstitiel du composite. L'augmentation de la pression de confinement confère au composite une augmentation de la résistance au cisaillement, de la résistance ultime et la pression interstitiel. De plus, des pressions de confinement plus importantes provoquent une tendance du composite à avoir un comportement ductile.
- Les échantillons deviennent moins compressifs et plus dilatants avec l'augmentation du temps de durcissement. la dilatance de l'échantillon diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement effective pendant le chargement par cisaillement, quelles que soient la période de durcissement.
- La rigidité, le déviateur de la contrainte, la force maximale q_{max} , le module d'élasticité, la cohésion et l'angle de frottement de tous les échantillons augmentent notablement avec le temps de durcissement, quelle que soit la contrainte de confinement effectives lors du cisaillement. Etant donné que la résistance des liaisons de cémentation augmente pendant une très longue période, des recherches supplémentaires sont donc nécessaires pour étudier l'effet de la cémentation sur période de durcissement plus longue.

Chapitre 7
Simulation numérique des
essais triaxiaux

7.1. Introduction :

La modélisation numérique des géo matériaux est une étape indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformation et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture.

Dans cette optique, le code de calcul FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua), a été utilisé dans notre modélisation dont l'apport principal repose sur la méthode des différences finies. Les initiateurs de ce code ont utilisé un concept appelé «méthode des éléments Lagrangiens». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finis explicites (Billaux 1993).

➤ Méthodologie de simulation avec Flac3D

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac^{3D}, trois facteurs fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Génération du maillage;
2. Définition des paramètres constitutifs ;
3. Application des conditions initiales et aux limites.

➤ Modèles de comportement :

Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire brièvement les modèles de comportement de sol permettant d'étudier le comportement des sols.

le choix a été fait sur deux modèles de comportement qui sont disponibles dans le logiciel à savoir :

- 1) Le modèle linéaire élastique- parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
- 2) Modèle hypo-élastique de Duncan et Chang (1970)

7.2. Présentation du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sable) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons). Le critère de Tresca est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb.

La surface de charge $f(\sigma_{ij})$ s'exprime de la façon suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes avec $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$.

Le paramètre c est la cohésion du matériau et ϕ l'angle de frottement interne.

Lorsque $\phi = 0$, la fonction $f(\sigma_{ij})$ est réduite au critère de Tresca.

La figure 7.1 permet de donner une représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

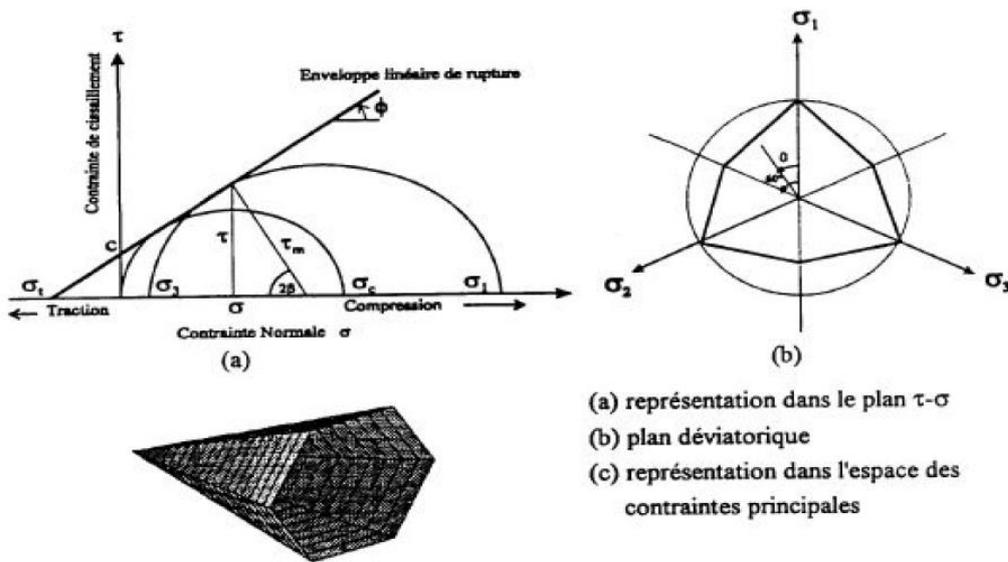


Figure 7. 1 Critère de rupture de Mohr Coulomb (Lee, 1994)

1) Paramètres du modèle :

Ce modèle s'associe dans le logiciel par la commande Mod M où les paramètres sont explicités par la commande prop dont les différents facteurs sont représentées comme suit :

1. module du volume, K ;
2. module de cisaillement, G ;

3. cohésion du sol C ;
4. angle de frottement interne ϕ ;
5. angle de dilatance, ψ ;
6. contrainte limite de traction.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte s'agissant de la contrainte de rupture par traction, correspondant à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

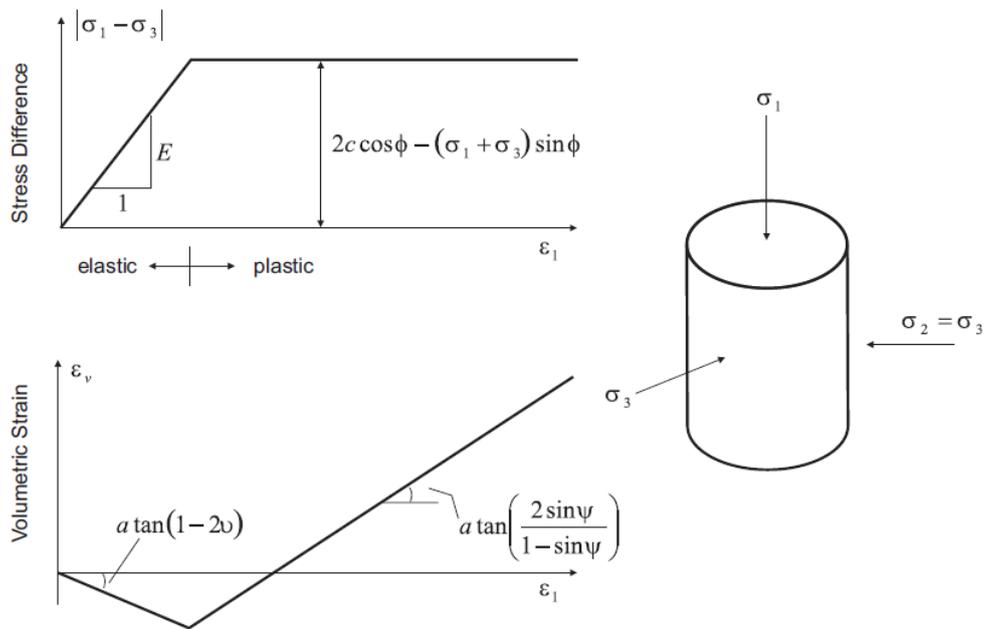


Figure 7. 2 Critère de Mohr-Coulomb.

7.3. Présentation du modèle de Duncan et Chang (1970)

Deux familles de modèles hypo-élastiques sont souvent utilisées dans le cadre de la mécanique des sols et des roches : (1) les modèles hyperboliques (Duncan et al. 1970, 1972, 1978 et 1980 ; Kondner, 1963 ; Kulhawy et al. 1969 ; Wong et Duncan 1974 ; Domaschuk et Wade, 1969 ; Hardin et Dervich, 1972 ; Domaschuk et VaUiappan, 1975 ; Yogendrakumar et al. 1992, etc.). (2) les modèles des modules variables (Nelson, 1970 ; Baron et al. 1971 ; Nelson et Baron, 1971 ; Naylor, 1975 ; etc.). Pour l'analyse du comportement non-linéaire des

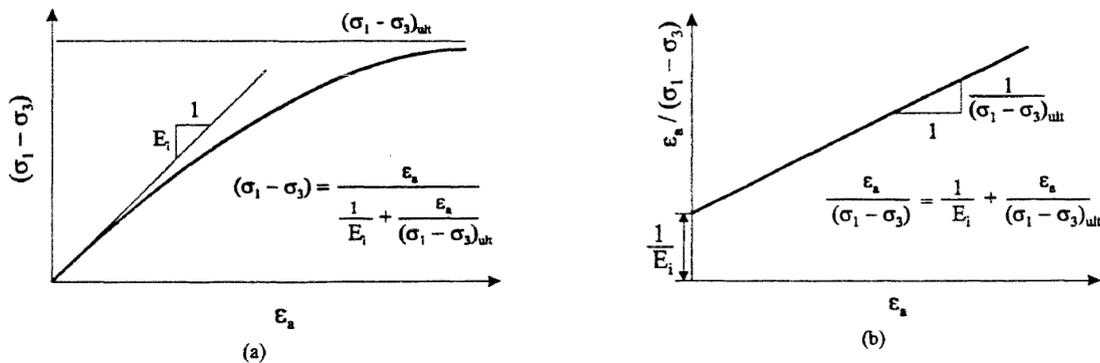
sols, certains modèles initiés des théories mathématiques sont basés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique ou parabolique (Kondner, 1963 ; Hansen, 1963). On examine, dans cette étude, deux modèles hyperboliques : (1) le modèle de Duncan et Chang (1970), basé sur une formulation utilisant le module tangent E_t et le coefficient de Poisson tangent ν_t ; (2) le modèle modifié de Hardin et Drevich (1972), utilisant le module de cisaillement tangent G_t et le module volumique tangent K_t . Kondner (1963) a proposé, à partir de résultats d'essais à l'appareil triaxial, la relation hyperbolique représentée dans la figure 7.5(a) pour décrire le comportement des sols. Cette loi s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (7.1)$$

Où E_i est le module d'Young tangent initial, ϵ_a la déformation axiale, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ est la valeur asymptotique de contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$. La figure 7.5 (b) décrit la méthode de détermination de ces deux paramètres à partir de l'essai triaxial. Par la suite, Duncan et Chang (1970) ont complété cette loi hyperbolique en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) sous forme de la relation ci-dessous (7.2):

$$E_i = k_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (7.2)$$

Où K_{jj} et n sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essai, et p_a est la pression atmosphérique. Ces paramètres peuvent être déterminés à l'aide de la méthode décrite sur la figure 7.3. Par ailleurs, Duncan et Chang (1970) ont proposé une expression du module tangent liée aux caractéristiques du critère de Mohr-Coulomb exprimé par la relation (7.3) :



Représentation de la loi hyperbolique (Duncan et Chang, 1970).

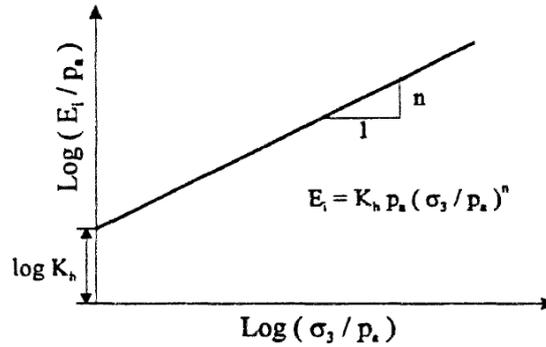


Figure 7. 3Relation entre module d’Young tangent initial E_i et contrainte principale mineure σ_3 (Janbu, 1963)

$$E_i = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2(\cos\phi+\sigma_3\sin\phi)} \right]^2 k_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (7.3)$$

Où c et ϕ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol, et R_f est le rapport entre la contrainte maximale asymptotique $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et la contrainte de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$. Quant au coefficient de Poisson tangent ν_t , une forme hyperbolique a été également proposée par [Kulhawy et Duncan \(1972\)](#) exprimée par la r . Le paramètre peut être déduit de la relation entre déformation axiale et déformation radiale illustrée sur la figure 7.6 (a) et 7.6(b). De plus, ils ont supposé que le coefficient de Poisson initial ν_i était fonction de la contrainte principale mineure G_3 (figure 2.29c). Ceci conduit à l'expression suivante du coefficient de Poisson tangent ν_t exprimée par la relation (21).

$$\nu_i = \left[G^* - F^* \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \right] \left[1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{k_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(\cos\phi + \sigma_3 \sin\phi)} \right]} \right]^{-2} \quad (7.4)$$

où d , G^* et F^* sont des paramètres déduits de la relation illustrée sur la figure 7.6(c). Une autre expression du coefficient de Poisson ν et du module volumique K a été proposée par [Duncan et al \(1980\)](#) données par la relation (7.5)

$$\nu = \frac{3K-E}{6K} \quad \text{Avec} \quad k = k_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (7.5)$$

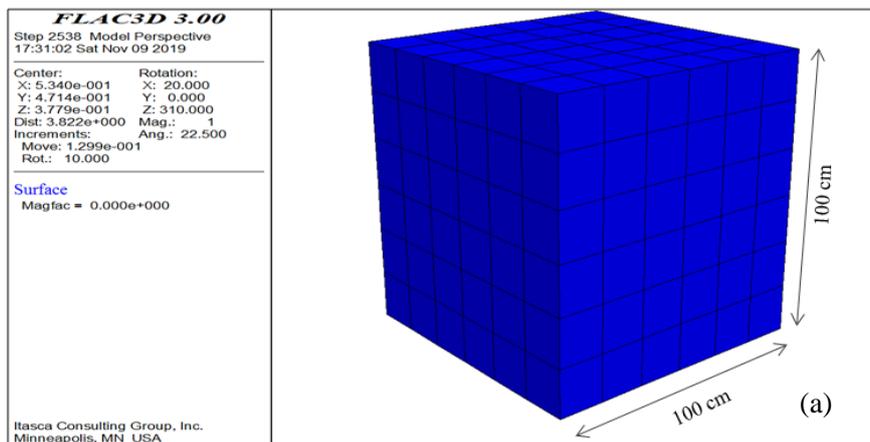
Où K_b , et m sont des scalaires.

7.4. Paramètres des modèles utilisés dans notre étude :

Dans ce paragraphe, nous présentons une étude de simulation numérique de quelques essais triaxiaux réalisés dans le cadre de notre recherche effectués sur le sable de Chlef, en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle de Duncan à l'aide du logiciel FLAC^{3D}. Les simulations numériques seront effectuées avec les paramètres déterminés à partir des méthodes présentées dans la partie précédente.

7.4.1. Maillage utilisé et interface

Notre maillage comporte 216 éléments pour le modèle de Mohr-Coulomb et 192 éléments pour le modèle de Duncan qui représentent les échantillons de sol analogique. La [figure 7.4](#) présente le maillage utilisé pour les modèles Mohr-Coulomb et Duncan.



