

UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie civil

THEME

ETUDE EN LABORATOIRE DE LA CONTRIBUTION DES
GEOTEXTILES A L'AMELIORATION DE LA RESISTANCE DES
SOLS LIMONEUX (EXPERIMENTATION ET MODELISATION)

Par

AOUALI Nawel

Devant le jury composé de :

GRINE Khaled	Professeur	Université de blida 01	Président
AMAR BOUZID DJILLALI	Professeur	Université de blida 01	Examineur
MESSAFER Tahar	MCA	Université de Boumerdés	Examineur
KRIM Abdellah	MCA	Université de Tiaret	Examineur
ARAB Ahmed	Professeur	Université H.B.B, Chlef	Rapporteur
ABED Mohamed	Professeur	Université de blida 01	Co-rapporteur

Blida, 2020

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Dieu de m'avoir donné la force et la volonté d'avoir mené à terme mon travail.

Ce travail a été effectué au Laboratoire des sciences des matériaux et environnement du département de Génie Civil de l'Université de *Chlef*. Qu'il m'est agréable de remercier sincèrement en cette occasion, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Je tiens à remercier sincèrement mon *Professeur Ahmed ARAB* pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse pendant ces années et pour m'avoir soutenue. Ses encouragements et ses conseils m'ont été d'une aide et d'une valeur inestimable. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens particulièrement à exprimer mes chaleureux remerciements à mon co-directeur de thèse *Professeur Mohamed ABED*, pour m'avoir intégrée dans son équipe, pour m'avoir orientée, suivie et soutenue tout au long de ces années.

Je remercie en particulier *Pr. Khaled GRINE* pour avoir bien voulu accepter d'être président de jury de ce travail de recherche. Je tiens aussi à remercier les membres du jury:

Pr. Djillali AMAR BOUZID, Pr. MESSAFER Tahar et Dr. KRIM Abdellah, qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Je tiens à adresser mes profonds remerciements à *Mr. Ismail BENSSALAH*, Maître de conférences à l'université de Chlef, et *Mr Mohammed CHEMMAM* Maître de conférences au Centre Universitaire de Relizane pour avoir participé au suivi et à l'orientation de mon travail.

J'adresse mes remerciements à *Mr. Abdellah CHERIF TAIBA* et *Mr. Youcef MAHMOUDI* Maîtres de conférences à l'université de Chlef et à *Mr. Houcine*, le technicien de Laboratoire de l'Université de Chlef, pour leurs aides considérables.

Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants et personnel du département de génie civil de l'université de Blida surtout *Mme Leila HAZOUT* et *Mr. Walid YAHIAOUI* et tous ceux qui ont participé et contribué à l'élaboration de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail à mon mari Fouad, qui m'a soutenu le long de ce travail et qui a été présent à chaque moment, pour sa patience et sa compréhension avec mes humeurs le long de ma formation magistrale.

À mes enfants Rayane et Wassim

À ma Mère, pour son amour et son sacrifice, mon Père pour son soutien et ses encouragements, mes Frères, ma Grande mère

À ma belle-famille Djouf

À tous mes amis, qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études.

Sans vous, cette aventure « incroyable » n'aurait pas été la même.

RESUME

L'utilisation des techniques de renforcement par géosynthétiques permet d'améliorer les propriétés des sols, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage. Ces matériaux synthétiques qui sont de plus en plus utilisés sous forme de nappes ou de fibres, représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante. L'objectif des recherches menées dans le cadre de cette thèse, consiste à mettre en évidence, l'influence du géotextile sur la résistance au cisaillement d'un sol limoneux (sable de la région d'Oued Chlef) qui a connu beaucoup de phénomènes d'instabilité lors du séisme de Chlef, et de voir à quel niveau, le géotextile commence à contribuer à l'effort de cisaillement.

Une étude expérimentale préliminaire portant sur le comportement des sols limoneux renforcés, par des fibres et des nappes de géosynthétique a été menée. Les essais de cisaillement direct ont été effectués pour étudier l'influence de l'humidité et de la teneur en fines sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon. Cette recherche portera sur la comparaison entre les résultats obtenus pour les échantillons secs ($\omega=0$) non renforcés à ceux humides ($\omega = 3\%$), sous diverses pressions de confinement (50, 100, 200 et 300 kPa). Par la suite, le renforcement de mélange sable-limon avec des fibres synthétiques ($f_b = 0,1 ; 0,25 ; 0,3$ à $0,5\%$ contenu volumétrique de fibres) montre d'une manière générale que l'ajout des fibres permet l'amélioration de la résistance au cisaillement entre 25% à 40 %, en limitant la contractance du sol. En outre, les essais triaxiaux monotones non drainés sous un confinement de 100 kPa, ont permis d'étudier le comportement du sable limoneux mélangé avec des quantités variables de limon, non renforcé et renforcé par des inclusions horizontales en géotextile tissé ($N_g = 1, 2, 3$). Nous avons constaté que la contribution des nappes de géotextiles augmente la résistance au cisaillement du sol pour toutes les teneurs en fines examinées par le pouvoir dilatant de ces matériaux.

Une investigation numérique en complément des essais expérimentaux nous a permis de mettre au point un modèle tridimensionnel, basé sur la méthode des éléments finis et développé sous l'environnement ABAQUS (6.14). Une démarche spécifique a été proposée afin de simuler le comportement du matériau granulaire non renforcé et renforcé par des nappes de géotextile. Après confrontation des résultats numériques et expérimentaux, nous constatons une bonne concordance sous sollicitation triaxiale drainée.

Mots-clés : Contrainte de cisaillement, Chargement monotone, Géotextile, Modélisation numérique, Renforcement des sols, Sable, Teneur en fine.

ABSTRACT

The use of geosynthetic reinforcement techniques improves soil properties, depending on the structure function. These synthetic materials, which are increasingly used in the form of webs or fibers, represent an economically and technically interesting alternative. The objective of this research is to highlight the influence of geotextile on the shear resistance of silty soils mixtures (sand from the Oued Chlef region), which has experienced many instability phenomena during the Chlef earthquake, and to see at what level, the geotextile begins to contribute to the shear strength.

A preliminary experimental study of the behavior of reinforced silty soils, by fibers and geosynthetic layers was carried out. Direct shear tests were accomplished to study the influence of moisture and fines content ranging from 0% to 40% on the mechanical behavior of sand-silt mixtures. This research compare the results obtained for dry samples ($\omega = 0$) not reinforced to those wet ($\omega = 3\%$), under various confining pressures (50, 100, 200 and 300 kPa). Thereafter, sand-silt mixtures reinforcement with synthetic fibers ($f_b = 0.1, 0.25, 0.3$ to 0.5% volumetric fiber content) generally shows that the addition of fiber allows the improvement of the soil shear strength, between 25% to 40%, limiting the contractance of the soil. In addition, undrained monotonic triaxial tests under a confining pressure of a 100 kPa, allowed to study the behavior of silty sand mixtures, unreinforced and reinforced by horizontal inclusions in woven geotextile ($N_g = 1, 2, 3$). This later has been found to increase the soil shear strength for all samples with various fines content.

A numerical investigation in addition to the experimental tests allowed us to develop a three-dimensional numerical model, based on the finite element method and developed under the ABAQUS environment (6.14). A specific approach has been proposed to simulate the behavior of unreinforced granular material and those reinforced by geotextile sheets. It has been shown that the numerical results are in good agreement with those measured experimentally under drained triaxial stress.

Keywords: Shear strength, Monotonous loading, Geotextile, Numerical modeling, Soil reinforcement, Sand, Fine content.

ملخص

استخدام تقنيات التعزيز بواسطة الجيوسانتيك يحسن خصائص التربة، وهذا يتوقف على مساحة أو وظيفة الهيكل. هذه المواد الاصطناعية، التي تستخدم بشكل متزايد على شكل شبكات أو ألياف، تمثل بديلاً مثيراً للاهتمام من الناحية الاقتصادية والتقنية. الهدف من البحث الذي أجري كجزء من هذه الأطروحة هو تسليط الضوء على تأثير التغطية الأرضية على مقاومة القص للتربة الطميية (الرمال من منطقة وادي الشلف) التي شهدت العديد من ظواهر عدم الاستقرار أثناء زلزال الشلف، وللمعرفة على أي مستوى، يبدأ التغطية الأرضية في المساهمة في قوة القص.

أجريت دراسة تجريبية أولية لسلوك التربة الرملية الطميية المعززة بالألياف وطبقات التغطية الأرضية باستخدام أجهزة ذات مقاييس مدروسة بشكل جيد. تم إجراء اختبارات القص المباشر لدراسة تأثير الرطوبة وتواجد الطمي بنسب تتراوح بين (0% و 40%) على السلوك الميكانيكي لخليط طمي- رمل. تهدف الدراسة لمقارنة النتائج التي تم الحصول عليها للعينات الغير معززة ، في الحالة الجافة ($\omega = 0$) والرطوبة ($\omega = 3\%$) ، تحت تأثير مختلف الضغوط (50 ، 100 ، 200 و 300 كيلو باسكال). بعد ذلك، تم عرض تأثير تعزيز مزيج الطمي الرملي بالألياف الاصطناعية ($f_b = 0.10 ، 0.25 ، 0.3$ إلى 0.5% محتوى الألياف الحجمي) حيث أظهرت النتائج المحصل عليها بشكل عام أن إضافة الألياف تساهم في تحسين قوة القص ما بين 25% إلى 40% ، مما يحد من تقلص التربة

بالإضافة إلى هذا ، فإن الاختبارات ثلاثية المحاور الغير نفوذة تحت ضغط 100 كيلو باسكال ، سمحت لنا بدراسة سلوك التربة الرملية الطميية الممزوجة بكميات متفاوتة من الطمي ، الغير مدعومة والمدعومة بطبقات أفقية من التغطية الأرضية المنسوجة ($N_g = 1 ، 2 ، 3$). لقد أظهرت النتائج المحصل عليها أن إدراج طبقات من أعمدة التغطية الأرضية يزيد من مقاومة التربة وهذا لكل عينة طمي تم فحصها.

تم تطوير نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد من خلال دراسة عددية ، تعتمد على طريقة العناصر المحددة باستخدام برنامج ABAQUS (6.14) وقد تم اقتراح نهج محدد لمحاكاة سلوك المواد الحبيبية غير المدعومة وتلك التي تعززها ألواح الجيوتكستيل. لقد ثبت أن النتائج العددية تتفق جيداً مع النتائج التي تم قياسها تجريبياً تحت الضغط الثلاثي المحور.