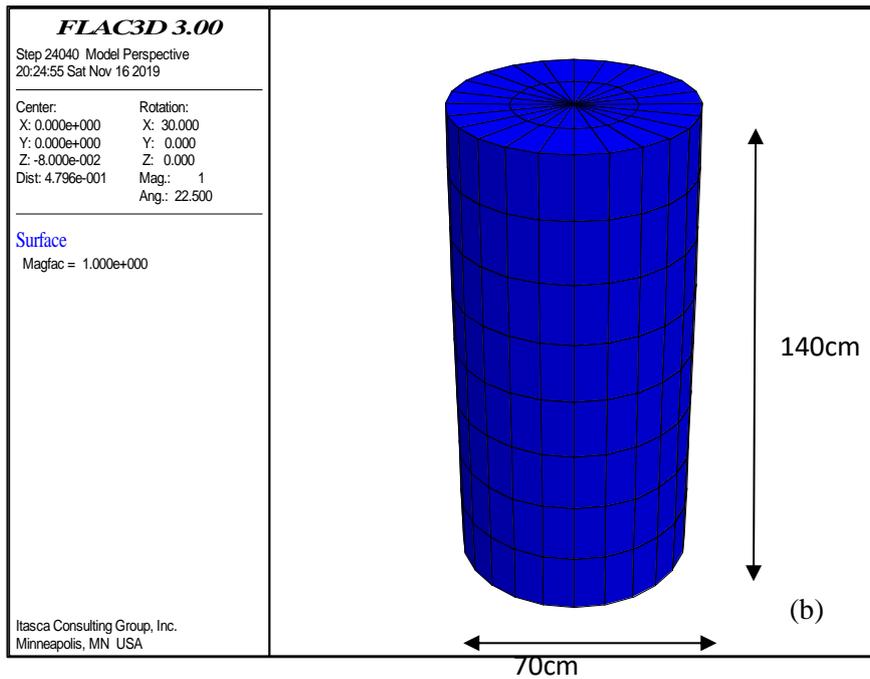


Figure 7. 4Maillage en différences finies.

- (a) modèle de Mohr-Coulomb avec 216 zones.
- (b) modèle de Duncan avec 192 zones.

7.4.2. Distribution des contraintes :

La première étape est présentée un drainage autorisé sur la surface supérieure et inférieure de notre cylindre modélisé. Au cours de cette phase une pression de confinement est appliquée à la surface supérieure et au périmètre de l'échantillon. Cette étape de confinement isotrope consiste à réaliser un échantillon dans un état d'équilibre tel que ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) (ou σ_{iso} est la contrainte isotrope imposée). Une compression uniforme est appliquée dans la direction radiale le long de la longueur pour simuler la compression triaxiale de l'échantillon, et à l'embase supérieure une contrainte égale ($\sigma_1 = \sigma_{iso}$), après la libération des déplacements correspondants, puis le système s'équilibre. (Figure 7.5)

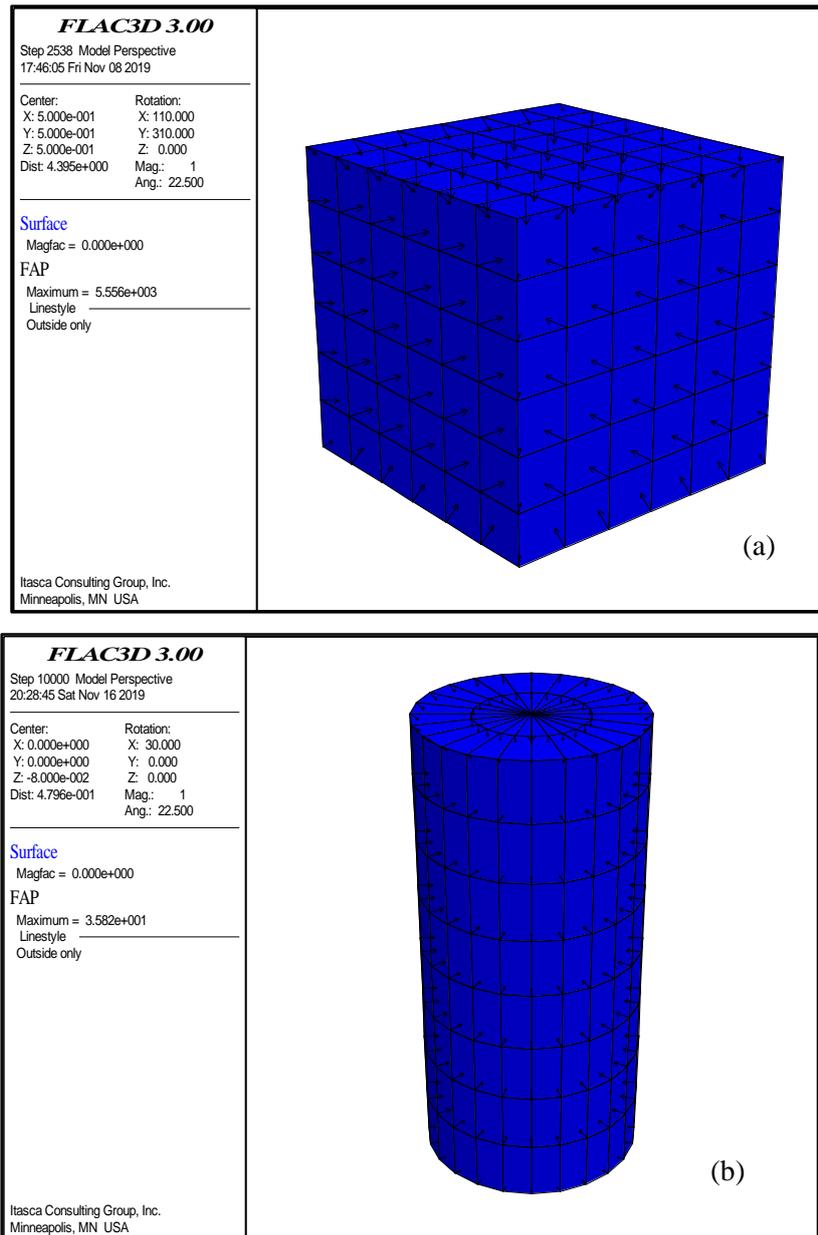


Figure 7.5 Distribution des contraintes aux modèles étudiés :

(a) modèle de Mohr-Coulomb avec 216 zones.

(b) modèle de Duncan avec 192 zones.

7.4.3. Force de déséquilibre :

Une fois l'équilibre de consolidation isotrope obtenu, nous avons augmenté le déplacement axial jusqu'à une valeur correspondante à une déformation de 17% de la hauteur initiale de l'échantillon. La [Figure 7.6](#) présente les forces de déséquilibre pendant le calcul. on remarque qu'elle tend rapidement vers zéro.

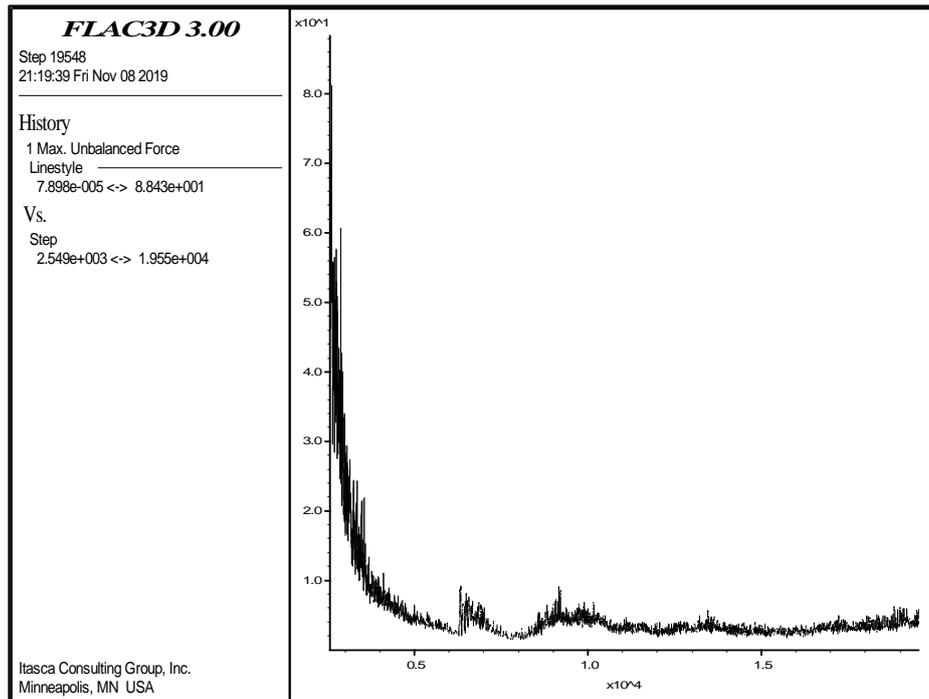


Figure 7. 6 Contrainte maximale de déséquilibre.

7.5. Résultat de la modélisation par model de Mohr-Coulomb :

7.5.1. Déplacements :

Le résultat des déplacements totaux dans la masse du sol, calculée par le modèle Mohr-Coulomb sont illustrés sur la figure suivante [Figure 7.7](#). Elle montre la forme finale de l'échantillon et les vecteurs déplacements obtenus à l'aide du logiciel FLAC^{3D}. On remarque qu'après la rupture de notre échantillon que les éprouvettes se déforment symétriquement. La simulation du modèle corrobore les résultats observés sur les essais triaxiaux en consolidé non drainé (Cu) réalisés au laboratoire.

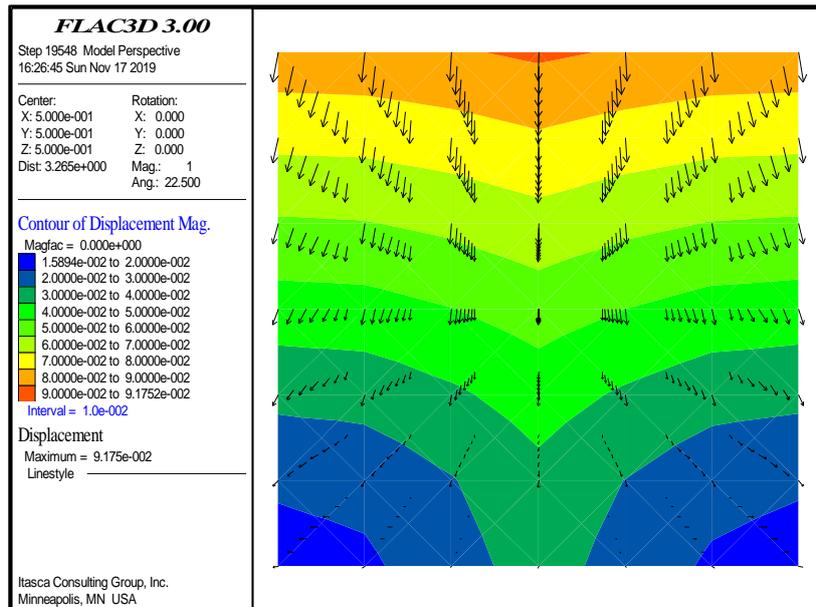


Figure 7. 7 L'orientation de déplacements totaux. (Mohr –Coulomb)

7.5.2. Sable non renforcé :

Cette partie comporte une comparaison entre l'étude numérique et l'étude expérimentale du sable naturel de Chlef cisailés sous condition drainé et non drainé avec trois pressions de confinement et deux densités relatives différentes réalisés à partir de deux méthodes de placement à sec et humide.

1) Essais non drainés - placement sec :

Une série d'essais non drainé a été réalisée pour un placement à sec du sable naturel de Chlef est présentée dans le chapitre VI, sous trois contraintes de confinement (100, 200 et 400 kPa) et deux densité relative différente (50 % et 80%). Les paramètres expérimentaux obtenus lors de ces essais sont illustrés dans le tableau 7.1 et sont utilisés dans le but d'établir les paramètres du modèle utilisé (Mohr –Coulomb) pour le sable naturel de Chlef.

Tableau 7. 1 Paramètres du modèle utilisés pour le sable naturel de Chlef.

Paramètres du modèle						
Dr (%)	σ (kPa)	ν (-)	E (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	C (kPa)
50	100	0.3	7.35	18.64	1.25	0
	200					
	400					
80	100	0.3	7.14	20.25	1.55	0
	200					
	400					

La figure 7.8 montre les résultats de la réponse contrainte-déformation pour une densité relative moyenne et des pressions de confinement variant de 100, 200 et 400 kPa. Les paramètres utilisés dans ce modèle sont associés au sable de Chlef reportés dans le tableau 7.1.

Les résultats montrent la comparaison des courbes contrainte – déformation obtenues à partir d'expériences et d'une analyse numérique pour les échantillons de sable non renforcé. Il est à noter d'après la figure 7.8 qu'il existe un bon accord entre les résultats expérimentaux et la simulation numérique pour le sable de Chlef.

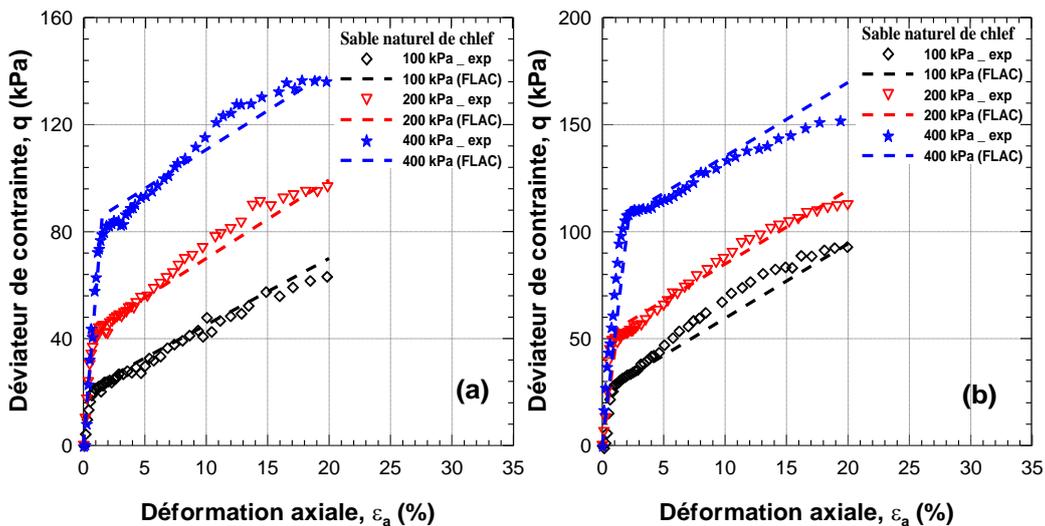


Figure 7. 8 Comparaison entre les résultats expérimental et numérique des courbes de contrainte - déformation du sable naturel de Chlef a placement sec : (a) Dr = 50% ; (b) Dr = 80%.

2) Essais non drainés - Placement humide :

Les simulations représentées concernent essentiellement des essais effectués sur du sable humide avec trois pressions de confinement et trois densités relatives. Dans le but de tester la performance du modèle et décrire le comportement mécanique du sable pour un sable humide, nous allons considérer des essais de compression triaxiale effectués par [Della, 2009](#). Le [Tableau 7.2](#) englobe tous les paramètres de ce matériau.

Tableau 7.2 Paramètres du modèle utilisés pour le sable humide réalisés par ([Della, 2009](#)).

Dr (%)	Paramètres du modèle					
	σ (kPa)	ν (-)	E (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	C (kPa)
29	50	0.3	1	9	-0.35	0
	100		5.5	15	-0.22	
	200		14.9	13	-0.12	
50	50	0.3	4	11	-1.4	0
	100		5.9	16	-0.3	
	200		14.9	15	-0.2	
80	50	0.3	3.4	13	-0.4	0
	100		5.9	18	-0.13	
	200		10.8	21	-0.13	

La comparaison entre les simulations numériques et les données expérimentales est présentée sur la [Figure 7.9](#) pour trois essais de compression à des pressions de confinement motennes. On constate à cet effet que le modèle proposé est capable de décrire correctement le comportement fragile du sable humide comprenant le comportement à la rupture du matériau.

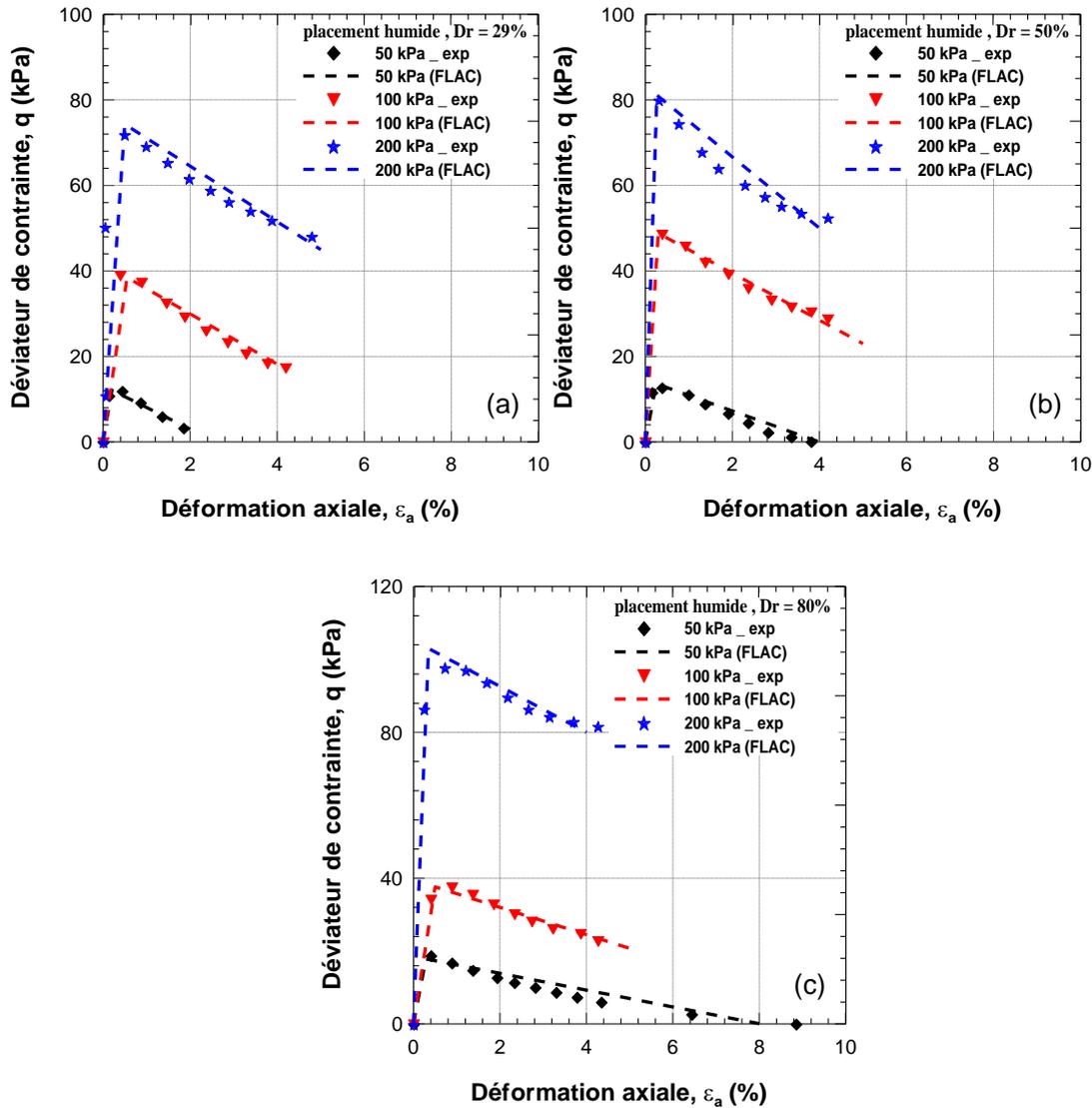


Figure 7.9 Comparaison entre les résultats expérimental et numérique des courbes de contrainte - déformation du sable de Chlef a placement humide : (a) $D_r = 29\%$; (b) $D_r = 50\%$; (c) $D_r = 80\%$.

3) Essais drainés Placement sec :

Dans les paragraphes précédents, nous avons montré que le modèle de comportement proposé décrit correctement les principaux aspects du comportement mécanique des sable a des essais non drainés.

En parallèle aux essais non drainés, nous avons mené une étude afin d'étudier la possibilité d'appliquer le modèle proposé aux essais drainés. Une sélection très importante de résultats a été choisi dans la littérature où pas mal d'essais sur le sable de Chlef ont été réalisé dont on cite quelques uns (Arab et al, 2009; Djafar et al, 2011, Belkhatir et al, 2013; Benessalah et al, 2017; Della et al. 2011).

Les paramètres du modèle sont déterminés en utilisant des résultats sur les essais de compression triaxiale effectués par Della, 2009, tout en s'insinuant à la procédure indiquée précédemment. Les valeurs représentatives des paramètres sont englobées dans le Tableau 7.3.

Tableau 7.3 Paramètres du modèle utilisé pour le sable sec réalisé par (Della, 2009)

Dr (%)	Paramètres du modèle					
	σ (kPa)	ν (-)	E (MPa)	φ (°)	ψ (°)	C (kPa)
29	50	0.3	1.8	19.71	1	0
	100		4.6			
	200		6.6			
50	50	0.3	2.8	21	1	0
	100		5.1			
	200		11.6			
80	50	0.3	5.2	22.5	1	0
	100		10.1			
	200		16			

La Figure 7.10 montre la variation du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de la déformation (ϵ) simulé à partir du logiciel FLAC3D sur le sable de Chlef. On constate que les courbes simulés pour le sable de Chlef réalisé par damage à sec sous trois confinement : 60, 100 et 200 kPa nous permet d'ore et déjà de prédire une bonne concordance avec les essais expérimentaux. Dans la présente analyse il est à remarquer que la courbe du model Mohr-Colombest représentative pour sa majeure partie, et il est à remarquer aussi, plus le déviateur augmente plus la courbe du model Mohr-Colomb s'éloigne de la courbe moyenne, alors que pour la rupture nous pouvons dire qu'elle s'est produite bien avant la rupture réelle.

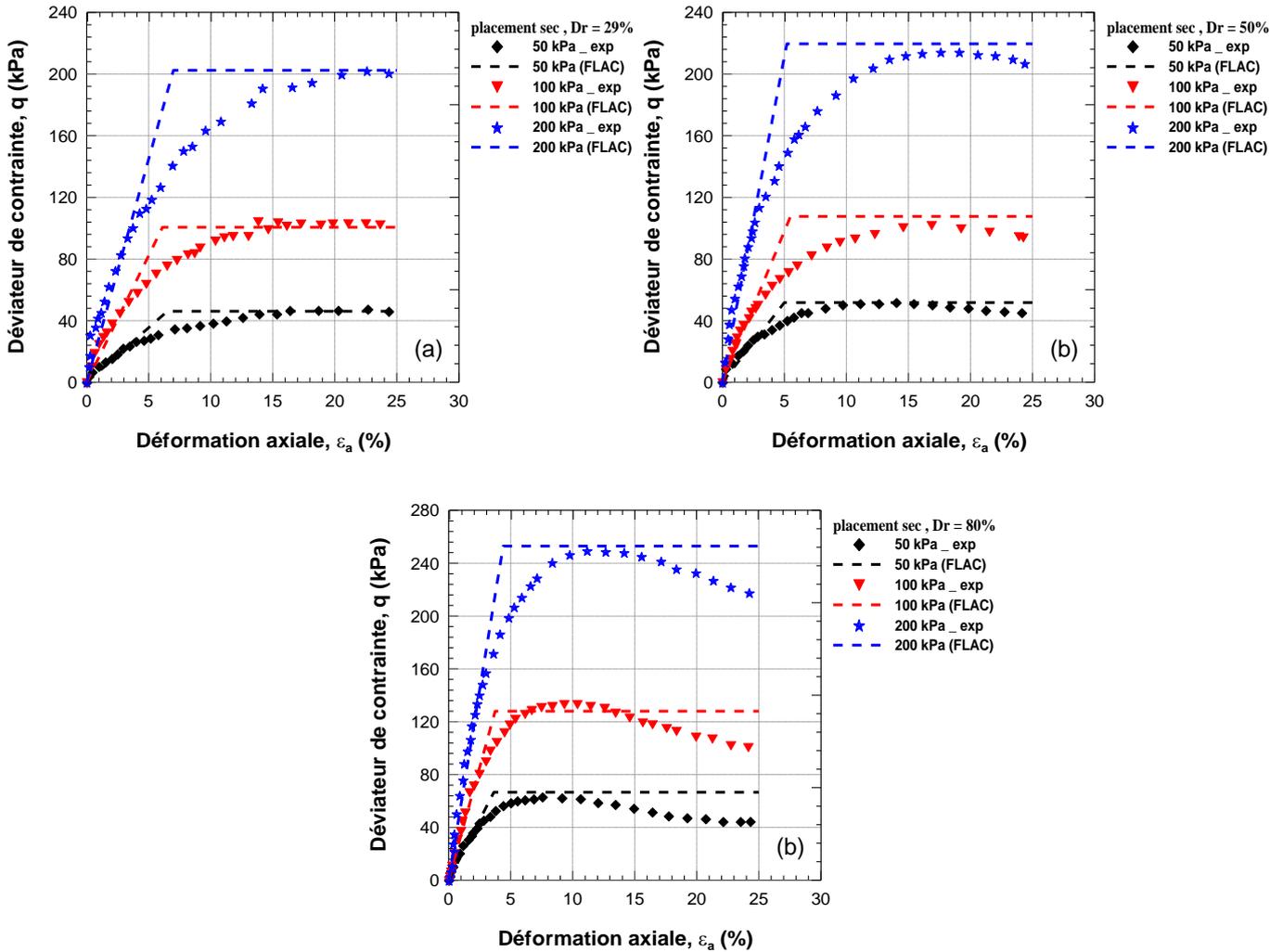


Figure 7. 10 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes q - ϵ_a du sable de Chlef a placement sec : (a) $D_r = 29\%$; (b) $D_r = 50\%$; (c) $D_r = 80\%$.

Les [Figures 7.11](#) (a et b) présentent les courbes de la déformation volumique (ϵ_v) en fonction de la déformation axiale (ϵ_a) des échantillons du sable non renforcé préparés à deux différents états de densité relative ($D_r = 29\%$ et $D_r = 80\%$). On observe d’après l’analyse en simulation numérique que les courbes du model Mohr-Colomb en comparaison avec les essais expérimentaux semblent toutefois bien s’accorder pour de faibles déformations ; Par contre l’écart entre les résultats expérimentaux et les résultats numérique commence a s’agrandit pour de grande déformations.

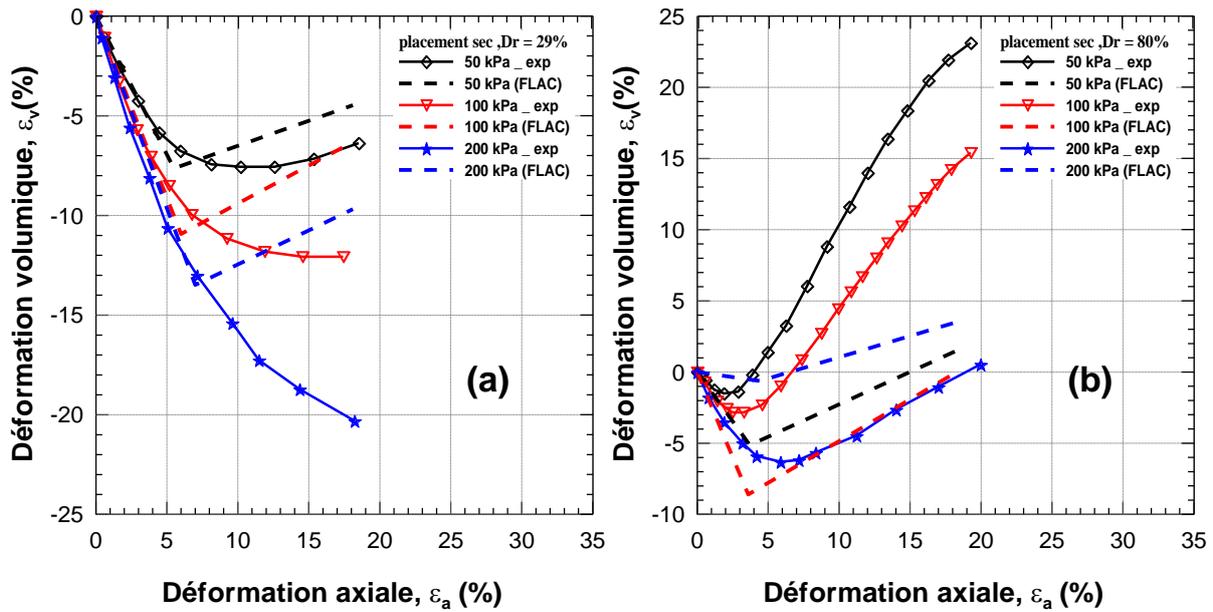


Figure 7. 11 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $\epsilon_v-\epsilon_a$ du sable de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 80\%$.

4) Essais drainés - Placement humide :

Le comportement mécanique du même la sable a également été étudié en placement humide, en utilisant les données expérimentales du même auteur (Della, 2009) en explicitant les paramètres du modèle présenté dans le [Tableau 7.4](#).

Tableau 7. 4 Paramètres du modèle utilisé pour le sable humide réalisé par (Della, 2009).

Paramètres du modèle						
Dr (%)	σ (kPa)	ν (-)	E (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	C (kPa)
29	50	0.3	0.9	20.08	1	0
	100		2.9			
	200		6			
50	50	0.3	2.8	19.39	1	0
	100		5.9			
	200		10.5			
80	50	0.3	3.9	22.5	1	0
	100		8			
	200		10.9			

La [Figure 7.12](#) présente une comparaison entre les données expérimentales et les réponses du modèle pour trois essais de compression triaxiale. A cet effet , le modèle proposé décrit correctement le comportement mécanique du sable quel que soit leur état et leur densité.