الكلمات الدالة: اجهاد القص، تحميل رتيب، التغطية الأرضية، النمذجة العددية، تعزيز التربة ، الرمل، نسبة محتوى الطمي، الجيوتكستيل.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT	01
RESUME	03
TABLE DES MATIERES	06
LISTE DES FIGURES	12
LISTE DES TABLEAUX.....	19
NOMENCLATURE.....	20
INTRODUCTION GENERALE.....	22
CHAPITRE I :	
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	25
1.1 Introduction	26
1.2 comportement des sols limoneux.....	26
1.2.1 Comportement des sols limoneux sous sollicitation monotone.....	27
1.2.1.1 Résistance et rupture des sols.....	27
1.2.1.2 Comportement drainé du sol.....	28
1.2.1.3 Comportement non drainé du sol.....	30
1.2.1.4 Principaux concepts rhéologiques des sols limoneux sous chargement monotone.....	32
a. Etat critique.....	32
b. Notion de la contractance et de la dilatance.....	33
c. Etat caractéristique.....	33
1.2.1.5 Facteurs influant sur le comportement monotone.....	34
a. Influence du confinement.....	34
b. Influence de la variation de densité relative.....	35
c. Influence de la granulométrie.....	36
d. Influence de la présence des fines.....	37
1.2.2 Comportement des sols limoneux sous sollicitation cyclique.....	39
1.2.2.1 Comportement drainé du sol.....	40
1.2.2.2 Comportement non drainé du sol.....	40

1.3	Techniques d'améliorations de sol.....	41
1.3.1	Techniques d'améliorations des sols par inclusions géosynthétiques.....	42
1.3.1.1	Caractéristiques et structure des géosynthétiques.....	42
1.3.1.2	Principaux fonctions des géosynthétiques.....	43
	a. Fonctions mécaniques.....	44
	b. Fonctions hydrauliques.....	44
1.3.1.3	Principaux mécanismes de comportement des géosynthétiques dans les ouvrages renforcés.....	44
	a. mécanisme en ancrage.....	44
	b. Mécanisme en cisaillement d'armature.....	45
	c. Comportement en membrane.....	45
1.3.1.4	Applications des géosynthétiques pour le renforcement.....	45
	a. Remblais sur sols mous.....	45
	b. Murs de soutènement.....	47
	c. Talus multicouches.....	48
1.3.2	Principe d'interaction Sol-Géosynthétiques.....	49
1.2.2.1	Caractérisation du frottement à l'interface sol-géosynthétique.....	50
1.3.3	Effet des géosynthétiques pour la stabilisation à la liquéfaction.....	51
1.3.4	Travaux de recherche effectués sur les sols renforcés par géosynthétiques.....	52
1.4	Outil numérique et lois de comportement utilisé.....	55
1.4.1	Méthode des éléments finis.....	55
1.4.2	Présentation du logiciel ABAQUS.....	56
1.4.3	Modélisation des matériaux granulaires.....	57
1.4.3.1	Modèles en mécanique des sols.....	57
1.4.3.2	Modèle de Mohr-Coulomb sous ABAQUS.....	57
1.4.4	Modélisation des géosynthétiques.....	59
1.4.4.1	Lois de comportement des géosynthétiques.....	60
1.4.5	Lois de comportement utilisées pour des sols en contact avec les géosynthétiques.....	61
1.5	Conclusion	62

CHAPITRE II:	
DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET CARACTERISATIONS DES MATERIAUX UTILISES	63
2.1 Introduction.....	64
2.2 Dispositifs expérimentaux et modes opératoires.....	64
2.2.1 Appareillage de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.....	64
2.2.1.1 Dispositif expérimental.....	64
2.2.1.2 Mode opératoire.....	65
2.2.1.3 Préparation des échantillons.....	66
2.2.1.4 Répétabilité des essais de cisaillement directe.....	67
2.2.2 Appareillage triaxial.....	67
2.2.2.1 Dispositif triaxial.....	69
2.2.2.2 Mode opératoire.....	71
a. Préparation des échantillons.....	71
b. Saturation et consolidation des échantillons.....	74
2.2.2.3 Répétabilité des essais triaxiaux.....	75
2.3 Matériaux des éprouvettes testées.....	75
2.3.1 Sol de référence utilisé.....	75
2.3.2 Géotextile utilisé.....	80
2.4 Comportement mécanique des sols renforcés	81
2.4.1 Comportement mécanique des sols renforcés par des fibres synthétique.....	81
2.4.2 Comportement mécanique des sols renforcés par des nappes géosynthétiques.....	82
2.5 Conclusion	82
CHAPITRE III :	
COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX RENFORCES PAR DES FIBRES SYNTHETIQUE.....	83
3.1 Introduction	84
3.2 Matériaux et procédures de l'essai.....	84
3.3 Résultats des essais sur sable limoneux renforcé par des fibres synthétiques et discussions.....	86

3.3.1 Comportement du sol de Chlef avant le renforcement.....	87
3.3.1.1 Comportement du sable propre avant le renforcement.....	87
a. Effet de la contrainte de confinement et de la teneur en eau sur le comportement mécanique de sable propre non renforcé.....	87
b. Effet de la contrainte de confinement et de la teneur en eau sur la variation de volume au cisaillement de sable propre non renforcé....	89
c. Comparaison entre l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols secs et humides.....	90
3.3.1.2 Comportement du sable limoneux avant le renforcement.....	91
a. Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement de mélanges sable limoneux non renforcés sous une contrainte de confinement de 100kPa.....	91
b. Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique des sols secs et humides.....	93
c. Effet de la teneur en fines et de la teneur en eau sur la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal du sable limoneux non renforcé.....	94
d. Evaluation des caractéristiques mécanique au cisaillement des mélanges sable-limon non renforcés.....	95
e. Effet de la teneur en eau et des fines sur les caractéristiques mécaniques du sol avant le renforcement.....	96
3.3.2 Comportement de sol de Chlef renforcé par des fibres synthétiques.....	97
3.3.2.1 Comportement du sable propre renforcé par des fibres.....	98
3.3.2.2 Comportement du sable limoneux renforcé avec fibres.....	99
a. Effet de la teneur en fibres sur les caractéristiques mécaniques du sol renforcé.....	101
3.4 Conclusion	102

CHAPITRE IV :

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX RENFORCES PAR DES NAPPES GEOSYNTHETIQUES EN CONDITION NON DRAINEE..... 104

4.1 Introduction	105
4.2 Matériaux et procédures de l'essai triaxial.....	105
4.3 Comportement du sol de Chlef non renforcé et renforcé par des nappes de géotextiles.....	106
4.3.1 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique des sols non renforcés et renforcé par géotextile.....	107
4.3.1.1 Effet de la teneur en fine sur un sol non renforcé ($N_g = 0$).....	107

4.3.1.2	Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec une nappe de géotextile ($N_g = 1$).....	109
4.3.1.3	Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec deux nappes de géotextile ($N_g = 2$).....	111
4.3.1.4	Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec trois nappes de géotextile ($N_g = 3$).....	112
4.3.1.5	Discussion des résultats obtenus.....	113
4.3.2	Relation entre la résistance maximale et la teneur en fines des mélanges sable-limon.....	114
4.3.3	Effet de l'ajout des nappes de géotextiles sur le comportement de sable limoneux.....	115
4.3.3.1	Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable propre ($f_c = 0$).....	116
4.3.3.2	Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c = 10\%$).....	118
4.3.3.3	Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c = 20\%$).....	119
4.3.3.4	Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c = 30\%$).....	121
4.3.3.5	Discussion des résultats obtenus.....	122
4.3.4	Relation entre la résistance maximale des mélanges sable-limon et le nombre de nappes de géotextiles (N_g).....	123
4.3.5	Influence du nombre de nappes de renforcement et pourcentage des fines sur l'angle de frottement du sol.....	125
4.3.6	Influence du nombre de nappes de géotextile sur le rapport de contraintes.....	126
4.4	Conclusion.....	128

CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU SOL RENFORCE PAR GEOTEXTILE..... 130

5.1	Introduction	131
5.2	Modélisation numérique du sable non renforcé et renforcé par des nappes de géotextiles.....	131
5.2.1	Modélisation numérique du sable non renforcé.....	132
5.2.1.1	Maillage utilisé.....	133
5.2.1.2	Conditions initiales et propriétés du sol.....	134
5.2.1.3	Lois de comportement du sol étudié.....	134
5.2.1.4	Caractéristiques du sol utilisé.....	135

5.2.1.5 Hypothèse et Procédure de calcul.....	135
5.2.2 Résultats de la modélisation numérique.....	137
5.2.2.1 Résultats numériques des essais triaxiaux sur sable non renforcé par géotextile.....	138
5.2.2.2 Déformations observées sur les échantillons numériques non renforcés.....	139
5.2.2.3 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour le sable non renforcé.....	140
5.2.3 Modélisation numérique du sable renforcé par des nappes de géotextiles.....	142
5.2.3.1 Modélisation de géotextile.....	142
5.2.3.2 Hypothèse et Procédure de calcul.....	145
5.2.3.3 Résultats de la modélisation numérique sous l'effet des inclusions géotextiles.....	146
5.2.3.4 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour le sable renforcé.....	147
.53 Conclusion	150
CONCLUSION GENERALE	152
ANNEXE 01.....	157
REFERENCES	165

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1.1	Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.....	28
Figure 1.2	Comportement typique des sols sous sollicitation triaxiale drainé.....	29
Figure 1.3	Variation de volume sous chargement monotone (Luong et Habib, 1978).....	30
Figure 1.4	Comportement typique des sols sous sollicitation triaxiale non drainé (J.Canou et al. 2000).....	31
Figure 1.5	Courbe de déviateur et déformation volumique en fonction de déformation axiale lors d'un essai triaxial sous un comportement drainé....	32
Figure 1.6	Notion de la contractance et de la dilatance sous cisaillement (A. Aouadi, 2013).....	33
Figure 1.7	Notion d'état caractéristique de sol (Luong 1980); LC : ligne caractéristique LR : ligne de rupture.....	34
Figure 1.8	Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte (Della et al. 2011a).....	35
Figure 1.9	Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab, 2009).....	36
Figure 1.10	Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984).....	36
Figure 1.11	Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon ($p'c=100$ kPa) (Arab, 2009).....	37
Figure 1.12	a). Réponse contrainte-déformation pour le mélange sable (Ottawa) avec des fines de silice (Pitman et al. 1994) - b). Contraintes-déformations axiales (sable de Brenda 20/200 avec des fines non plastiques) (Vaid, 1994).....	38
Figure 1.13	Variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada (Cubrinovski et Ishihara, 2002).....	39
Figure 1.14	Zones des différents comportements cycliques du sable en condition: a) drainée; et b) non drainée (Luong, 1980).....	40
Figure 1.15	Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en fonction de la granulométrie du sol initial (Gambin, 1981).....	41
Figure 1.16	Différents produits géosynthétiques.....	42