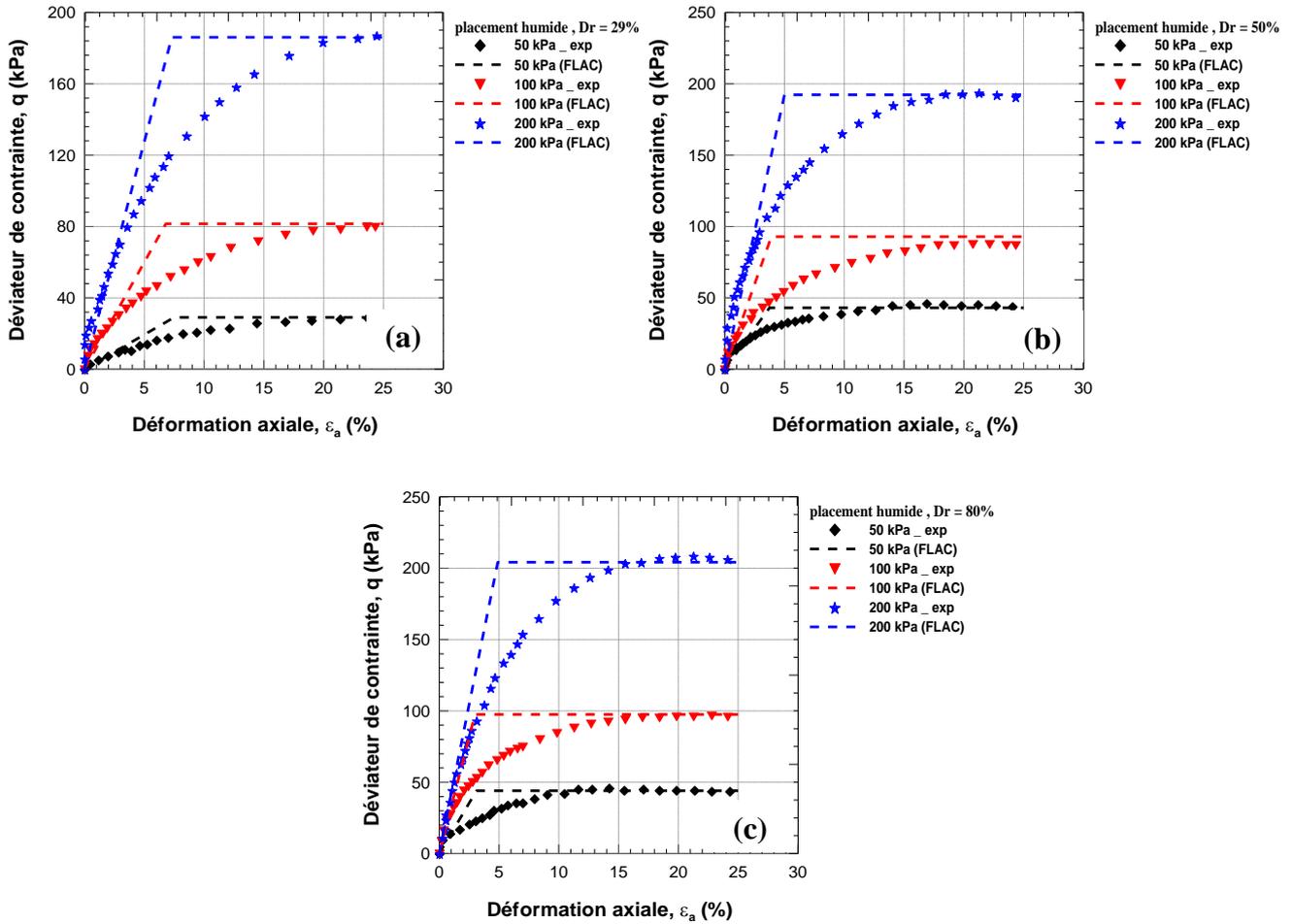


Figure 7. 12 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes q - ϵ_a du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$; (c) $Dr = 80\%$.

Les courbes de la variation volumique en fonction de la déformation axiale sont présentées dans la [Figure 7.13](#). On peut constater sur cette figure la même remarque pour les échantillons de sable préparés à l’état sec où les résultats montrent un faible accord.

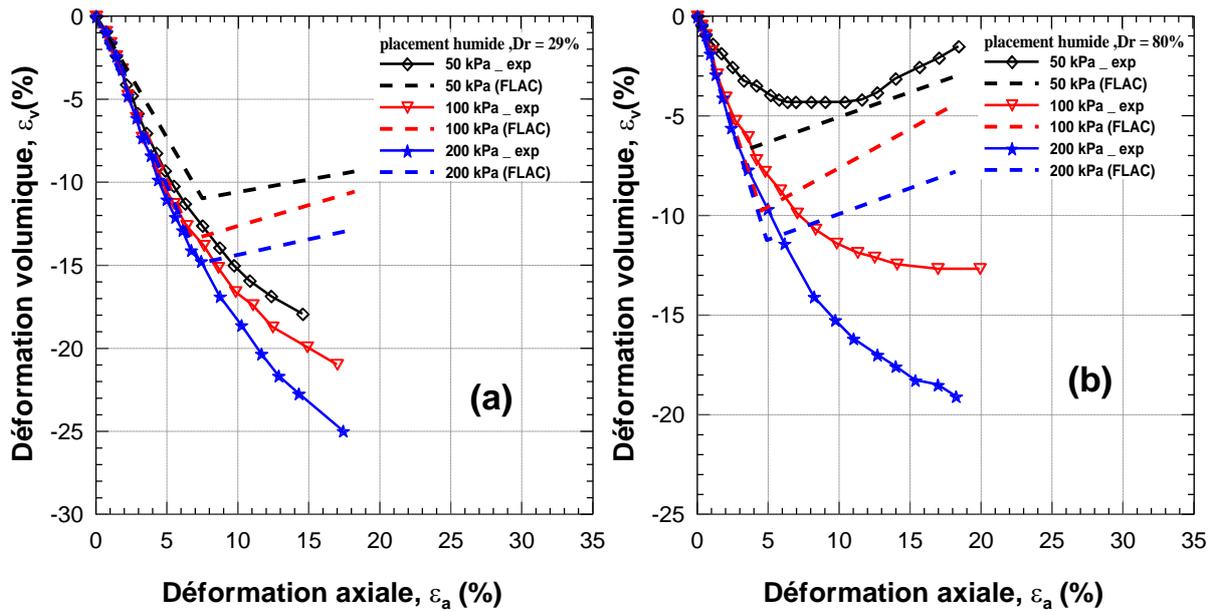


Figure 7. 13 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes ϵ_v - ϵ_a du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 80\%$.

7.5.3. Sable cimenté :

Les simulations présentées précédemment concernent essentiellement la modélisation du comportement du sable naturel qui a été explicité dans plus de détails. Dans ce qui suit nous avons pris en considération un autre matériau traité au ciment, dans le but de procéder à des tests de performances du modèle et d’en décrire le comportement mécanique de ce matériau traité au ciment. Des essais de compression triaxiale sur le sable-ciment ont été effectués et tirés de la littérature nous ont permis de reporter les différents résultats dans le tableau 7.5.

Tableau 7. 5 Paramètres du modèle utilisés pour le sable - ciment.

Paramètres du modèle						
Cc (%)	σ (kPa)	ν (-)	E (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	C (kPa)
2.5	100	0.3	4.5	23.05	0	11.13
	200		10.1		-0.3	
	400		14.05		-0.3	
5	100	0.3	8.6	25.12	0	23.02
	200		12.5		0.1	
	400		18.75		0	

On remarque d'après la [figure 7.14](#) que les valeurs des contraintes du déviateur obtenues par analyse numérique se révèlent être en bon accord à ceux obtenues par des essais expérimentaux effectués au laboratoire. Les résultats indiquent que le déviateur augmente progressivement avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Car à faibles déformations comme pour les grandes déformations elle prend toujours la même direction et s'inscrivent avec un même rayon de courbure que celui de la courbe expérimentale. Et on peut ainsi dire aussi que la rupture s'est produite presque au même niveau que celui de la courbe expérimentale.

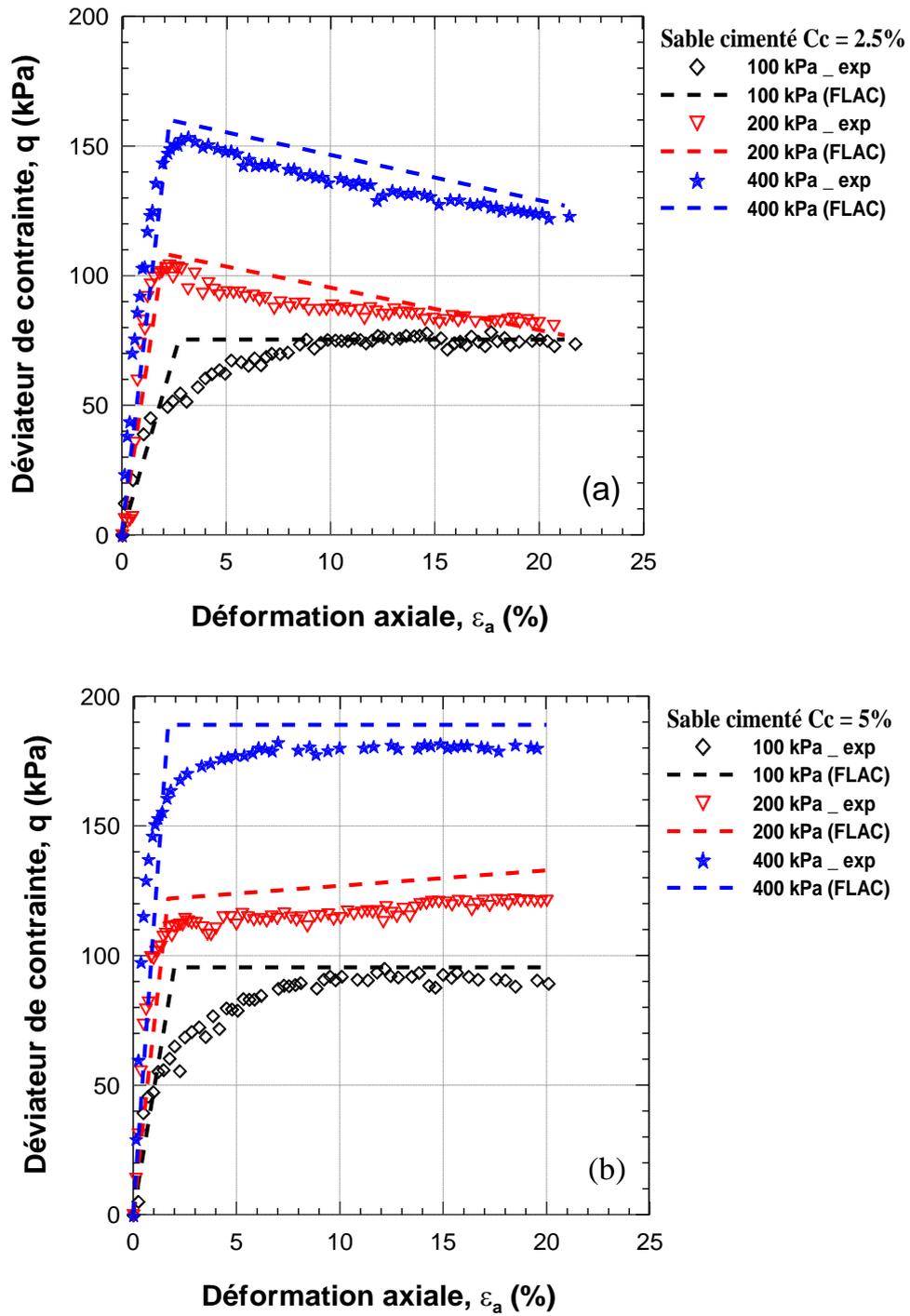


Figure 7. 14 Comparaison d'essai triaxial non drainé expérimental et numérique des courbes $q-\epsilon_a$ du sable cimenté, $D_r = 50\%$: (a) $C_c = 2.5\%$; (b) $C_c = 5\%$.

7.6. Résultat de la modélisation par modèle de Duncan :

À ce jour, une bonne compréhension du comportement des sols a été établie à la fois par une revue dans la littérature sur des hypothèses et sur la méthode de résolution numérique dont les contenus sont détaillés dans le chapitre 02. Avec ces informations, il est possible d'utiliser le modèle de Duncan pour simuler le comportement de sol.

7.6.1. Déplacements :

Les déplacements totaux dans la masse du sol obtenus par le modèle Duncan d'un échantillon de sable naturel de Chlef sont illustrés dans la [figure 7.15](#).

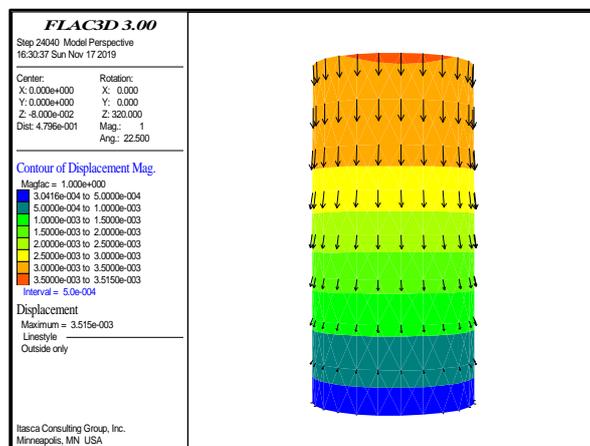


Figure 7. 15L'orientation de déplacements numériques totaux du modèle de Duncan.

7.6.2. Sable non renforcé :

La première série d'essais réalisée à partir d'un essai triaxial drainé est l'analyse du sable de Chlef non renforcé à différentes contraintes de confinement et à différentes densités relatives. Les paramètres du modèle utilisés pour le sable sont tirés de la littérature avec le consentement de l'auteur (Della, 2009). Deux types de placement ont été simulés : à sec et humide. Les résultats suivants présentent la confrontation entre la simulation numérique des essais triaxiaux réalisés et des résultats expérimentaux.

- Placement sec:

Des essais de compression triaxiale ont été réalisés sur le sable naturel de Chlef, les paramètres de ces modèles sont englobés dans le [tableau 7.6](#).

Tableau 7. 6 Paramètres du modèle utilisés pour le sable sec (Della, 2009).

Paramètres du modèle								
Dr (%)	σ (kPa)	G (MPa)	K (MPa)	ϕ (°)	C(kPa)	Rf (°)	ν (-)	Ke
29	100	1.77	3.83	19.71	0	0.85	0.3	200
	200	2.54	5.50					450
50	100	1.99	4.25	21	0	0.95	0.3	200
	200	4.46	9.67					700

La Figure 7.16 présente une simulation numérique à l’essai triaxial avec $\sigma_3 = 100$ kPa et 200 kPa pour un sable naturel de Chlef. Il est à remarquer la bonne concordance entre les courbes de déformation axiale s’insérant dans la fourchette inférieure à 15%, mais au delà de 15%, le décalage entre les deux courbes apparaît plus ou moins significatif. La simulation à l'aide du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970), conduit à une bonne représentation des courbes expérimentales (figures 7).

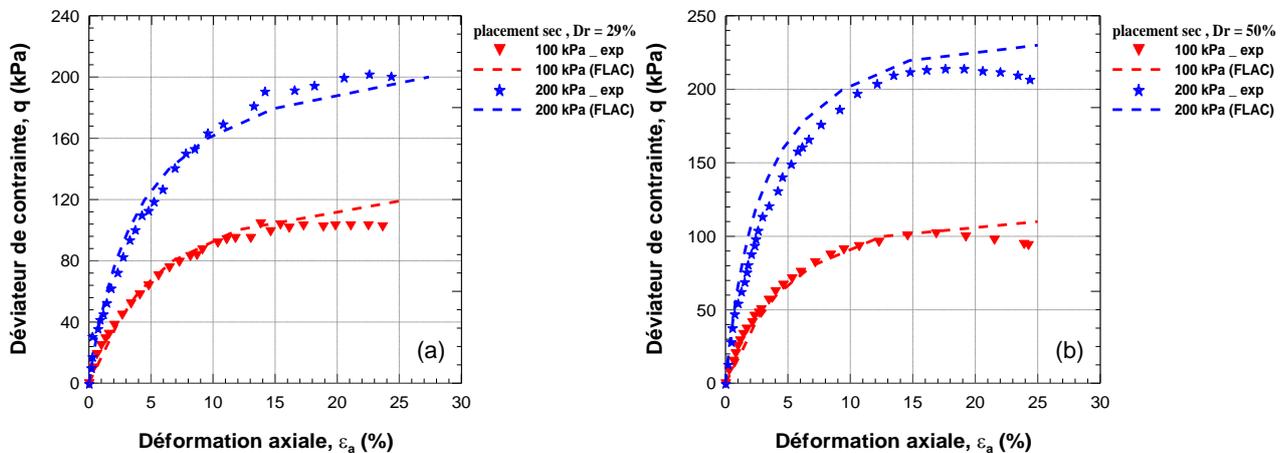


Figure 7. 16 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes $q - \epsilon_a$ du sable de Chlef a placement sec : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$.