Figure 1.17	Structure de géotextile : a)- non tissés ; b)- tissé ; c) tricoté	43
Figure 1.18	Schéma de principe du renforcement par géosynthétique sous l'effet membrane.....	45
Figure 1.19	Applications de géotextiles dans les remblais (Jewell, 1989).....	46
Figure 1.20	Efficacité des géosynthétiques pour le renforcement des remblais (Otani Palmeira, 2007).....	47
Figure 1.21	Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête (d'après Wichter, et al, 1986)..	48
Figure 1.22	Applications de géotextiles dans les talus (Prapoutel, Isère 1977).....	49
Figure 1.23	Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007).....	50
Figure 1.24	Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Palmeira, 2009).....	51
Figure 1.25	Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction (Noorany et Uzdavines, 1989).....	52
Figure 1.26	Influence d'introduction des nappes de géotextile sur les chemins déviatoire d'échantillons d'argile renforcés et non renforcés (R. Noorzad et S.H. Mirmoradi (2009).....	53
Figure 1.27	a) Evolution de la résistance du sable renforcé par des formes de polyester b) Effet des plusieurs types de renforcement sur le comportement du sable Madhavi et al (2006).....	53
Figure 1.28	Résultats de variation de la résistance des sols renforcés à différents types de géotextiles (S.C.Tuna et S.Altun 2012).....	54
Figure 1.29	Critère de plasticité dans le plan de Mohr-Coulomb.....	58
Figure 1.30	Éléments barres et éléments câbles (Villard 2002).....	60

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET CARACTERISATIONS DES MATERIAUX UTILISES

Figure 2.1	Appareillage de cisaillement direct à la boîte.....	65
Figure 2.2	Boîte de cisaillement.....	65
Figure 2.3	Vérification de la répétabilité de l'essai de cisaillement (Sable de Chlef, $D_r = 50\%$, $\sigma_n' = 100$ kPa).....	67
Figure 2.4	Etat de contraintes dans un essai triaxial.....	68
Figure 2.5	Vue de l'ensemble du dispositif de l'essai triaxial (Laboratoire des sciences des matériaux et de l'environnement, Université de Chlef).....	69
Figure 2.6	Cellule triaxiale (type Bishop et Wesley).....	70

Figure 2.7	Vue sur : (a) Contrôleurs Pression-Volume (GDS), (b) Pompe à vide pour l'aspiration et la désaération.....	71
Figure 2.8	Méthode de préparation des échantillons par pluviation à sec (PS).....	72
Figure 2.9	Préparation de l'échantillon par sous compaction.....	72
Figure 2.10	Préparation d'un échantillon pour l'essai triaxial.....	73
Figure 2.11	Mise en place des échantillons dans la membrane d'un essai triaxial.....	73
Figure 2.12	Essais de répétabilité sur le sol de Chlef $D_r=50\%$, $\sigma'_c=100$ kPa.....	75
Figure 2.13	Vue microscopique des matériaux testés, (a) Sable propre de Chlef, (b) Limon de Chlef.....	76
Figure 2.14	Matériaux utilisés, (a) Sable de Chlef, (b) Limon de Chlef.....	76
Figure 2.15	Profil géotechnique du sol en place sur le site.....	77
Figure 2.16	Mélange sable-limon avec différentes teneurs en fines.....	77
Figure 2.17	Courbe granulométrique des matériaux utilisés.....	78
Figure 2.18	Variation des indices de vide par rapport à la teneur en fines.....	78
Figure 2.19	Géotextile utilisé dans cette étude: GEOTER 150.....	80

CHAPITRE III : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX RENFORCES PAR DES FIBRES SYNTHETIQUE

Figure 3.1	Matériaux utilisés pour cette étude: (a) Sable-Limoneux de Chlef, (b) Fibres Synthétique en polyester.....	85
Figure 3.2	Préparation des échantillons: (a) échantillons secs, (b) échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	86
Figure 3.3	Effet de la résistance au cisaillement du sable propre non renforcé: variation de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement horizontal, (a) échantillons secs, (b) échantillons avec une teneur en eau $\omega = 3\%$	88
Figure 3.4	Effet de la résistance au cisaillement du sable propre non renforcé: évolution de la contrainte de cisaillement due au déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal, (a) échantillons secs, (b) échantillons avec teneur en eau $\omega = 3\%$	89
Figure 3.5	Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement pour le sable propre: Courbes intrinsèques des échantillons secs et humides ($\omega = 3\%$).....	91
Figure 3.6	Influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement de mélanges sable limoneux non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa a), Échantillons secs b), échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	92

Figure 3.7	Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement pour une contrainte de confinement de 100 kPa, a) Courbes intrinsèques des échantillons secs, b) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega=3\%$).....	93
Figure 3.8	Variation de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, pour les mélanges sable-limon non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa - (a) échantillons secs, (b) échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	94
Figure 3.9	Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-limon non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Courbes intrinsèques à 2 mm de déplacement horizontal, a) échantillons secs, b) échantillons humides $\omega = 3\%$	95
Figure 3.10	Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques à 2 mm de déplacement horizontal : a) Échantillons secs, b) Échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	97
Figure 3.11	Effet de la résistance au cisaillement du sable propre humide ($\omega = 3\%$) renforcé avec une contrainte de confinement de 100 kPa, a) contrainte de cisaillement par rapport au déplacement horizontal, b) déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal.....	98
Figure 3.12	Effet de la résistance au cisaillement du sable limoneux ($f_c = 20\%$) renforcé sous une contrainte de confinement de 100 kPa ($\omega= 3\%$), (a) contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal, (b) déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal.....	100
Figure 3.13	Influence de la teneur en fibres sur les propriétés mécaniques pour une pression de confinement de 100 kPa (a) Contrainte de cisaillement à 2 mm de déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical à 2 mm de déplacement horizontal.....	101

CHAPITRE IV : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX RENFORCES PAR DES NAPPES DE GEOTEXTILES EN CONDITION NON DRAINEE

Figure 4.1	Matériaux utilisés, (a) sable de Chlef, (b) Limon de Chlef, (c) géotextile utilisé pour le renforcement.....	105
Figure 4.2	Différentes positions des inclusions des géotextiles dans les échantillons de sol.....	106
Figure 4.3	Essais triaxiaux de compression non drainé non renforcé ($N_g=0$) a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b-Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effectif en fonction du déviateur de contrainte.....	108

Figure 4.4	Essais triaxiaux de compression non drainé renforcé ($N_g=1$) a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	109
Figure 4.5	Essais triaxiaux de compression non drainé renforcé ($N_g=2$) a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	111
Figure 4.6	Essais triaxiaux de compression non drainé renforcé ($N_g=3$) a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	112
Figure 4.7	Effet de la teneur en fines (f_c) sur la résistance au cisaillement maximale du sol renforcé par des nappes de géotextile.....	114
Figure 4.8	Effet de de la teneur en fines (f_c) sur la pression interstitielle maximale du sol renforcé par des nappes de géotextile.....	115
Figure 4.9	Mode de déformation des échantillons non renforcés et renforcés avec des nappes de géotextiles pour les essais triaxiaux CU: a) non renforcé; b) 1 couche; c) 2 couches; d) 3 couches.....	116
Figure 4.10	Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable propre de Chlef ($f_c = 0$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contrainte.....	117
Figure 4.11	Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c = 10\%$): a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	118
Figure 4.12	Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c = 20\%$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	120
Figure 4.13	Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c = 30\%$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes.....	121

Figure 4.14	Effet du nombre de nappes de géotextile (N_g) sur la résistance au cisaillement maximale du mélange sable-limon.....	124
Figure 4.15	Effet du nombre de nappes de géotextile (N_g) sur la pression interstitielle maximale du mélange sable-limon.....	124
Figure 4.16	Effet de de la teneur en fines (f_c) sur l'angle de frottement du sol renforcé par des nappes de géotextile.....	125
Figure 4.17	Effet du nombre de nappe de géotextile (N_g) sur l'angle de frottement du mélange sable-limon.....	126
Figure 4.18	Essais triaxiaux non drainés sur des échantillons moyennement denses sous une contrainte de cisaillement de 100 kPa; Variation de R_q pour (a) Sable propre ($f_c = 0$); (b) Sable limoneux ($f_c = 10\%$).....	127
Figure 4.19	Essais triaxiaux non drainés sur des échantillons moyennement denses sous une contrainte de cisaillement de 100 kPa; Variation de R_v pour (a) Sable propre ($f_c = 0$); (b) Sable limoneux ($f_c = 10\%$).....	128

CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU SOL RENFORCE PAR GEOTEXTILE

Figure 5.1	Model numérique d'une cellule triaxiale - ABAQUS (6.14).....	132
Figure 5.2	Maillage d'échantillon de sol avec ABAQUS (6.14).....	133
Figure 5.3	Forme et déplacement de l'échantillon a)- après l'analyse numérique ; b) après l'étude expérimentale.....	137
Figure 5.4	Résultats de la modélisation numérique d'essais de compression drainés menés sur le sable non renforcé : (a) Déviateur de contrainte en fonction du déformation axiale, (b) Déformation volumique en fonction du déformation axiale.....	138
Figure 5.5	Déformations observées dans les échantillons numériques non renforcés sous: a) pression de confinement de 50kPa ; b) pression de confinement de 100kPa ; c) pression de confinement de 200kPa.....	140
Figure 5.6	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique. Essais de compression drainés menés sur sable non renforcé: (a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial, (b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial	141
Figure 5.7	Exemple des cas d'utilisation des éléments de contact spécifiques.....	144
Figure 5.8	Maillage du système sol- géotextile (ABAQUS 6.14).....	145
Figure 5.9	Résultats de la modélisation numérique d'essais de compression drainés menés sur le sable renforcé : (a) Déviateur de contrainte en fonction du déformation axiale, (b) Déformation volumique en fonction du déformation axiale.....	146

Figure 5.10	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique Essais de compression drainés menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa): Variation du déviateur de contrainte par rapport au déplacement axial, (a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une nappe ($N_g = 1$), (c) sol renforcé par deux nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$).....	148
Figure 5.11	Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique Essais de compression drainés menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa): Variation de la déformation volumique par rapport au déplacement axial, (a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une nappe ($N_g = 1$), (c) sol renforcé par deux nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$).....	149
Figure 5.12	Evolutions du déviateur de contrainte) et de la déformation volumique pour le modèle numérique et l'expérience d'un essai de compression drainé menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa).....	150