- **Placement humide :**

Les comparaisons entre résultats expérimentaux et simulations théoriques sont reproduits sur les figures 7.17. Les essais sont réalisés à deux contrainte de confinement : 100 kPa et 200 kPa et à deux densités relatives ($Dr = 29\%$ et 50%). Les Paramètres du modèle utilisés sont illustrés dans le tableau suivant 7.7 toujours avec le consentement avec l’auteur (Della

,2009) :

Tableau 7. 7 Paramètres du modèle utilisés pour le sable humide (Della, 2009).

Paramètres du modèle								
Dr (%)	σ (kPa)	G (MPa)	K (MPa)	ϕ (°)	C(kPa)	Rf (°)	ν (-)	Ke
29	100	1.12	2.42	20.8	0	1.2	0.3	140
	200	2.31	5			0.8		350
50	100	2.27	4.92	19.39	0	1.6	0.3	150
	200	4.04	8.75			0.8		500

Il est remarquer que la simulation effectuée dénote une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et ceux du calcul numérique où les courbes montrent des convergences parfaites . Il est à constater que le modèle de Duncan et Chang (1970) conduit à des résultats satisfaisants pour l'ensemble de ces essais relatifs aux différentes densités.

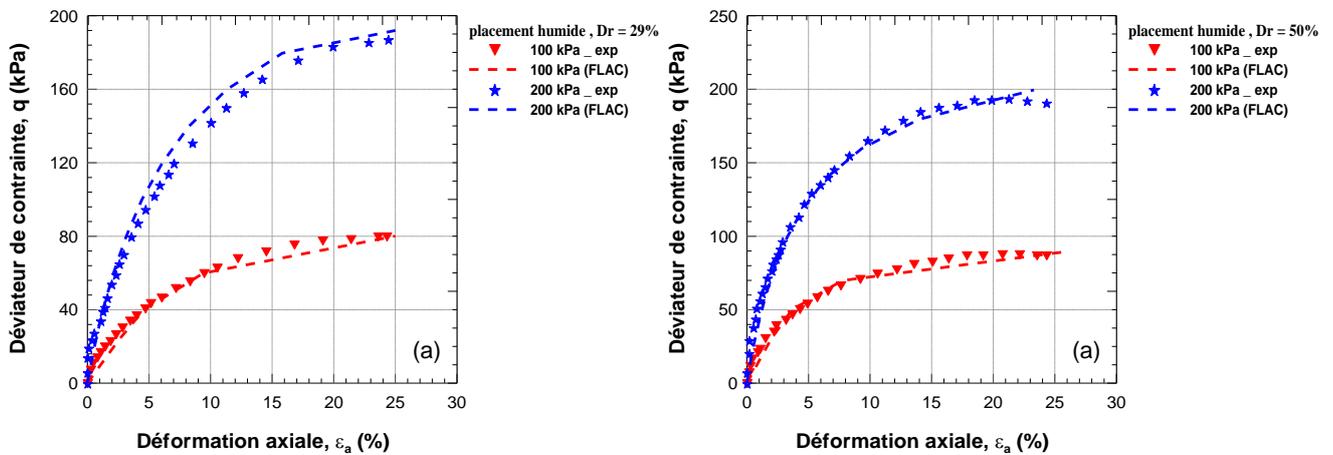


Figure 7. 17 Comparaison d’essai triaxial drainé expérimental et numérique des courbes q - ϵ_a du sable de Chlef a placement humide : (a) $Dr = 29\%$; (b) $Dr = 50\%$.

7.6.3. Sable cimenté :

Selon l'étude expérimentale de comportement des mélanges sable-ciment avec des essais triaxiaux non drainés qui ont largement décrit dans le chapitre précédent, une simulation a été réalisée en utilisant les résultats expérimentaux dont les paramètres de base utilisés dans la modélisation sont répertoriés le tableau 7.8 :

Tableau 7. 8 Paramètres du modèle utilisés pour le sable cimenté.

Paramètres du modèle								
Cc (%)	σ (kPa)	G (MPa)	K (MPa)	φ (°)	C(kPa)	Rf (°)	ν (-)	Ke
2.5	100	1.73	3.75	23.05	11.13	1	0.3	140
	200	3.88	8.42			0.8		350
5	100	3.13	7.17	25.12	23.03	1	0.3	150
	200	4.81	10.42			0.8		500

Les courbes représentant le déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale obtenues à l'aide d'une modélisation numérique (modèle Duncan) et expérimentale sont tracé sur la [figure 7.18](#) pour des échantillons traités au ciment à différents teneurs en ciment ($C_c = 2.5\%$ et 5%) soumis à une contrainte de confinement de 100 kPa et à une densité relative moyenne de 50%.

La modélisation a été faite en supposant que le matériau est homogène et isotrope. D'après la figure on observe que le déviateur de contrainte (q) obtenue à l'aide du modèle Duncan s'accorde parfaitement avec les résultats expérimentaux. Il est à remarquer que la fin des essais numériques marquent un écart plus ou moins significatif de l'ordre de 5% pour l'échantillon de so traité à une teneur en ciment de 5%.

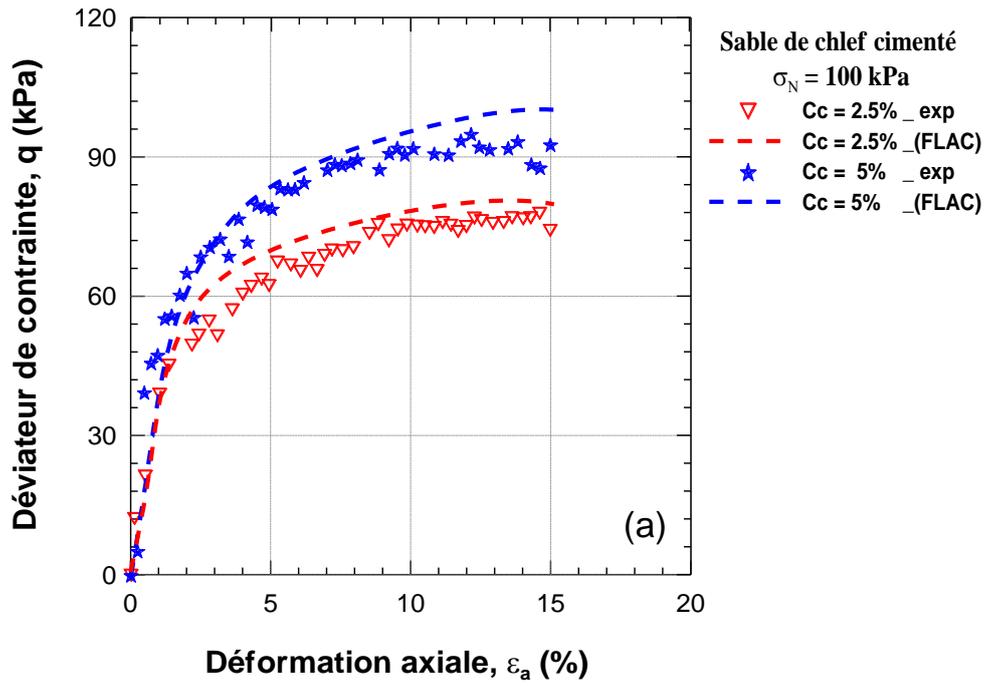


Figure 7. 18 Comparaison d'essai triaxial non drainé expérimental et numérique des courbes q - ϵ_a du sable cimenté, $Dr = 50\%$, $Cc = 2.5\%$.

7.7. Conclusions

Nous avons traité dans ce chapitre le comportement de deux types de matériaux (sable à l'état naturel et traité au ciment) en procédant à une simulation numérique en utilisant le logiciel Flac^{3D}, logiciel très efficace et adaptable dans le traitement des lois de comportement linéaire et non linéaires .

Les résultats expérimentaux des essais de cisaillement en compression triaxiale ont été comparés aux différentes simulations obtenues à l'aide du modèle hyperbolique de Duncan et Chang(1970) et aussi au modèle de Mohr-Coulomb : Les résultats de ces comparaisons font apparaître les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus dans la présente investigation montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le logiciel Flac^{3D} donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats observés lors d'essais triaxiaux.
- les simulations obtenues à l'aide du modèle Mohr-Coulomb avec élasticité linéaire surestiment systématiquement les déformations volumiques ; les résultats peuvent être améliorés par l'utilisation d'une variante non-linéaire pour la partie élastique du comportement ;
- le modèle de Duncan et Chang conduit généralement à des bonnes simulations pour l'ensemble des essais de cisaillement en compression.
- on peut dire que les deux modèles conduisent à obtenir des simulations satisfaisantes, pour la plupart des essais de cisaillement en compression.

Conclusions Générales et Perspectives

Conclusions Générales et Perspectives

Conclusions Générales et Perspectives

Nous avons présenté dans les précédents chapitres la démarche de recherche et les différents travaux menés à cet effet pour bien établir le phénomène de stabilisation et de renforcement des sols. Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'amélioration des sols instables tels que les sols de la région sismique de Chlef. Dans ce contexte, nous avons mené dans le cadre de cette thèse une série d'analyse de certains paramètres sur le comportement mécanique des sols non traités et traités au liant hydraulique (ciment) ainsi qu'aux fibres synthétiques (ex. la fibre de verre et la fibre de polypropylène), ensuite on s'est intéressé à une modélisation numérique en utilisant le logiciel FLAC^{3d} et ce en vue de prédire l'évolution de la résistance au cisaillement du sol analysé et aussi étudier leur comportement tout en procédant à une étude comparative entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques.

A l'issue de cette étude expérimentale et numérique, nous pouvons énumérer les grandes lignes qui ont abouti aux différents résultats analysés suivants:

- Les résultats des essais de cisaillement direct sur les échantillons du sable traité au ciment ont montré une amélioration de la résistance de cisaillement par rapport au sable non traité. L'augmentation de la teneur en ciment influe d'une manière effective sur le comportement contrainte-déformation. Cependant, il est noté que l'efficacité du renforcement est fortement influencée par la contrainte normale. La résistance de cisaillement maximal d'un échantillon traité à 10% de ciment augmente jusqu'à 2.3 fois par rapport un échantillon non traité pour une contrainte de confinement ($\sigma_N = 400$ kPa) et respectivement à 2 et 0.7 fois pour les contraintes de confinement ($\sigma_N = 200$ et 100 kPa). Cela est dû à l'effet de la contrainte de normale qui engendre une amplification de la phase de contractance du sable non renforcé et renforcé. L'ajout du ciment dans le sable fait diminuer la contractance du sol et par conséquent la dilatance augmente les échantillons de sol qui deviennent plus rigides.
- L'augmentation de la teneur en eau augmente la résistance de cisaillement, les échantillons ont des teneurs en ciment élevé montrent un comportement moins contractant avec une forte dilatance pour les échantillons dense que lâches. L'efficacité du renforcement est également influencée par la teneur en eau et la densité relative, la variation du rapport de contrainte (S_r) obtenue en condition de cisaillement non drainée a montré une efficacité plus importante du renforcement pour un teneur en eau de 10% par rapport à celle de 3 et 7 %.

Conclusions Générales et Perspectives

- Pour les échantillons cimentés, nous avons montré aussi une amélioration significative de la résistance au cisaillement et la résistance de cisaillement maximal avec l'augmentation du temps de cure. Les déformations volumiques augmentent avec le temps et ce pour une densité relative moyenne et diminuent pour échantillons denses.
- La cohésion du sol augmente avec l'augmentation du teneur en ciment et de temps de cure d'une manière linéaire, les valeurs de cohésion pour les échantillons a des tes teneur élevé est sensiblement supérieure à la cohésion des échantillons de faible teneur en eau et est très sensible au temps de cure. L'angle de frottement augmente avec l'augmentation de teneur en ciment et de temps de cure d'une manière linéaire.
- Le rapport de résistance au cisaillement augmente lui aussi avec l'augmentation du teneur en ciment et teneur en eau et ce pour les différente contrainte normal étudiés. Le rapport de résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la contrainte normale, pour les échantillons moyenne dense renforcés par 10% de ciment a un temps de cure de 28jours montre des valeurs de $R_f=1.6, 1.2$ et 1.18 pour respectivement $\sigma_n=100, 200$ et 400 kPa. De plus, on remarque que pour quel valeur de contrainte normale (σ_n) une augmentation du coefficient du renforcement avec l'augmentation du temps de cure.
- L'inclusion de fibres de verre et de fibre de polypropylène avec un teneur en fibres allant de 0,15 à 0.3% aux sables de Chlef et préparés à différent densité relative (lâche, moyennement dense te dense) a augmenté la résistance au cisaillement et la ductilité du sable-composite de fibres, ainsi que la résistance maximale. La fibre de verre peut améliorer efficacement la résistance de sable de Chlef traitée au ciment. La résistance de sable améliorée changera avec l'ajout de fibres. Le type de fibre, la teneur en fibre sont des facteurs qui affectent la résistance et la ductilité de sable améliorée. La fibre de verre est la plus efficace que la fibre de polypropylène pour l'amélioration de sable. L'ajout d'une inclusion de fibres de verre a un double avantage d'augmenter la résistance et la ductilité du milieu du sol.
- L'addition des fibres sur un sable cimenté provoque une augmentation substantielle de l'angle de frottement jusqu'à une teneur optimale de ciment de 7.5%, au-delà de laquelle elle marque une chute particulièrement brutale. D'autre part, la cohésion augmente considérablement avec l'inclusion de la teneur en fibres et la teneur en ciment.
- L'inclusion de fibres de verre au sable traité au ciment augmente d'une manière significative la résistance au cisaillement jusqu'à un seuil marqué par un pic montrant le

Conclusions Générales et Perspectives

caractère résiduel du cisaillement et où on note aussi les fortes valeurs observées de la cohésion quand la teneur en ciment augmente. La même remarque pour l'angle de frottement qu'il augmente jusqu'à une teneur optimale de ciment de 7.5%, au-delà de laquelle elle marque une chute particulièrement brutale. D'autre part, la cohésion augmente considérablement avec l'inclusion de la teneur en fibres et la teneur en ciment.