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET CARACTERISATIONS DES MATERIAUX UTILISES

Tableau 2.1	Caractéristiques de Limon (Chlef).....	79
Tableau 2.2	Caractéristiques de mélange sable-Limon (Chlef).....	79
Tableau 2.3	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de géotextile utilisé.....	80

CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU SOL RENFORCE PAR GEOTEXTILE

Tableau 5.1	Paramètres de sol renforcé et sol non renforcé pour la modélisation.....	135
Tableau 5.2	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de géotextile utilisé.....	143

NOMENCLATURE DE BASE

μ	Variation de la pression interstitielle.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
ε_v	Variation du volume (en contractance $\varepsilon_v > 0$).
μ_g	Variation de la pression interstitielle.
σ'_0	Contrainte effective initiale.
φ	Angle de frottement interne
σ_x	Contrainte tangentielle (contrainte de cisaillement)
C	Cohésion
u	Déplacement relatif du sol par rapport au géotextile.
τ	Contrainte, tangentielle au plan du textile, moyenne.
D	Diamètre initial de la cellule
ε_a	Déformation verticale.
$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	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,
$\varepsilon_d = 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$	déformation de déviateur.
m	est une masse de la particule i.
D_{50}	Taille moyenne des grains
f_c	Teneur en fine
σ'_c	Contrainte de confinement
C_u	Coefficient de l'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
ρ_s	Poids volumique des grains solides
ρ_a	Poids volumique apparent
e_{max}	Indice des vides max
e_{min}	Indice des vides min
D	Diamètre des échantillons triaxiaux
H	Hauteurs des échantillons triaxiaux
ΔU	Pression interstitielle
σ'_1	Contrainte effective principale majeur
σ'_3	Contrainte effective principale mineur
B	Coefficient de Skempton
D_r	Densité relative

q	Déviateur de contraintes
ε_V	Déformation volumique
ε_a	Déformation axiale
N_g	Nombre des nappes de géotextiles
q_{ss}	Déviateur de contrainte mobilisé
R_q	Rapport de déviateur de contrainte
q_{Ng}	Déviateur de contrainte des échantillons renforcés par géotextile
q_0	Déviateur de contrainte des échantillons non renforcés
R_v	Rapport de la variation volumique
ε_{vNg}	Déformation volumique des échantillons renforcés par géotextile
ε_{v0}	Déformation volumique des échantillons non renforcés
SR_q	La pente de la droite qui représente R_q
SR_v	La pente de la droite qui représente R_v
R_{ss}	Rapport de la contrainte de cisaillement
τ	Contrainte de cisaillement
σ_n	Contrainte normale

INTRODUCTION GENERALE

Le phénomène d'instabilité des sols contenant des éléments fins fait partie de risque naturel : ce risque est une menace intempestive dangereuse dû à plusieurs phénomènes naturels, comme le séisme. L'instabilité des sols limoneux, face à ce phénomène, correspond à la perte de résistance du matériau saturé suite à une surgénération de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa résistance et commence à couler comme un liquide. Ce phénomène a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde: séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995, Izmir 1999, Chlef (El Asnam) 1980 et récemment le seisme de Boumerdes 2003.

Actuellement, il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité des sols à faible portance. Parmi les améliorations existantes, on cite entre autres: le compactage dynamique ou par explosifs, le préchargement, l'amélioration de la résistance par des conditions de drainage etc... Ces derniers temps l'utilisation des géotextiles a connu un accroissement important dans le domaine de génie civil à savoir le renforcement et la stabilisation des sols (stabilisation des pentes, talus, rive, chaussée, filtre, drain...). L'effet avantageux des matériaux géosynthétiques est dû spécialement à la forme dans laquelle il est utilisé. Ces derniers présentent des comportements différents, selon le type de renforcement et le type de sol utilisé.

L'objectif de ce document est centré sur l'étude de l'influence des géotextiles sur la résistance au cisaillement d'un sol limoneux (sable de la région d'Oued Chlef) qui a connu de nombreux phénomènes d'instabilité lors du séisme d'El Asnam en 1980, afin d'identifier le niveau de déformation ou le géotextile commence à contribuer à l'effort de cisaillement et ce dans le but d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ces sols.

Le présent travail concerne dans une première partie, une étude expérimentale en laboratoire, sur le comportement des mélanges sable-sol fin (limon) renforcés ou non par différentes inclusions géosynthétiques (fibres, nappes de géotextile), en utilisant des dispositifs bien instrumentés. En deuxième partie, une étude numérique basée sur la méthode des éléments finis, permettant de simuler le comportement de sol ainsi que le comportement continu des nappes géosynthétiques.

Les travaux réalisés au cours de cette thèse pour effectuer ces objectifs comprennent notamment:

- Des essais d'identification de sable, de limon et des matériaux synthétiques utilisés.
- Des essais de cisaillement direct à la boîte sur le sol de Chlef non renforcé et renforcé par des fibres synthétiques, réalisés au niveau de laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement (LsmE) de Chlef.
- Des essais triaxiaux monotones non drainés, sur le sol de Chlef non renforcés et renforcés par des inclusions horizontales en géotextile, réalisés au laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement (LsmE) de Chlef.
- Une modélisation numérique des essais triaxiaux drainés sur le sol de Chlef utilisé pour la validation d'un modèle en utilisant le code de calcul par éléments finis ABAQUS (6.14).

Cette thèse s'articule principalement sur trois parties : une recherche bibliographique, une étude expérimentale et une étude numérique.

En premier lieu, la première partie dresse une étude bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des sols limoneux. L'étude présentée dans le premier chapitre, se décompose en trois parties successives : la première met en évidence l'étude du comportement des sols limoneux, la deuxième partie tente d'extraire des généralités sur les différentes techniques qui sont utilisées actuellement pour améliorer la résistance des sols, à savoir les techniques d'utilisation des géosynthétiques, plus précisément les géotextiles. La troisième partie comporte une analyse sur les outils numériques utilisés dans le cadre de ce travail, portant sur la modélisation des géotextiles au sein des matériaux granulaires.

En second lieu, afin d'étudier l'influence des inclusions des matériaux géosynthétiques sur le comportement mécanique des mélanges de sable-limon, l'étude expérimentale va nous permettre de regrouper les résultats en trois chapitres :

Le deuxième chapitre, introduit la partie expérimentale de cette étude. Il comporte la présentation des matériaux étudiés, ainsi que les résultats des essais d'identification réalisés sur le sol étudié. Dans ce chapitre, sont présentés également les différents échantillons soumis aux essais, ainsi que les différents dispositifs expérimentaux (boîte de cisaillement et l'appareil triaxial) ainsi les modes opératoires adoptés.

Le troisième chapitre englobe les résultats de la première série d'essais mécaniques des mélanges sable-limon effectués à la boîte de cisaillement et renforcés par des fibres synthétiques ($f_b = 0,1 ; 0,25 ; 0,3$ à $0,5\%$ contenu volumétrique de fibres). Les échantillons ont été reconstitués à une densité relative initiale moyenne ($D_r = 50\%$). Pour étudier l'influence des fines sur le comportement mécanique, ces dernières ont été introduites à des pourcentages suivants ($f_c=0\%$, 20% , 30% et 40%). L'influence de l'humidité a été aussi pris en comptes. L'étude portera sur la comparaison entre les résultats obtenus pour les échantillons non renforcés, en mode sec ($\omega = 0$) et humide ($\omega = 3\%$), sous diverses contraintes de confinement verticales ($50, 100, 200$ et 300 kPa). Les résultats obtenus des sols renforcés avec des fibres sont comparés à ceux obtenus sur les sols non renforcés.

Dans le quatrième chapitre, sont présentés les résultats des essais triaxiaux monotones non drainés réalisés sur des mélanges sable-limon non renforcé et renforcé par des inclusions horizontales en géotextile tissé. Le travail porte sur plusieurs séries d'essais effectués sur le sable d'Oued Chlef, moyennement dense ($D_r = 50\%$), mélangé avec des pourcentages variables de limon ($f_c=0\%$, 10% , 20% et 30%). Ces essais ont pour but de bien comprendre l'influence de la teneur en fines et celle du nombre de nappes de géotextile ($N_g = 1, 2, 3$) sur la résistance au cisaillement du sol étudié.

En troisième lieu, une analyse numérique tridimensionnelle a été réalisée à l'aide du code de calcul en éléments finis ABAQUS (6.14) dans le cinquième chapitre. Le but est donc de valider un modèle de comportement, qui pourra prédire, avec une fiabilité acceptable, le comportement des sols non renforcés et renforcés par des nappes de géotextiles. Les résultats obtenus par le logiciel ABAQUS (6.14) sont comparés à ceux réalisés expérimentalement par Benessalah (2017) sur le sol de Chlef sous sollicitation triaxiale drainé.

Enfin, cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des principaux travaux réalisés sur les sols limoneux sous un comportement drainé et non drainé, les différentes techniques de renforcement des sols, et les outils numériques utilisés dans le cadre de ce travail, portant sur la modélisation de géotextiles au sein de matériaux granulaires.

1.1. Introduction

L'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent plusieurs recherches sur le comportement et l'utilisation des propriétés mécaniques des sols. Pour cette raison, l'étude de comportement d'un sol soumis à des efforts permet d'estimer les déformations résultant des contraintes appliquées et de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par n'importe quel ouvrage. L'étude bibliographique présentée dans ce chapitre, se décompose en trois parties successives. Afin de mieux comprendre le comportement de sol étudié. La première partie passe en revue les principaux traits du comportement des sols limoneux, elle est bâtie autour de quelques définitions et d'une présentation synthétique de l'ensemble des résultats concernant les expérimentations réalisées, pour analyser le comportement des ouvrages en sol limoneux. La deuxième partie tente d'extraire les différentes techniques concernant l'amélioration des sols et une synthèse détaillée sur les inclusions géosynthétiques et leurs contributions d'une manière générale au comportement global des sols renforcés. Enfin, une présentation des outils numériques utilisés dans le cadre de cette étude, relatifs à la méthode des éléments finis, afin de mieux appréhender le comportement de sol renforcé et non renforcé et améliorer la compréhension de certains paramètres de sol étudié.

1.2. Comportement mécanique des sols limoneux

Le comportement mécanique d'un sol sous chargement monotone ou cyclique présente des phénomènes et des propriétés très variées. Cela est principalement dû aux nombreux facteurs qui interviennent lorsqu'un sol se déforme sous l'action d'efforts extérieurs.

En général, les sols se présentent à l'état naturel comme matériaux plus ou moins homogènes (sable, limon, argile), mais également sous forme de mélange hétérogène notamment de (sable et limon). Cependant, plusieurs études ont indiqué que la nature physique du mélange d'un sol constitué de sable et limon est entièrement différente de celle du sable homogène propre (Zlatovic et Ishihara (1995), Lade et Yamamuro (1997), Thevanayagam et al. (1997), Thevanayagam (1998), Yamamuro et Lade (1998), Amini et Qi (2000), Naeini (2001), Naeini et Baziar (2004)). Ils ont indiqué que grâce à la variété de la taille des grains et à la disponibilité des vides qui sont plus grand que les grains ; à faibles teneurs en fines, certains grains fins peuvent rester inactifs occupant seulement les espaces des vides sans pour autant affecter ou contribuer à la chaîne de résistance.

A cet effet, cette recherche a pour objectif d'étudier sous différents types de sollicitations le comportement de deux types de sol granulaire : un sol homogène présenté par un sable propre et un sol hétérogène présenté par un mélange constitué de sable et sol fin désigné par le limon.

1.2.1 Comportement des sols limoneux sous sollicitation monotone

La connaissance du comportement d'un sol soumis à des efforts constitue un enjeu important puisqu'elle permet d'estimer les déformations résultant des contraintes appliquées et de prévoir en particulier la rupture du massif (Saitta A, 1994). Cependant, l'étude du comportement d'un sol donne des informations supplémentaires sur les déformations de sol étudié et la possibilité d'identifier les différentes caractéristiques nécessaires pour l'étude d'un ouvrage. Le comportement du sol sous un chargement monotone est caractérisé par un domaine d'élasticité où les déformations restent variables. Ensuite, au-delà de ce chargement apparaissent des déformations plastiques. Pour certains chemins de contrainte, le sol peut atteindre un état de rupture.

1.2.1.1 Résistance et rupture des sols

En pratique, la rupture s'apprécie d'après les déformations du sol. La résistance au cisaillement dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. Selon M.El Gonnouni (2010), on trace en cours d'un essai de cisaillement la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 1.1 :

- la courbe I présente un maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ϵ_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante.
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ϵ_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée est révélatrice de l'état du sol : les sols denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte

lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sols lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

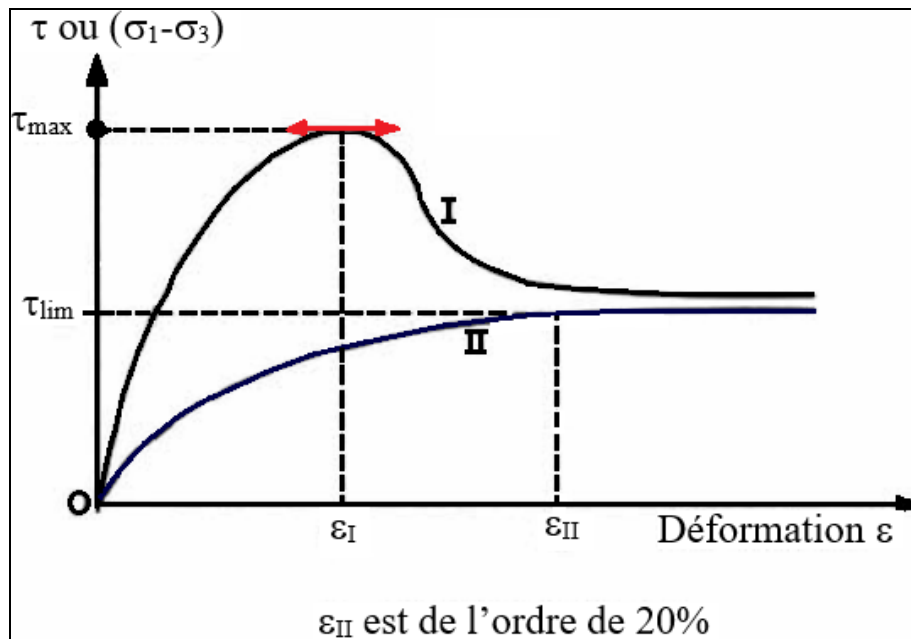


Figure 1.1: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

Dans les sols saturés, cette résistance est influencée par des conditions d'application des efforts qui commandent la répartition des contraintes appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol. De ce point de vue, on distingue que le drainage de sol comporte deux grands types de comportement du sol : un comportement drainé et un comportement non drainé.

1.2.1.2 Comportement drainé du sol

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé. Le comportement drainé parfait correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer de surpressions interstitielles. Ces surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées.

Lors d'un essai triaxial, pour une compression drainée et monotone où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, l'échantillon de sol verra initialement, son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_2$) augmente, c'est la phase de contractance, cette dernière est la résultante de l'enchevêtrement des grains de sol, elle correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée. Par contre la phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sol, c'est la composante irréversible de l'augmentation du volume du sol soumis au cisaillement, elle correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de plusieurs facteurs. La figure 1.2 établit par J.Canou et al. (2000) présente les comportements typiques observables à l'appareil triaxial lors du cisaillement drainé d'un sable à partir d'un état initial lâche et dense pour un même niveau de consolidation isotrope appliqué.

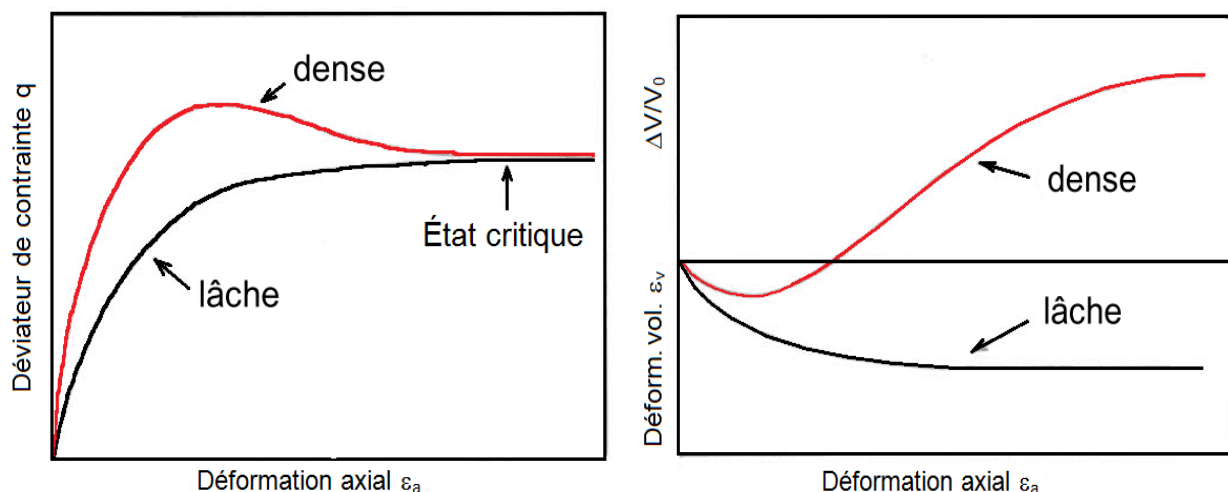


Figure 1.2 : Comportement typique des sols sous sollicitation triaxiale drainée

Suivant Luong (1978), les essais triaxiaux conventionnels en condition drainée, en compression ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) comme en extension ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$) permettent de définir de façon très simple, par le niveau de contrainte correspondant au passage de la déformation volumétrique dilatante, un état caractéristique du sol qui est compatible avec l'état et associé à un taux de variation de volume nul ($\varepsilon_v=0$), un domaine de déformation du sol relativement faible et stable bien avant la rupture et une indépendance vis-à-vis de la porosité initiale.

1.2.1.3 Comportement non drainé du sol

Dans un comportement non drainé lors d'un essai triaxial en compression monotone, le chargement est assez rapide sur un échantillon d'un sol saturé, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée. De ce fait, les propriétés de contractance et de dilatance, qui caractérisent la nature des déformations volumiques d'origine irréversible des sols sollicités en cisaillement, sont fondamentales car ce sont elles qui contrôlent la réponse mécanique du matériau, donc la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur la variation de la pression interstitielle.

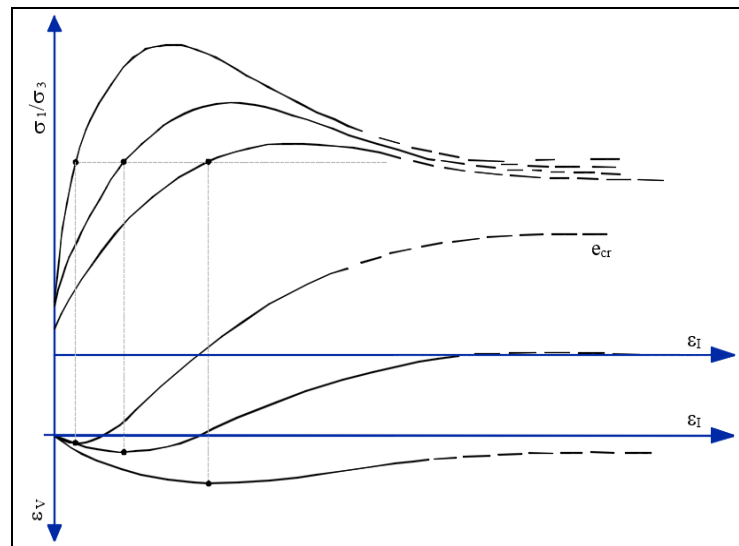


Figure 1.3 : Variation de volume sous chargement monotone (Luong et Habib, 1978)

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par la tendance à la densification du volume solide résultant des glissements et roulements entre grains occasionnés par la sollicitation appliquée, elle correspond à un mécanisme de densification de l'empilement granulaire, à cet effet, la contractance est donc la composante irréversible de la diminution de volume du sol soumis au cisaillement.

Le niveau des contraintes déviatoires pour lequel s'inversent le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, défini par Luong et Habib (1978), correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé comme indique la figure 1.3.

Ce niveau de contrainte est associé à une vitesse de variation de volume nulle ($\varepsilon_v = 0$), un seuil entre l'enchevêtrement et le désenchevêtrement des grains de sol, des déformations faibles et un angle de frottement caractéristique.

En absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette.