- Le teneur en fibre de verre de 0.15% indique un seuil pour le renforcement de sable de Chlef traité à différents teneurs en ciment.
- Les mêmes constatations ont été observées pour l'effet du teneur en ciment et le temps de cure sur le comportement triaxial non drainé et comportement de cisaillement direct du mélange sable-ciment, La rigidité, le déviateur de la contrainte, la force maximale q_{max} , le module d'élasticité, la cohésion et l'angle de frottement de tous les échantillons augmentent notablement avec le teneur en ciment et le temps de durcissement, quelle que soit la contrainte de confinement effective lors du cisaillement. Étant donné que la résistance des liaisons de cimentation augmente pendant une très longue période, des recherches supplémentaires sont donc nécessaires pour étudier l'effet de la cimentation sur période de durcissement plus longue.
- Les résultats des essais en ce qui concerne la variation du module sécant confirment ceux trouvés dans la littérature, le module sécant croît avec l'augmentation du teneur en ciment et le temps de cure et diminue avec l'augmentation de la déformation axiale.
- Le modèle de comportement utilisé pour dans cette thèse, le modèle élastique de Mohr-Coulomb et le modèle hyperbolique de Duncan et Chang(1970) intégré dans le code FLAC3D. L'importance de cette étude réside dans le fait que le modèle et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les paramètres du modèle ont été validés par une simulation numérique de l'essai triaxial, Les résultats font apparaître que le modèle de Duncan et Chang conduit généralement à de bonnes simulations pour l'ensemble des essais de cisaillement en compression ; on peut dire que les deux modèles conduisent à obtenir des simulations satisfaisantes, pour la plupart des essais de cisaillement en compression.

*Références
Bibliographiques*

Références Bibliographiques

- Abdulla, Ali A., Et Panos D. Kioussis. 1997. « Behavior Of Cemented Sands—I. Testing ». *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics* 21(8):533–547.
- Abtahi, M., F. Ebadi Ahsan, S. M. Hejazi, Et M. Sheikhzadeh. 2008. « On The Use Of Textile Fibers To Achieve Mechanical Soil Stabilization ». In *4th International Textile, Clothing & Design Conference—Magic World Of Textiles*.
- Ahmad, Fauziah, Farshid Bateni, Et Mastura Azmi. 2010. « Performance Evaluation Of Silty Sand Reinforced With Fibres ». *Geotextiles And Geomembranes* 28(1):93–99.
- Ahnberg, H., Et S. E. Johansson. 2005. « Increase In Strength With Time In Soils Stabilised With Different Types Of Binder In Relation To The Type And Amount Of Reaction Products ». *Deep Mixing* 5:195–202.
- Ahnberg, H., S. E. Johansson, H. Pihl, Et T. Carlsson. 2003. « Stabilising Effects Of Different Binders In Some Swedish Soils ». *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers—Ground Improvement* 7(1):9–23.
- Airey, D. W. 1993. « Triaxial Testing Of Naturally Cemented Carbonate Soil ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 119(9):1379–1398.
- Ajorloo, Ali Mohammad. 2010. « Characterization Of The Mechanical Behavior Of Improved Loose Sand For Application In Soil-Cement Deep Mixing ». Phd Thesis, Lille 1.
- Akpokodje, E. G. 1985. « The Stabilization Of Some Arid Zone Soils With Cement And Lime ». *Quarterly Journal Of Engineering Geology And Hydrogeology* 18(2):173–180.
- Al-Mukhtar, Muzahim, Abdelmadjid Lasledj, Et Jean-Francois Alcover. 2010. « Behaviour And Mineralogy Changes In Lime-Treated Expansive Soil At 20 C ». *Applied Clay Science* 50(2):191–198.
- Al-Rawas, Amer Ali, Et Mattheus Fa Goosen. 2006. *Expansive Soils: Recent Advances In Characterization And Treatment*. Taylor & Francis.
- Al-Refeai, Talal O. 1991. « Behavior Of Granular Soils Reinforced With Discrete Randomly Oriented Inclusions ». *Geotextiles And Geomembranes* 10(4):319–333.
- Alwahab, R. M., Et Mamoun Alqedra. 1995. « Using Fibres To Reduce Tension Cracks And Shrink/Swell Cycles In A Compacted Clay ». *Using Fibres To Reduce Tension Cracks And Shrink/Swell Cycles In A Compacted Clay* 1(2).
- Amini, Younes, Amir Hamidi, Et Ebrahim Asghari. 2014. « Shear Strength–Dilation Characteristics Of Cemented Sand–Gravel Mixtures ». *International Journal Of Geotechnical Engineering* 8(4):406–413.
- Andersland, O. B. 1979. « Shear Strength Of Kaolinite/Fiber Soil Mixture ». In *Proc. Of The 1st Int. Conf. On Soil Reinforcement*. Vol. 1.
- Aouali, Nawel, Ismail Benessalah, Ahmed Arab, Bassem Ali, Et Mohamed Abed. 2019. « Shear Strength Response Of Fibre Reinforced Chlef (Algeria) Silty Sand: Laboratory Study ». *Geotechnical And Geological Engineering* 37(2):1047–1057.
- Arab A., 2008. « Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique ». PhD diss., University of Sciences and Technology of Oran, Oran, Algeria
- Arab A., 2009. « Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux ». *C. R. Mecanique* 337, 621–631
- Arab A., Sadek M., Belkhatir M., Shahrouf I. (2014). « Monotonic preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Silty Sand: a Laboratory Study ». *Arabian Journal for*

Références Bibliographiques

Sciences Engineering. 39:685–694. DOI 10.1007/s13369-013-0700-4

- Asano, J. 1996. « Deep Mixing Method Of Soil Stabilization Using Coal Ash ». P. 393–398 In *Proc. Of Is-Tokyo'96, The 2nd International Conference On Ground Improvement Geosystems*.
- Asghari ,E, D.G. Toll, S.M. Haeri ., 2004. « Effect of Cementation on the Shear Strength of Tehran Gravelly Sand Using Triaxial Tests » , *Journal of Sciences, Islamic Republic of Iran 15(1): 65-71 University of Tehran, ISSN 1016-1104*
- Asghari, E., D. G. Toll, Et S. M. Haeri. 2003. « Triaxial Behaviour Of A Cemented Gravelly Sand, Tehran Alluvium ». *Geotechnical & Geological Engineering* 21(1):1–28.
- Ashour, Taha, Hansjörg Wieland, Heiko Georg, Franz-Josef Bockisch, Et Wei Wu. 2010. « The Influence Of Natural Reinforcement Fibres On Insulation Values Of Earth Plaster For Straw Bale Buildings ». *Materials & Design* 31(10):4676–4685.
- Ateş, Ali. 2016. « Mechanical Properties Of Sandy Soils Reinforced With Cement And Randomly Distributed Glass Fibers (Grc) ». *Composites Part B: Engineering* 96:295–304.
- Babu, G1 Sivakumar, Et A. K. Vasudevan. 2007. « Evaluation Of Strength And Stiffness Response Of Coir-Fibre-Reinforced Soil ». *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers-Ground Improvement* 11(3):111–116.
- Bahar, R., M. Benazzoug, Et S. Kenai. 2004. « Performance Of Compacted Cement-Stabilised Soil ». *Cement And Concrete Composites* 26(7):811–820.
- Bahda, Fatiha. 1997. « Etude Du Comportement Du Sable A L'appareil Triaxial: Expérience Et Modélisation ». Phd Thesis.
- Baroghel-Bouny, Véronique. 1994. « Caractérisation Des Pâtes De Ciment Et Des Bétons-Méthodes, Analyse, Interprétations ».
- Bauer, G. E., Et A. Oancea. 1996. « Triaxial Testing Of Granular Soils Reinforced With Discrete Polypropylene Fibres ». P. 407–410 In *Geosynthetics: Applications, Design And Construction*.
- Bauer, Gunther E., Et Yijun Zhao. 1993. « Evaluation Of Shear Strength And Dilatancy Behavior Of Reinforced Soil From Direct Shear Tests ». In *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*. Astm International.
- Baxter, Christopher Dp, M. S. Ravi Sharma, Kathryn Moran, Hans Vaziri, Et Raja Narayanasamy. 2011. « Use Of $A=0$ As A Failure Criterion For Weakly Cemented Soils ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 137(2):161–170.
- Bekkouche, A., S. M. Aissa Mamoune, Et A. Djedid. 2002. « Techniques De Stabilisation Des Sols Expansifs ». Journées D'études Sur Les Sols Gonflants (Jésg), *Laboratoire Eau Et Ouvrage Dans Leur Environnement, Département De Génie Civil. Université De Aboubakr Belkaïd, Tlemcen*.
- Belkhatir, M.; Schanz T.; Arab A. 2013. « Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures », *Environ. Earth Sci. doi:10. 1007/s12665-013-2289-z*
- Bell, F. G. 1996. « Lime Stabilization Of Clay Minerals And Soils ». *Engineering Geology* 42(4):223–237.
- Benahmed, Nadia. 2001. « Comportement Mécanique D'un Sable Sous Cisaillement Monotone Et Cyclique: Application Aux Phénomènes De Liquéfaction Et Mobilité Cyclique ». *Phd Thesis, Marne-La-Vallée, Enpc*.
- Benessalah I. 2017. « Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact ». *PhD thesis, Faculty of Civil engineering & Architecture, University of Chlef*.

Références Bibliographiques

- Benessalah I., Arab A., Villard P., Merabet K., Bouferra R. 2016. « Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand: A Laboratory Study ». *Geotech Geol Eng* . 34 (6) : pp 1775–1790. Doi:10.1007/s10706-016-9988-7
- Benessalah I., Arab A., Villard P., Sadek M., Kadri A. 2015. « Laboratory Study on Shear Strength Behavior of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibers Content and Other Parameters ». *Arab J Sci Eng*. 41 (4) : pp 1343-1353. Doi:10.1007/s13369-015-1912-6
- Benessalah, I., Arab, A., Sadek, M., Bouferra R. 2019. « Laboratory study on the compressibility of sand–rubber mixtures under one dimensional consolidation loading conditions ». *Granular Matter* 21: 7. <https://doi.org/10.1007/s10035-018-0860-8>
- Benessalah, I., Lambert, S., Villard, P., Arab, A. 2018. « Effect of dynamics on the Soil-geosynthetic interfaces used in reinforced rockfall embankments ». *Rock slope stability symposium, Nov 2018, Chambéry, France. Rock slope stability*. <hal-02000349>
- Benkechkache, Ghofrane. 2007. « Etude Du Comportement Différé Des Bétons Autoplacants ».
- Benmokrane, B., Omar Chaallal, Et R. Masmoudi. 1995. « Glass Fibre Reinforced Plastic (Gfrp) Rebars For Concrete Structures ». *Construction And Building Materials* 9(6):353–364.
- Billaux, D., Et P_ Cundall. 1993. « Simulation Des Géomatériaux Par La Méthode Des Eléments Lagrangiens ». *Revue Française De Géotechnique* (63):9–21.
- Bishop, A. W., Et L. D. Wesley. 1975. « A Hydraulic Triaxial Apparatus For Controlled Stress Path Testing ». *Geotechnique* 25(4):657–670.
- Boardman, D. I., S. Glendinning, Et C. D. F. Rogers. 2001. « Development Of Stabilisation And Solidification In Lime–Clay Mixes ». *Geotechnique* 51(6):533–543.
- Bolton, M. D. 1986. « The Strength And Dilatancy Of Sands ». *Geotechnique* 36(1):65–78.
- Botero, E., A. Ossa, G. Sherwell, Et E. Ovando-Shelley. 2015. « Stress–Strain Behavior Of A Silty Soil Reinforced With Polyethylene Terephthalate (Pet) ». *Geotextiles And Geomembranes* 43(4):363–369.
- Bouasker, Marwen. 2007. « Etude Numérique Et Expérimentale Du Retrait Endogène Au Très Jeune Age Des Pâtes De Ciment Avec Et Sans Inclusions ». *Nantes*.
- Boulekbache, Bensaïd, Mostefa Hamrat, Mohamed Chemrouk, Et Sofiane Amziane. 2009. « Influence Of The Rheology Of Fiber Reinforced Concretes On Their Mechanical Properties ». *European Journal Of Environmental And Civil Engineering* 13(4):473–488.
- Brandl, H. 1981. « Alteration Of Soil Parameters By Stabilization With Lime ». In *Proceedings Of The 10th International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Volume 3, Stockholm*.
- Brauckhoff, K. 1969. « Trockendichte Und Verdichtungsgrad Natürlich Abgelagerter Und Künstlich Aufgebrachter Strand-Und Dünenande ». *Wasserwirtsch. Wassertech* 19:198–199.
- Bruce, Donald A., Et E. C. O. Geosystems. 2000. « An Introduction To The Deep Soil Mixing Methods As Used In Geotechnical Applications ». *United States. Federal Highway Administration. Office Of Infrastructure*
- Burgoyne, Chris J. 2001. *Frprcs-5: Fibre-Reinforced Plastics For Reinforced Concrete Structures: Proceedings Of The Fifth International Conference On Fibre-Reinforced Plastics For Reinforced Concrete Structures, Cambridge, Uk, 16-18 July 2001*. Vol. 1. Thomas Telford.
- Casagrande, Arthur. 1976. « Liquefaction And Cyclic Deformation Of Sands-A Critical Review. » *Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts*. (88).
- Chaston, F. N. 1952. « Soil-Cement Progress In Australia ». *The Indian Concrete Journal*

Références Bibliographiques

- 26(12):354–356.
- Chlef sand to static liquefaction », *Comptes Rendus Mécanique*, 337(5), p. 282–290.
- Choi, Sun-Gyu, Kejin Wang, Et Jian Chu. 2016. « Properties Of Biocemented, Fiber Reinforced Sand ». *Construction And Building Materials* 120:623–629.
- Choo, H., B. Yoon, Woojin Lee, Et C. Lee. 2017. « Evaluation Of Compressibility And Small Strain Stiffness Characteristics Of Sand Reinforced With Discrete Synthetic Fibers ». *Geotextiles And Geomembranes* 45(4):331–338.
- Choubane, Bouzid, K. Robert, Et J. Armaghani. 2001. « Full-Scale Laboratory Evaluation Of Polypropylene Fiber Reinforcement Of Subgrade Soils ». *Transportation Research Record (Trb)* 01–2157.
- Christensen, A. P. 1969. « Cement Modification Of Clay Soils ». *Portland Cement Assoc R & D Lab Bull.*
- Chu, J., Et W. K. Leong. 2003. « Recent Progress In Experimental Studies On Instability Of Granular Soil ». P. 175–191 In *Bifurcations & Instabilities In Geomechanics*.
- Clare, K. E., Et P. T. Sherwood. 1954. « The Effect Of Organic Matter On The Setting Of Soil-Cement Mixtures ». *Journal Of Applied Chemistry* 4(11):625–630.
- Clariá, J. J., Et P. Vettorelo. 2015. « Modeling Of The Small Strain Shear Modulus On A Fiber Reinforced Sand ». In *Proceedings Of The Conference Of Deformation Characteristics Of Geomaterials, Buenos Aires, Argentina*.
- Consoli, N. C., G. V. Rotta, Et P. D. M. Prietto. 2000. « Influence Of Curing Under Stress On The Triaxial Response Of Cemented Soils ». *Geotechnique* 50(1):99–105.
- Consoli, N. C., G. V. Rotta, Et P. D. M. Prietto. 2002. « Influence Of Curing Under Stress On The Triaxial Response Of Cemented Soils. » *Geotechnique* 52(5):382–384.
- Consoli, N. C., J. P. Montardo, M. Donato, Et P. D. Prietto. 2004. « Effect Of Material Properties On The Behaviour Of Sand—Cement—Fibre Composites ». *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers-Ground Improvement* 8(2):77–90.
- Consoli, Nilo C., Pedro Dm Prietto, Et Luciane A. Ulbrich. 1998. « Influence Of Fiber And Cement Addition On Behavior Of Sandy Soil ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 124(12):1211–1214.
- Consoli, Nilo Cesar, António Viana Da Fonseca, Rodrigo Caberlon Cruz, Et Karla Salvagni Heineck. 2009. « Fundamental Parameters For The Stiffness And Strength Control Of Artificially Cemented Sand ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 135(9):1347–1353.
- Consoli, Nilo Cesar, Diego Foppa, Lucas Festugato, Et Karla Salvagni Heineck. 2007. « Key Parameters For Strength Control Of Artificially Cemented Soils ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 133(2):197–205.
- Consoli, Nilo Cesar, Marcel Antônio Arcari Bassani, Et Lucas Festugato. 2010. « Effect Of Fiber-Reinforcement On The Strength Of Cemented Soils ». *Geotextiles And Geomembranes* 28(4):344–351.
- Consoli, Nilo Cesar, Márcio Antônio Vendruscolo, Anderson Fonini, Et Francisco Dalla Rosa. 2009. « Fiber Reinforcement Effects On Sand Considering A Wide Cementation Range ». *Geotextiles And Geomembranes* 27(3):196–203.
- Consoli, Nilo Cesar, Márcio Antonio Vendruscolo, Et Pedro Domingos Marques Prietto. 2003. « Behavior Of Plate Load Tests On Soil Layers Improved With Cement And Fiber ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 129(1):96–101.
- Consoli, Nilo Cesar, Pedro Domingos Marques Prietto, João Antônio Harb Carraro, Et Karla Salvagni Heineck. 2001. « Behavior Of Compacted Soil-Fly Ash-Carbide Lime Mixtures ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 127(9):774–782.