La figure 1.4 présente des courbes typiques obtenues pour définir les comportements non drainés correspondants. On remarque une différence importante à celles de la figure 1.2 en termes de courbes de cisaillement, avec un comportement très stable, pour le sol dense. Par contre, pour le sol lâche, on observe un comportement apparemment très instable, avec un pic très marqué de résistance au cisaillement non drainé, suivi d'une chute très rapide de résistance jusqu'à obtention d'une résistance ultime extrêmement faible et pratiquement constante.

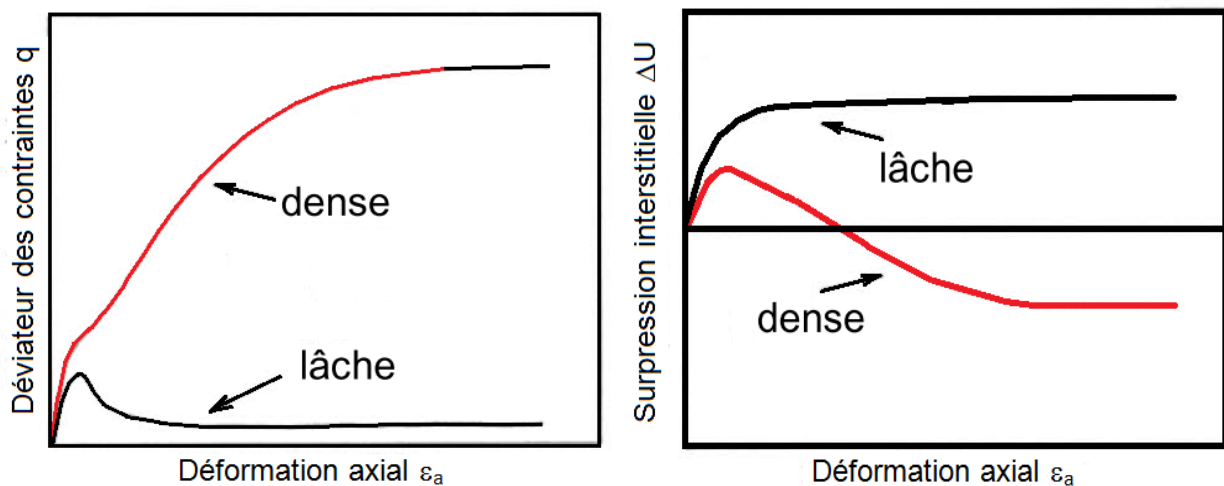


Figure 1.4 : Comportement typique des sols sous sollicitation triaxiale non drainé
(J.Canou et al. 2000)

En termes d'évolution des surpressions interstitielles au cours du cisaillement, J.Canou et al. (2000) ont montré que le sol lâche a un comportement uniquement contractant, avec un taux de génération de la surpression toujours positif et stabilisation progressive, alors que le sol dense présente tout d'abord une phase contractante à taux positif suivie d'une phase dilatante, à taux négatif, le point à taux nul correspondant à la transition entre contractance et dilatance, où l'on retrouve la notion de seuil caractéristique. La décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

1.2.1.4 Principaux concepts rhéologiques des sols limoneux sous chargement monotone

La rhéologie est la branche de la physique qui s'intéresse à la déformation des matériaux sous des sollicitations mécaniques, thermiques ou physico-chimiques. La relation (ou loi) de comportement d'un matériau relie des grandeurs cinématiques telle que la déformation à des grandeurs statiques comme les contraintes. De façon formelle, cette relation peut être écrite comme $\sigma = M(\varepsilon, \varepsilon', \dots)$ où M est une fonction tensorielle représentant la relation de comportement. La structure de cette fonction repose sur la mécanique et la thermodynamique des milieux continus et aussi sur des mesures de déformation expérimentale. L'étude rhéologique d'un sol sous un comportement mécanique monotone permet de définir en quelque sorte un comportement enveloppe à l'intérieur duquel vont venir s'inscrire les différents types de comportement cyclique observés [Hyodo et al. \(1994\)](#). Pour cette raison, on va étudier les principaux concepts rhéologiques des sols existés sous un chargement monotone :

a. Etat critique

Selon [Schofield et al. \(1968\)](#), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux. S'il est continuellement cisailé (grande déformation), il atteint asymptotiquement un état privilégié pour lequel il se déforme à volume constat. Alors que dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement, la réorientation ou la dégradation des grains est ignorée.

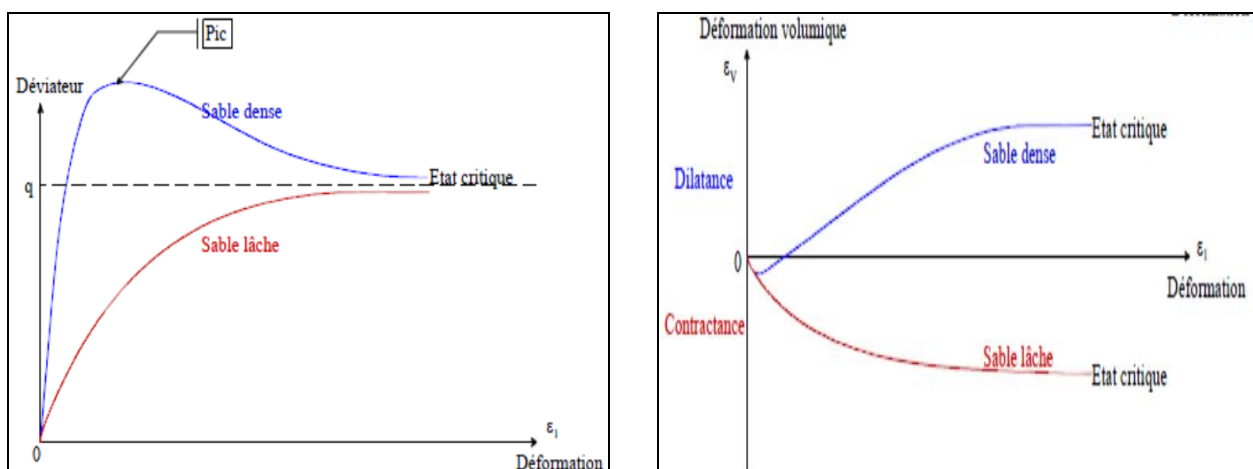


Figure 1.5 : Courbe de déviateur et déformation volumique en fonction de déformation axiale lors d'un essai triaxial sous un comportement drainé

b. Notion de la contractance et de la dilatance

La contractance et la dilatance sont liées directement à la structure de sol. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement présente dans le cas de sols lâches alors que la dilatance représente le phénomène inverse, observable dans les sols denses (Figure 1.6).

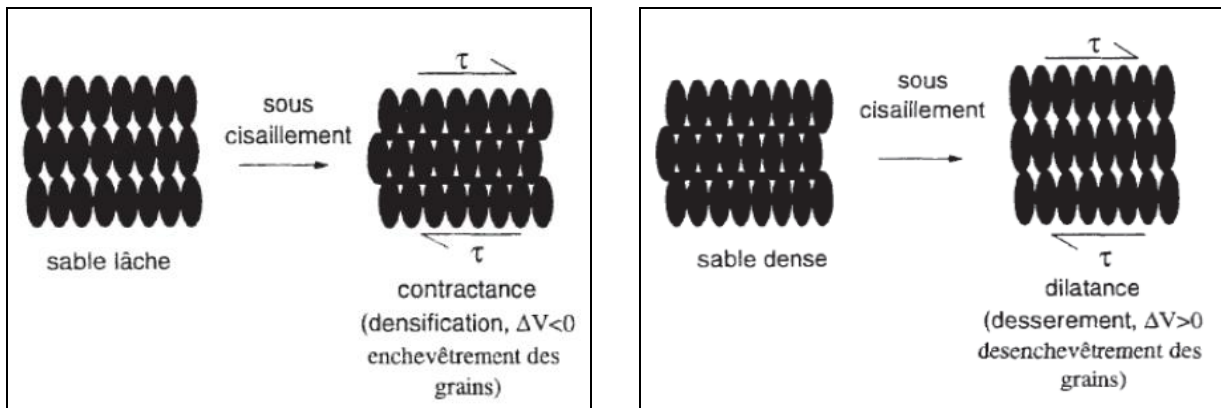


Figure 1.6 : Notion de la contractance et de la dilatance sous cisaillement (Aouadi, 2013)

c. Etat caractéristique

L'état critique du sol dans le domaine de grandes déformations à la rupture se produit sans variation de volume et donc il ne permet pas de suivre l'évolution de la déformation irréversible, pour cette raison, il est nécessaire d'étudier les mécanismes de déformation d'un sol tout le long du chargement, et pas seulement à la rupture, en grande déformations.

Luong (1980), Habib et Luong (1978) mettent bien en évidence que le passage de la phase de contractance à la phase de dilatance correspond à un état particulier important, qui définit, en condition drainée, à une pression de confinement constante dans le plan des contraintes, un seuil de transition linéaire, appelé seuil ou état caractéristique où le matériau est contractant ou dilatant (figure 1.7).

Cette droite appelée droite caractéristique (ou ligne de transformation de phase selon Tatsuoka et Ishihara (1974), sépare l'espace des contraintes admissibles en un secteur subcaractéristique contractant et un secteur surcaractéristique dilatant.

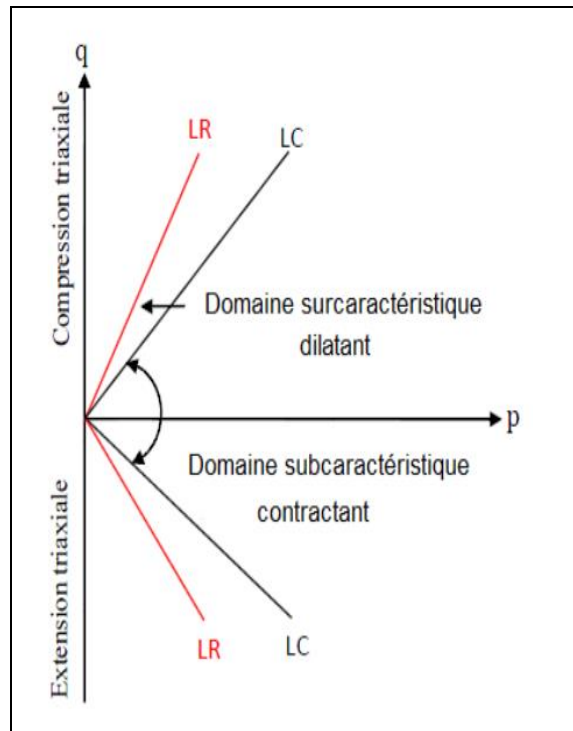


Figure 1.7 : Notion d'état caractéristique de sol (Luong, 1980);
LC : ligne caractéristique - LR : ligne de rupture

1.2.1.5 Facteurs influant sur le comportement monotone

Le comportement mécanique sous chargement monotone est affecté par de nombreux facteurs influant sur la résistance au cisaillement du sol observé dans les essais et dans les massifs de sols en place.

Ces facteurs dépendent principalement de la nature et de l'état du sol, de l'intensité des efforts exercés et de la manière dont ces efforts sont appliqués. Cette résistance augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Parmi les facteurs influant sur le comportement monotone, on note :

a. Influence du confinement

Della et al. (2011) ont montré une augmentation de la résistance au cisaillement de sable avec l'augmentation de la pression de confinement. La Figure 1.10a montre que le déviateur des contraintes atteint un pic en faibles déformations, puis il augmente continuellement jusqu'à une valeur stable. Le chemin de contraintes correspondant (Figure 1.10b) évolue à droite de la pression de consolidation.

Les résultats obtenus par [Vaid et Sivathayalan \(1995\)](#) montrent que la contrainte de confinement n'influe pas beaucoup sur la résistance à la liquéfaction des sables lâches; par contre pour les sables denses, on remarque que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

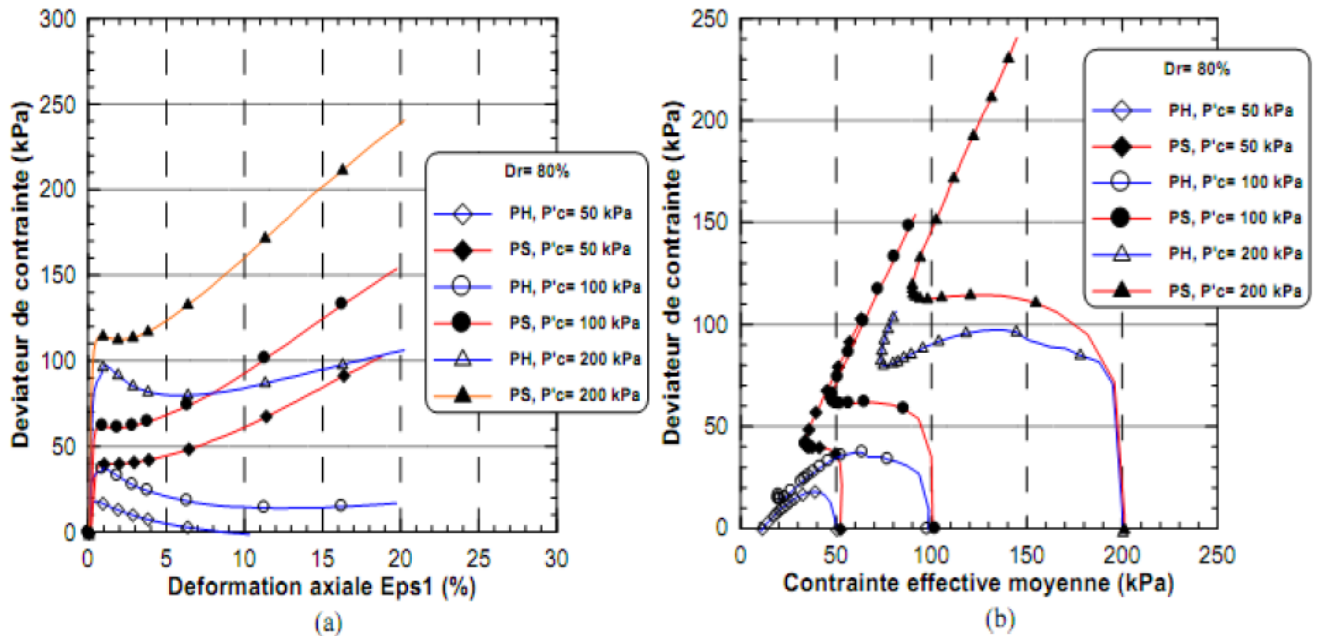


Figure 1. 8 : Essais non drainés sur sable dense : (a) courbe de cisaillement, (b) chemin de contrainte ([Della et al. 2011a](#))

b. Influence de la variation de densité relative

Comme le montre les résultats des essais triaxiaux non drainés réalisés par [Bahda \(1997\)](#), à une même contrainte de consolidation $\sigma_c = 100$ kPa et à des indices des vides différents, la densité a une influence importante sur le comportement du sable, notamment sur la résistance au cisaillement au cours de chargement.

Les essais triaxiaux cycliques réalisés par [Arab \(2009\)](#) ont indiqué que la densité relative a une influence sur le potentiel de liquéfaction du sable de *Chlef* pour trois densités relatives $I_d = 0,15, 0,50$ et $0,65$. La figure 1.9 montre bien que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la densité relative et avec la diminution de l'amplitude du chargement.

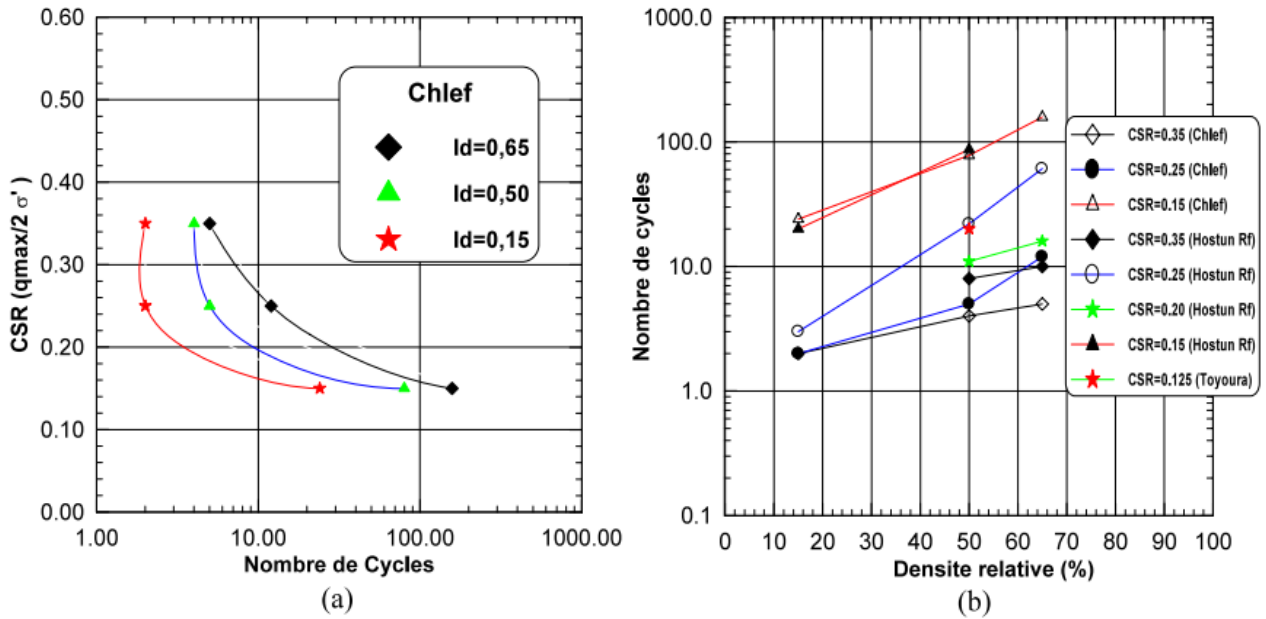


Figure 1. 9 : Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef (Arab, 2009)

c. Influence de la granulométrie

La granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Selon (Lee et Fitton (1968), Tsuchida (1970), Seed et Idriss (1971)...), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 1.8 montre des exemples de ces courbes. On note que les graviers et les sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

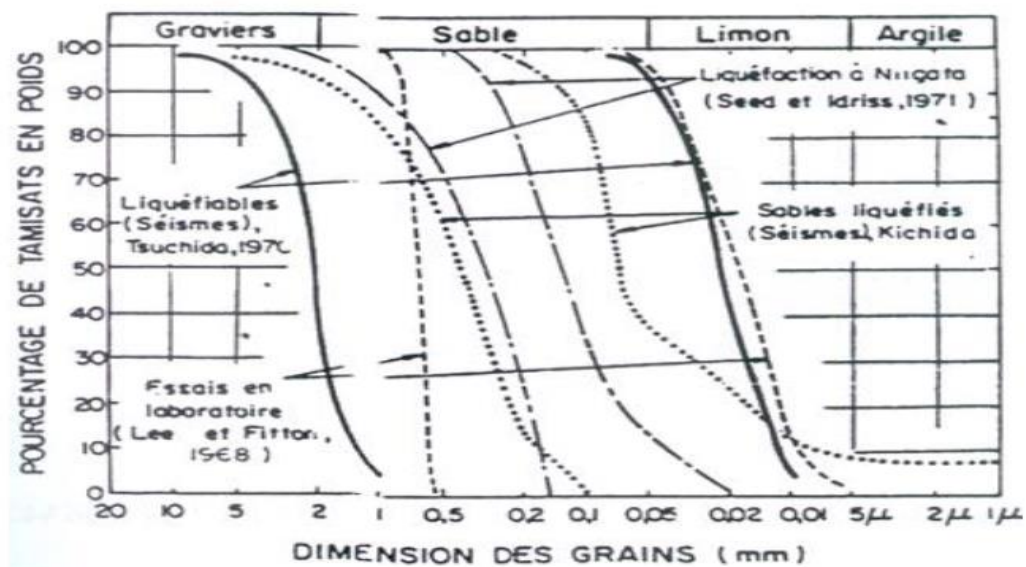


Figure 1.10 : Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après différents auteurs (Pecker, 1984)

d. Influence de la présence des fines

Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules de grain sont inoccupés, les fines se trouvent au point de contact entre les grains. Durant le chargement, les particules limoneuses sont chassées dans les vides, ce qui cause l'effondrement de la structure du sol. Plusieurs études ont montré que l'augmentation de la teneur en fines dans un sable augmente la résistance à la liquéfaction (Chang et al. (1982), Amini et Qi (2000)), autres études montrent que la présence des fines diminue la résistance à la liquéfaction des sables (Tronsoco et Verdugo (1985), Zlatovic et Ishihara (1997)). Des autres recherches ont montré que la résistance au cisaillement diminue initialement jusqu'à une certaine teneur en fines (seuil) puis elle réaugmente avec l'augmentation de cette teneur (Koester (1994), Bouferra et Shahrour (2003)).

- Influence des fines sur le comportement des mélanges

Arab (2009) a montré à partir des essais triaxiaux que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement du sol limoneux (l'angle de frottement décroît de 31° à 27° quand la fraction des fines croît de 0 à 50%), mais affecte peu l'angle caractéristique.