Références Bibliographiques

- Consoli, Nilo Cesar, Rodrigo Caberlon Cruz, Et Márcio Felipe Floss. 2011. « Variables Controlling Strength Of Artificially Cemented Sand: Influence Of Curing Time ». *Journal Of Materials In Civil Engineering* 23(5):692–696.
- Consoli, Nilo Cesar, Rodrigo Caberlon Cruz, Márcio Felipe Floss, Et Lucas Festugato. 2010. « Parameters Controlling Tensile And Compressive Strength Of Artificially Cemented Sand ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 136(5):759–763.
- Coop, M. R., Et J. H. Atkinson. 1993. « The Mechanics Of Cemented Carbonate Sands ». *Geotechnique* 43(1):53–67.
- Correia, António As, Paulo J. Venda Oliveira, Et Dione G. Custódio. 2015. « Effect Of Polypropylene Fibres On The Compressive And Tensile Strength Of A Soft Soil, Artificially Stabilised With Binders ». *Geotextiles And Geomembranes* 43(2):97–106.
- Crockford, William W., William P. Grogan, Et D. S. Chill. 1993. *Strength And Life Of Stabilized Pavement Layers Containing Fibrillated Polypropylene*.
- Dano, Christophe. 2001. « Comportement Mécanique Des Sols Injectés ». *Phd Thesis, Ecole Centrale De Nantes (Ecn)*.
- Della N, Arab A, Belkhatir M .2011. « A laboratory study of the initial structure and the overconsolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria ». *Arab J Geosci.* 4(5– 6):983–991
- Della N., Arab A., Belkhatir M. & Missoum H., 2009, « Identification of the behavior of the Della N., Belkhatir M., Arab A., Canou J., Dupla J.C., 2014, « Effect of fabric method on instability behavior of granular material », *Acta Mechanica*,225(7), 1–15, DOI:10.1007/s00707-013-1083-z.
- Di Prisco, Claudio, Et Roberto Nova. 1993. « A Constitutive Model For Soil Reinforced By Continuous Threads ». *Geotextiles And Geomembranes* 12(2):161–178.
- Diambra, A., E. Ibraim, D. Muir Wood, Et A. R. Russell. 2010. « Fibre Reinforced Sands: Experiments And Modelling ». *Geotextiles And Geomembranes* 28(3):238-50.
- Diambra, A., Et E. Ibraim. 2015. « Fibre-Reinforced Sand: Interaction At The Fibre And Grain Scale ». *Géotechnique* 65(4):296-308.
- Diambra, Andrea, Adrian R. Russell, Erdin Ibraim, Et D. Muir Wood. 2007. « Determination Of Fibre Orientation Distribution In Reinforced Sands ». *Géotechnique* 57(7):623-28.
- Djafer Henni A., Arab A., Belkhatir M., Hamoudi S.A., Khelafi H. 2011. «Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio». *Arab J Geosci.* doi:10.1007/s12517-011- 0365-9
- Dos Santos, Ap Silva, N. C. Consoli, Et B. A. Baudet. 2010. « The Mechanics Of Fibre-Reinforced Sand ». *Geotechnique* 60(10):791–799.
- Eldesouky, Hesham M., Mohamed M. Morsy, Et Mohamed F. Mansour. 2016. « Fiber-Reinforced Sand Strength And Dilation Characteristics ». *Ain Shams Engineering Journal* 7(2):517–526.
- Festugato, Lucas. 2008. « Análise Do Comportamento Mecânico De Um Solo Micro-Reforçado Com Fibras De Distintos Indices Aspecto ».
- Feuerharmel, M. R. 2000. « Analysis Of The Behavior Of Polypropylene Fiber-Reinforced Soils ». *Phd Thesis, Msc Dissertation, Federal Univ. Of Rio Grande Do Sul, Porto Alegre, Brazil*.
- Foose, Gary J., Craig H. Benson, Et Peter J. Bosscher. 1996. « Sand Reinforced With Shredded Waste Tires ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 122(9):760–767.
- Gao, Zhiwei, Et Jidong Zhao. 2013. « Evaluation On Failure Of Fiber-Reinforced Sand ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 139(1):95–106.

Références Bibliographiques

- Ghiassian, H., R. Jamshidi, Et A. R. Tabarsa. 2008. « Dynamic Performance Of Toyoura Sand Reinforced With Randomly Distributed Carpet Waste Strips ». P. 1–13 In *Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamics Iv*.
- Ghosh , Ambarish, Et Chillara Subbarao. 2007. « Strength Characteristics Of Class F Fly Ash Modified With Lime And Gypsum ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 133(7):757–766.
- Ghosh , S. N. 1983. « Advances in Cement Technology ». *Cement Institute of Research of India, New Delhi, India, DOI: 10.1016/0008-8846(83)90070-4*. 29
- Girardello, Vinícius, Lucas Festugato, Nilo C. Consoli, Et Wai Yy Gehling. S. D. « Influência Da Densidade Relativa E Da Adição De Fibras De Polipropileno Na Resistência De Uma Areia Não Saturada ».
- Gray, Donald H., Et Harukazu Ohashi. 1983. « Mechanics Of Fiber Reinforcement In Sand ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 109(3):335–353.
- Gregory, Garry H., Et David S. Chill. 1998. « Stabilization Of Earth Slopes With Fiber Reinforcement ». P. 1073–1078 In *Proc., 6th Int. Conf. On Geosynthetics*. International Geosynthetics Society.
- Gregory, Garry Haden. 2006. *Shear Strength, Creep And Stability Of Fiber-Reinforced Soil Slopes*. Oklahoma State University.
- Guerandel, Cyril. 2009. « Etude De La Qualité Du Piégeage Des Matières Organiques Par La Matrice Cimentaire Vis-A-Vis De La Lixiviation ». *Université Paul Verlaine-Metz*.
- Guettala, A., S. Melkmi, Et N. Tibermacine. 1997. « A Study Of Mechanical Characteristics For Sand Concrete (Rolled Sand Concrete And Dune Sand Concrete) ». P. 24–26 In *7th Arab Structural Engineering Conference, Nov*.
- Habib, P., Et M. P. Luong. 1978. « Sols Pulvérulents Sous Chargement Cycliques ». *Séminaire Matériaux Et Structures Sous Chargement Cycliques* 28–29.
- Haeri, S. M., A. Hamidi, S. M. Hosseini, E. Asghari, Et D. G. Toll. 2006. « Effect Of Cement Type On The Mechanical Behavior Of A Gravely Sand ». *Geotechnical & Geological Engineering* 24(2):335.
- Harichache K, Gherici M et Kenai S. 2011.« Effet de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur le comportement de plasticité des sols argileux ». *Séminaire international « innovation et validation dans le Génie Civil », 1er Congrès international - DCDD2011- Tébessa, 17-19 octobre 2011*.
- Hashimoto, H., S. Nishimoto, Et H. Hayashi. 2009. « Investigation Of Improvement Strength Variation For The Trencher Mixing Method ». *Deep Mixing* 9.
- Heathcote, K., Et R. Piper. 1994. « Strength Of Cement Stabilised Pressed Earth Blocks With Low Cement Contents ». P. 33–37 In *J. Proc. Roy. Soc New South Wales*. Vol. 127.
- Hejazi, Sayyed Mahdi, Mohammad Sheikhzadeh, Sayyed Mahdi Abtahi, Et Ali Zadhoush. 2012. « A Simple Review Of Soil Reinforcement By Using Natural And Synthetic Fibers ». *Construction And Building Materials* 30:100–116.
- Hill, R.I. 1958. « A General Theory Of Uniqueness And Stability In Elastic-Plastic Solids ». *Journal Of The Mechanics And Physics Of Solids* 6(3):236–249.
- Hirabayashi, H., H. Taguchi, S. Tokunaga, N. Shinkawa, T. Fujita, H. Inagawa, Et N. Yasuoka. 2009. « Laboratory Mixing Tests On Cement Slurry Preparation, Specimen Preparation And Curing Temperature ». *Deep Mixing* 9.
- Hollaway, Leonard C., Et M. Leeming. 1999. *Strengthening Of Reinforced Concrete Structures: Using Externally-Bonded Frp Composites In Structural And Civil Engineering*. Elsevier.
- Holtz, R.D. et Kovacs, W.D. 1981. « Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur) ». *Montréal, Qc: Editions Presses internationales Polytechnique de*

Références Bibliographiques

Montréal.

- Houben, H. and Guillaud, H. 2006. « Traité de construction en terre ». *Paranthese, Marseille*.
- Huang, J. T., Et D. W. Airey. 1998. « Properties Of Artificially Cemented Carbonate Sand ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 124(6):492–499.
- Hyvert, Nicolas. 2009. « Application De L’approche Probabiliste A La Durabilité Des Produits Préfabriqués En Béton ». Phd Thesis, Université De Toulouse, Université Toulouse Iii-Paul Sabatier.
- Ibraim, E., A. Diambra, A. R. Russell, Et D. Muir Wood. 2012. « Assessment Of Laboratory Sample Preparation For Fibre Reinforced Sands ». *Geotextiles And Geomembranes* 34:69–79.
- Ismail, M. A., H. A. Joer, M. F. Randolph, Et A. Meritt. 2002. « Cementation Of Porous Materials Using Calcite ». *Geotechnique* 52(5):313–324.
- Ismail, Mostafa A., Hackmet A. Joer, Wee H. Sim, Et Mark F. Randolph. 2002. « Effect Of Cement Type On Shear Behavior Of Cemented Calcareous Soil ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 128(6):520–529.
- Jewell, R. A., Et C. P. Wroth. 1987. « Direct Shear Tests On Reinforced Sand ». *Geotechnique* 37(1):53–68.
- Jones, Frank L. 1985. « Simulation Models Of Group Segregation ». *The Australian And New Zealand Journal Of Sociology* 21(3):431–444.
- Jones, M. J., J. D. Mckinley, C. Ogden, Et D. G. Ellis. 2001. « The Strength Properties Of A Fibre-Reinforced Engineered Soil ». P. 1605–1608 In *International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering*.
- Kar, Rabindra Kumar, Pradip Kumar Pradhan, Et Ashutosh Naik. 2014. « Effect Of Randomly Distributed Coir Fibers On Strength Characteristics Of Cohesive Soil ». *The Electronic Journal Of Geotechnical Engineering* 19:1567–1583.
- Khattab, S. A., M. Al-Mukhtar, Et J. M. Fleureau. 2007. « Long-Term Stability Characteristics Of A Lime-Treated Plastic Soil ». *Journal Of Materials In Civil Engineering* 19(4):358–366.
- Kramer, Steven L., Et H. Bolton Seed. 1988. « Initiation Of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 114(4):412–430.
- Kramer, Steven Lawrence. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Pearson Education India.
- Krumbein, William Christian. 1959. « The " Sorting Out " Of Geological Variables Illustrated By Regression Analysis Of Factors Controlling Beach Firmness ». *Journal Of Sedimentary Research* 29(4):575–587.
- Kumar, Arvind, Baljit Singh Walia, Et Jatinder Mohan. 2006. « Compressive Strength Of Fiber Reinforced Highly Compressible Clay ». *Construction And Building Materials* 20(10):1063–1068.
- Lade, Poul V. 1993. « Initiation Of Static Instability In The Submarine Nerlerk Berm ». *Canadian Geotechnical Journal* 30(6):895–904.
- Lade, Poul V. 2002. « Instability, Shear Banding, And Failure In Granular Materials ». *International Journal Of Solids And Structures* 39(13-14):3337–3357.
- Lade, Poul V., Et Daniel D. Overton. 1989. « Cementation Effects In Frictional Materials ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 115(10):1373–1387.
- Lade, Poul V., Et Jerry A. Yamamuro. 1997. « Effects Of Nonplastic Fines On Static Liquefaction Of Sands ». *Canadian Geotechnical Journal* 34(6):918–928.

Références Bibliographiques

- Lasledj, Abdelmadjid. 2009. « Traitement Des Sols Argileux A La Chaux: Processus Physico-Chimique Et Propriétés Géotechniques ». Phd Thesis, Orléans.
- Le Borgne, Tangi. 2010. « Caractérisation Et Quantification Des Eléments Perturbateurs De Prise Lors Du Traitement Des Sols ». Phd Thesis.
- Lea, F.M. 1971. « The Chemistry Of Cement And Concrete ». *Chemical Publishing Co ., Inc ., New York*.
- Lee, Moon-Joo, Sung-Jin Hong, Young-Min Choi, Et Woojin Lee. 2010. « Evaluation Of Deformation Modulus Of Cemented Sand Using Cpt And Dmt ». *Engineering Geology* 115(1-2):28–35.
- Lekha, K. R., Et V. Kavitha. 2006. « Coir Geotextile Reinforced Clay Dykes For Drainage Of Low-Lying Areas ». *Geotextiles And Geomembranes* 24(1):38–51.
- Li, Jian, Chaosheng Tang, Deying Wang, Xiangjun Pei, Et Bin Shi. 2014. « Effect Of Discrete Fibre Reinforcement On Soil Tensile Strength ». *Journal Of Rock Mechanics And Geotechnical Engineering* 6(2):133–137.
- Li, Lei, Et You-Lo Hsieh. 2005. « Ultra-Fine Polyelectrolyte Hydrogel Fibres From Poly (Acrylic Acid)/Poly (Vinyl Alcohol) ». *Nanotechnology* 16(12):2852.
- Little, D. N., T. Scullion, Pbv Kota, Et J. Bhuiyan. 1995. *Guidelines For Mixture Design And Thickness Design For Stabilized Bases And Subgrades*.
- Livet M. Sols argileux gonflants-site expérimentale de Waza-Maltman. lyon : Laboratoire
- Lo, S. Cr, Poul V. Lade, Et S. P. R. Wardani. 2003. « An Experimental Study Of The Mechanics Of Two Weakly Cemented Soils ». *Geotechnical Testing Journal* 26(3):328–341.
- Locat, Jacques, Marc-André Bérubé, Et Marc Choquette. 1990. « Laboratory Investigations On The Lime Stabilization Of Sensitive Clays: Shear Strength Development ». *Canadian Geotechnical Journal* 27(3):294–304.
- Long, Michael, Et Christopher O. Menkiti. 2007. « Geotechnical Properties Of Dublin Boulder Clay ». *Géotechnique* 57(7):595–611.
- Luong, M. P. 1978. « Etat Caractéristique Du Sol ». *Cr Ac. Sc.* 287:305.
- Maher, M. H., Et Y. C. Ho. 1993. « Behavior Of Fiber-Reinforced Cemented Sand Under Static And Cyclic Loads ». *Geotechnical Testing Journal* 16(3):330–338.
- Maher, Mohamad H., Et Donald H. Gray. 1990. « Static Response Of Sands Reinforced With Randomly Distributed Fibers ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 116(11):1661–1677.
- Mali, Shivanand, Et Baleshwar Singh. 2013. « Strength Behaviour Of Sand Reinforced With Glass Fibres ». P. 28–31 In *Saitm Research Symposium Of Engineering Advancements (Saitm-Rsea 2013)*.
- Maliakal, Treasa, Et Sudheesh Thiyyakkandi. 2013. « Influence Of Randomly Distributed Coir Fibers On Shear Strength Of Clay ». *Geotechnical And Geological Engineering* 31(2):425–433.
- Malidarreh, N. R., I. Shooshpasha, S. M. Mirhosseini, Et M. Dehestani. 2018. « Effects Of Reinforcement On Mechanical Behaviour Of Cement Treated Sand Using Direct Shear And Triaxial Tests ». *International Journal Of Geotechnical Engineering* 12(5):491–499.
- McGown, A., Kz Andrawes, N. Hytiris, Et F. B. Mercer. 1985. « Soil Strengthening Using Randomly Distributed Mesh Elements. Proceedings Of The Eleventh International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, San Francisco, 12-16 August 1985 ». *Publication Of: Balkema (Aa)*.

Références Bibliographiques

- Methacanon, P., U. Weerawatsophon, N. Sumransin, C. Prahsarn, Et D. T. Bergado. 2010. « Properties And Potential Application Of The Selected Natural Fibers As Limited Life Geotextiles ». *Carbohydrate Polymers* 82(4):1090-96.
- Michalowski, Radoslaw L., Et Aigen Zhao. 1996. « Failure Of Fiber-Reinforced Granular Soils ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 122(3):226–234.
- Michalowski, Radoslaw L., Et Jan Cermák. 2003. « Triaxial Compression Of Sand Reinforced With Fibers ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 129(2):125–136.
- Mohkam, Mohsen. 1983. *Contribution A L'étude Expérimentale Et Théorique Du Comportement Des Sables Sous Chargements Cycliques-Thèse*. Univ. Scient. Et Méd. De Grenoble.
- Morris, Peter H., James Graham, Et David J. Williams. 1992. « Cracking In Drying Soils ». *Canadian Geotechnical Journal* 29(2):263–277.
- Murray, J. J., J. D. Frost, Et Yinhi Wang. 2000. « Behavior Of A Sandy Silt Reinforced With Discontinuous Recycled Fiber Inclusions ». *Transportation Research Record* 1714(1):9–17.
- Neville A.M. 2000, « Propriétés des bétons », *traduction CRIB*, p. 229-253, *Edition Eyrolles*.
- Nguyen, Lam, Behzad Fatahi, Et Hadi Khabbaz. 2016. « Predicting The Behaviour Of Fibre Reinforced Cement Treated Clay ». *Procedia Engineering*.
- Osinubi, Kolawole J., Et Charles M. Nwaiwu. 2006. « Compaction Delay Effects On Properties Of Lime-Treated Soil ». *Journal Of Materials In Civil Engineering* 18(2):250–258.
- Park, Sung-Sik. 2010. « Effect Of Wetting On Unconfined Compressive Strength Of Cemented Sands ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 136(12):1713–1720.
- Perret, P. 1979. « Practical Consequences And On-Site Applications Of New Experimental Data Concerning The Stabilization Of Fine Soils With Lime ». *Bulletin De Liaison Des Laboratoires Ponts Et Chaussées* (99):110–118.
- Phong, Luong Minh. 1980. « Phénomènes Cycliques Dans Les Sols Pulvérulents ». *Revue Française De Géotechnique* (10):39–53.
- Piret, J., Et A. Lesgardeur. 1977. « Utilization Possibilities Of L. D. Slag ». *Silicates Industriels* 42(3):85–88.
- Ple, Olivier, Et T. N. H. Lê. 2012. « Effect Of Polypropylene Fiber-Reinforcement On The Mechanical Behavior Of Silty Clay ». *Geotextiles And Geomembranes* 32:111–116.
- Pliskin, Lucien, Et Gilles Berard-Bergery. 1993. *La Fabrication Du Ciment: Ciments Français*. Eyrolles.
- Prusinski, Jan R., Et Sankar Bhattacharja. 1999. « Effectiveness Of Portland Cement And Lime In Stabilizing Clay Soils ». *Transportation Research Record* 1652(1):215–227.
- Qiu, Hongfang, Cuihua Hu, James Anderson, Glenn R. Björk, Srimonti Sarkar, Anita K. Hopper, Et Alan G. Hinnebusch. 2000. « Defects In Trna Processing And Nuclear Export Inducegen4 Translation Independently Of Phosphorylation Of The A Subunit Of Eukaryotic Translation Initiation Factor 2 ». *Molecular And Cellular Biology* 20(7):2505–2516.
- Rabbi, Abu Taher Md Zillur, Jiro Kuwano, Jianliang Deng, Et Tay Wee Boon. 2011. « Effect Of Curing Stress And Period On The Mechanical Properties Of Cement-Mixed Sand ». *Soils And Foundations* 51(4):651–661.
- Ranjan, Gopal, R. M. Vasan, Et H. D. Charan. 1996. « Probabilistic Analysis Of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Soil ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 122(6):419–426.

Références Bibliographiques

- Régional des ponts et chaussées de Clermont-Ferrand, 1990.
- Rotta, G. V., N. C. Consoli, P. D. M. Prietto, M. R. Coop, Et J. Graham. 2003. « Isotropic Yielding In An Artificially Cemented Soil Cured Under Stress ». *Geotechnique* 53(5):493–501.
- Rudnik, E., Et D. Briassoulis. 2011. « Degradation Behaviour Of Poly (Lactic Acid) Films And Fibres In Soil Under Mediterranean Field Conditions And Laboratory Simulations Testing ». *Industrial Crops And Products* 33(3):648-58.
- Saada, A. S., L. Liang, J. L. Figueroa, Et C. T. Cope. 1999. « Bifurcation And Shear Band Propagation In Sands ». *Geotechnique* 49(3):367–385.
- Sadek, S., S. Najjar, Et A. Abboud. 2013. « Compressive Strength Of Fiber-Reinforced Lightly-Cement Stabilized Sand ». In *Proceedings Of The 18th International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Paris*.
- Saitoh, S., Y. Suzuki, Et K. Shirai. 1985. « Hardening Of Soil Improved By Deep Mixing Method ». P. 1745–1748 In *International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering. 11*.
- Sawicki, Andrzej. 1983. « Plastic Limit Behavior Of Reinforced Earth ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 109(7):1000–1005.
- Scarpelli, Giuseppe, Et D. Muir Wood. 1982. « Experimental Observations Of Shear Patterns In Direct Shear Tests ». P. 473–483 In *Itam Deformation And Failure Of Granular Materials Conference, Delft, 31 August-3 Septemeber, 1982, P. 473-483*.
- Schnaid, Fernando, Pedro Dm Prietto, Et Nilo C. Consoli. 2001. « Characterization Of Cemented Sand In Triaxial Compression ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 127(10):857–868.
- Sharma, Ravi, Christopher Dp Baxter, Wilhelm Hoffmann, Kathryn Moran, Et Hans Vaziri. 2011. « Characterization Of Weakly Cemented Sands Using Nonlinear Failure Envelopes ». *International Journal Of Rock Mechanics And Mining Sciences (1997)* 48(1):146–151.
- Shewbridge, Scott E., Et Nicholas Sitar. 1990. « Deformation-Based Model For Reinforced Sand ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 116(7):1153–1170.
- Sidaner, Jean-François. 1981. *Comportement Cyclique Et Transitoire Des Milieux Pulvérulents*. Institut Francais Du Pétrole.
- Silva Dos Santos, Ana Paula, Nilo Cesar Consoli, Karla Salvagni Heineck, Et Matthew Richard Coop. 2010. « High-Pressure Isotropic Compression Tests On Fiber-Reinforced Cemented Sand ». *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* 136(6):885–890.
- Singh, H. P., Et M. Bagra. 2013. « Improvement In Cbr Value Of Soil Reinforced With Jute Fiber ». *International Journal Of Innovative Research In Science, Engineering And Technology* 2(8):3447–3452.
- Sivapullaiiah, P. V., A. Sridharan, Et H. N. Ramesh. 2006. « Effect Of Sulphate On The Shear Strength Of Lime-Treated Kaolinitic Soil ». *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers-Ground Improvement* 10(1):23–30.
- Specht, K., A. K. Bledzki, H. P. Fink, Et R. Kleinholz. 2002. « Structural Optimized Natural Fiber/Pp Composites For Automotive Interiors ». In *4th Internatational Wood And Natural Fibre Composites Symposium. Kassel, Germany*.
- Symons, M. G., Et D. C. Poli. 1999. *Properties Of Australian Soils Stabilised With Cementitious Binders: Volume I And Ii*.
- Szymkiewicz, Fabien. 2011. « Evaluation Des Propriétés Mécaniques D'un Sol Traité Au Ciment ». Phd Thesis.

Références Bibliographiques

- Tang, Chao-Sheng, Bin Shi, Et Li-Zheng Zhao. 2010. « Interfacial Shear Strength Of Fiber Reinforced Soil ». *Geotextiles And Geomembranes* 28(1):54-62.
- Tang, Chaosheng, Bin Shi, Wei Gao, Fengjun Chen, Et Yi Cai. 2007. « Strength And Mechanical Behavior Of Short Polypropylene Fiber Reinforced And Cement Stabilized Clayey Soil ». *Geotextiles And Geomembranes* 25(3):194–202.
- Tang, Y. H., C. G. Bao, M. Y. Wang, Et J. H. Ding. 2008. « Experimental Study On The Strength Characteristics Of Expansive Soil Reinforced With Synthetic Fibers ». P. 369–373 In *Geosynthetics In Civil And Environmental Engineering*. Springer.
- Taylor, H. F. W. 1997. *Cement Chemistry*. 2^e Ed. Thomas Telford Publishing.
- Terzaghi, Karl. 1955. *Influence Of Geological Factors On The Engineering Properties Of Sediments*. Harvard University.
- Tingle, Jeb S., Steve L. Webster, Et Rosa L. Santoni. 1999. *Discrete Fiber Reinforcement Of Sands For Expedient Road Construction*. Us Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Tony Roberts 2011. « The carbon Fibre Industry Worldwide 2011-2020 » .*An evaluation of current market and future supply and demand*, xv, 8, 10
- Touati, Abdelkrim. 1982. « Comportement Mécanique Des Sols Pulvérulents Sous Fortes Contraintes ». *These Presentee A L'ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées Pour Obtenir Le Diplome De Docteur-Ingenieur*.
- Ud-Din, S., A. Marri, D. Wanatowski, Et D. J. Reddish. 2010. « Effect Of Fibre Reinforcement On Drained Behaviour Of Cemented Sand ». P. 134-38 In *Proc. 17th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei*. Vol. 1.
- Umesha, T. S., S. V. Dinesh, Et P. V. Sivapullaiah. 2009. « Control Of Dispersivity Of Soil Using Lime And Cement ». *International Journal Of Geology* 3(1):8–16.
- Vénuat, Michel. 1980. « Le Traitement Des Sols A La Chaux Et Au Ciment ».
- Waldron, L. J. 1977. « The Shear Resistance Of Root-Permeated Homogeneous And Stratified Soil ». *Soil Science Society Of America Journal* 41(5):843–849.
- Walker, P. J. 1995. « Strength, Durability And Shrinkage Characteristics Of Cement Stabilised Soil Blocks ». *Cement And Concrete Composites* 17(4):301–310.
- Wang, Lan, Amitava Roy, Roger K. Seals, Et John B. Metcalf. 2003. « Stabilization Of Sulfate-Containing Soil By Cementitious Mixtures Mechanical Properties ». *Transportation Research Record* 1837(1):12–19.
- Wang, Qiang, Rui Tang, Qun Cheng, Xiankun Wang, Et Fang-Ling Liu. 2014. « Research On Static Triaxial Mechanical Properties Of New Cementsoil Reinforced With Polypropylene Fiber ». *Advances In Materials Science And Engineering* 2014.
- Webster, Steve L., Et Rosa L. Santoni. 1997. *Contingency Airfield And Road Construction Using Geosynthetic Fiber Stabilization Of Sands*. Vol. 97. Us Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Winterkorn, H. F. 1975. *Soil Stabilization*. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Wu, Tien H., Philip E. Beal, Et Chinchun Lan. 1988. « In-Situ Shear Test Of Soil-Root Systems ». *Journal Of Geotechnical Engineering* 114(12):1376–1394.
- Yetimoglu, Temel, Et Omer Salbas. 2003. « A Study On Shear Strength Of Sands Reinforced With Randomly Distributed Discrete Fibers ». *Geotextiles And Geomembranes* 21(2):103–110.
- Youn, Jun-Ung, Yun-Wook Choo, Et Dong-Soo Kim. 2008. « Measurement Of Small-Strain Shear Modulus G Max Of Dry And Saturated Sands By Bender Element, Resonant Column, And Torsional Shear Tests ». *Canadian Geotechnical Journal* 45(10):1426–1438.

Références Bibliographiques

- Zhang, Cheng-Cheng, Hong-Hu Zhu, Bin Shi, Fang-Dong Wu, Et Jian-Hua Yin. 2015. « Experimental Investigation Of Pullout Behavior Of Fiber-Reinforced Polymer Reinforcements In Sand ». *Journal Of Composites For Construction* 19(3):04014062.
- Ziegler, Stacy, Dov Leshchinsky, Hoe I. Ling, Et Edward B. Perry. 1998. « Effect Of Short Polymeric Fibers On Crack Development In Clays ». *Soils And Foundations* 38(1):247–253.
- Zornberg, Jorge G. 2002. « Discrete Framework For Limit Equilibrium Analysis Of Fibre-Reinforced Soil ». *Géotechnique* 52(8):593–604.