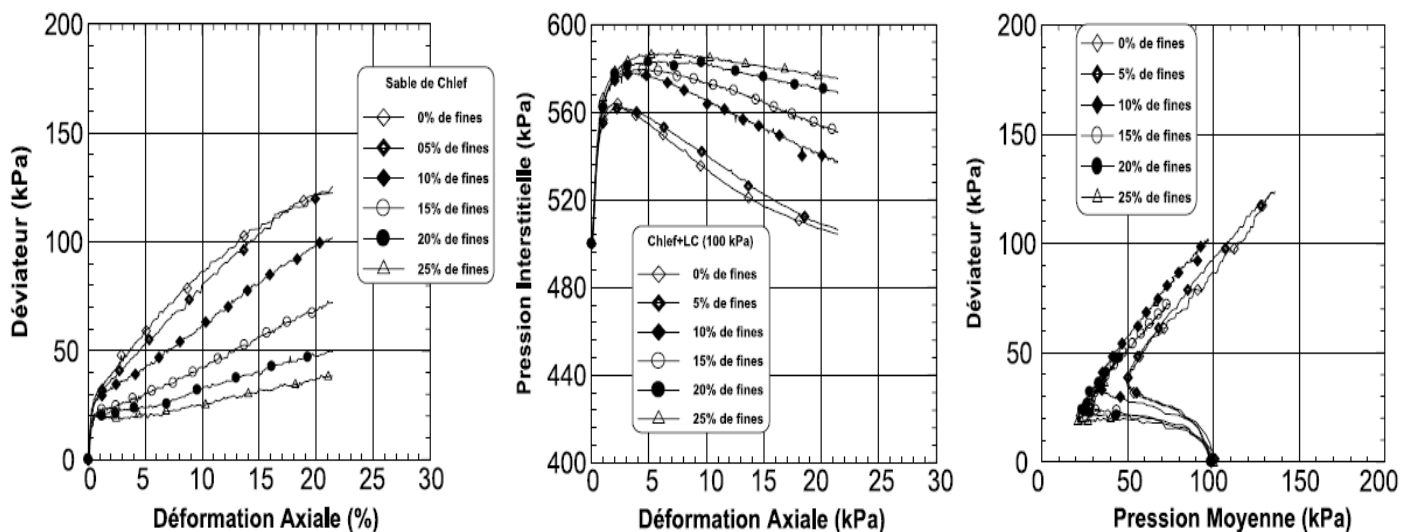


Figure 1.11 : Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon ($\sigma_c=100$ kPa) (Arab, 2009)

L'effort résiduel S_{us} diminue d'une manière linéaire et significative avec l'augmentation de la fraction des fines, se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se

manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction des fines augmente (Figure 1.11).

A faible teneur en fines, la présence de particules limoneuses peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). La présence d'une petite quantité de fines produit, durant le cisaillement initial, un comportement contractant ; puis l'échantillon mobilise un effort résiduel pour augmenter sa résistance.

- Effets des fines sur le comportement non drainé

Pitman et al. (1994) ont réalisé des essais triaxiaux sur un mélange de sable-limon avec différentes teneurs en fines, le sable d'Ottawa a été mélangé à la silice. Les résultats trouvés ont montré que la résistance à la liquéfaction augmentait d'une manière significative avec l'augmentation de la fraction des fines (figure 2.12a).

Des résultats similaires ont été trouvés par Vaid (1994) sur un mélange de sable avec des fines non plastiques. Les réponses au cisaillement non drainées ont montré une dilatance du sol avec l'augmentation de la teneur en fines lorsque f_c passe de 0 à 22.3%, la densité relative variant de 29 à 98% (figure 2.12b).

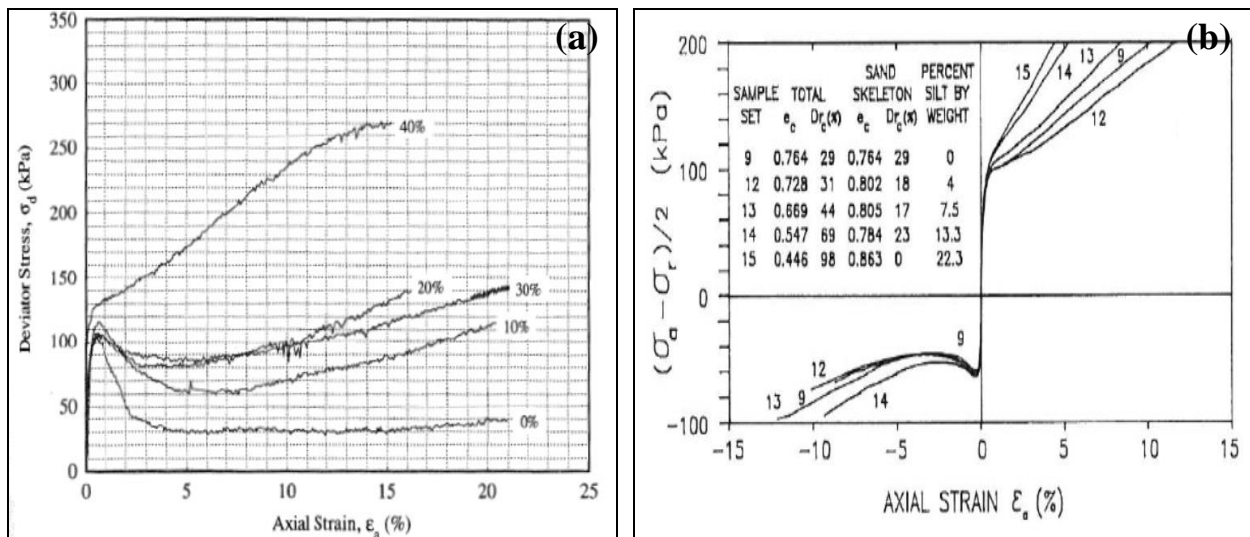


Figure 1.12 : a). Réponse contrainte-déformation pour le mélange sable (Ottawa) avec des fines de silice (Pitman et al. 1994) - b). Contraintes-déformations axiales (sable de Brenda 20/200 avec des fines non plastiques) (Vaid, 1994)

- Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (e_{\max} et e_{\min})

Généralement le sable contient des fines avec une large gamme de taille de grains, il est possible que les plus petites particules telles que les fines ne participent pas dans le sol pendant le chargement et restent inactives, elles occupent uniquement l'espace vide créé par les gros grains de sable. [Cubrinovski et Ishihara \(2002\)](#) ont montré que les indices des vides e_{\max} et e_{\min} diminuent avec l'augmentation de la fraction des fines jusqu'à une teneur en fines entre $f_c = 20\% - 40\%$ ensuite, ils réaugmentent avec l'augmentation de la teneur en fines (Figure 1.13), pour le sable Cambria mélangé aux fines de Nevada ([Lade et al, 1998](#)), ce qui conduit également à une augmentation dans la gamme du rapport des indices de vide.

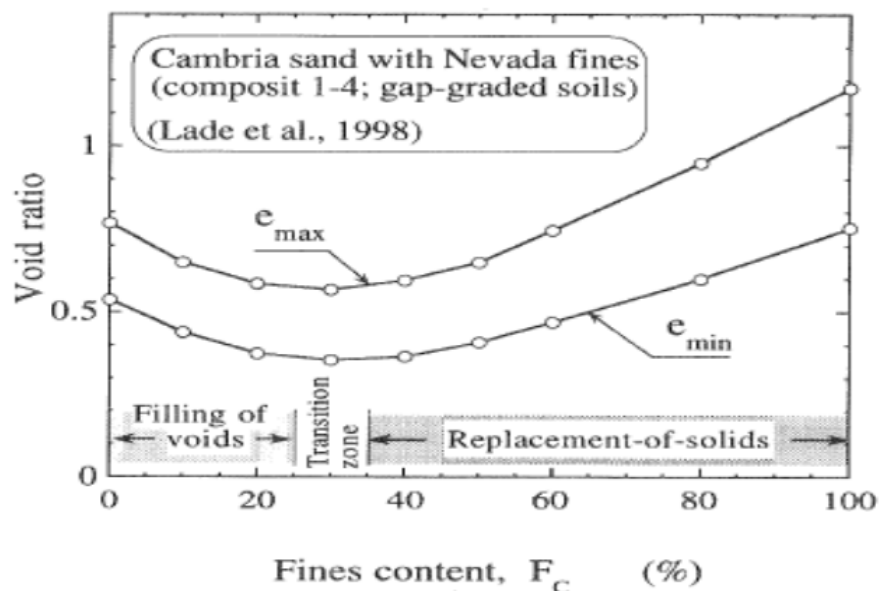


Figure 1.13: Variation des indices de vides maximal et minimal avec des fines de Nevada ([Cubrinovski et Ishihara, 2002](#))

1.2.2 Comportement des sols limoneux sous sollicitation cyclique

Les sollicitations cycliques appliquées aux sols peuvent être de nature très différente en fonction de leur origine, en termes d'amplitude, de fréquence, de régularité du signal, etc... Pour les séismes de magnitude importante dans lesquels est observé particulièrement le phénomène de liquéfaction qui apparut très tôt dans la littérature ([Hazen \(1920\)](#), [Terzaghi \(1925\)](#), [Terzaghi \(1956\)](#)), les sollicitations sont complexes, tridimensionnelles, avec des amplitudes fortes et des effets dynamiques importants. Dans certains cas, lorsque le chargement est rapide (condition non drainée), de grandes déformations peuvent apparaître dans

les massifs, elles sont dues à une accumulation des surpressions interstitielles au cours des cycles traduit par l'annulation des contraintes effectives en certains points du massif.

1.2.2.1 Comportement drainé du sol

Lors d'un essai triaxial cyclique ou la contrainte déviatoire ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons deux types de comportement essentiels, qui sont principalement l'accommodation caractérisée par une densification progressive du sol conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycles et le rochet caractérisé par une dilatance progressive menant à la rupture du sol, ce comportement est obtenu pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine surcaractéristique. Les recherches de Luong (1980) ont montré que la position de la valeur moyenne du déviateur de contraintes par rapport à la droite caractéristique, dans l'espace des contraintes (P', Q) gouverne les variations de volume.

1.2.2.2 Comportement non drainé du sol

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, les effets de contractance et de dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle. Le diagramme de la figure 1.14 montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan (P', q). Selon Luong (1980), la liquéfaction, au sens d'annulation des contraintes effectives, ne peut avoir lieu que si le déviateur appliqué est autour de l'axe hydrostatique.

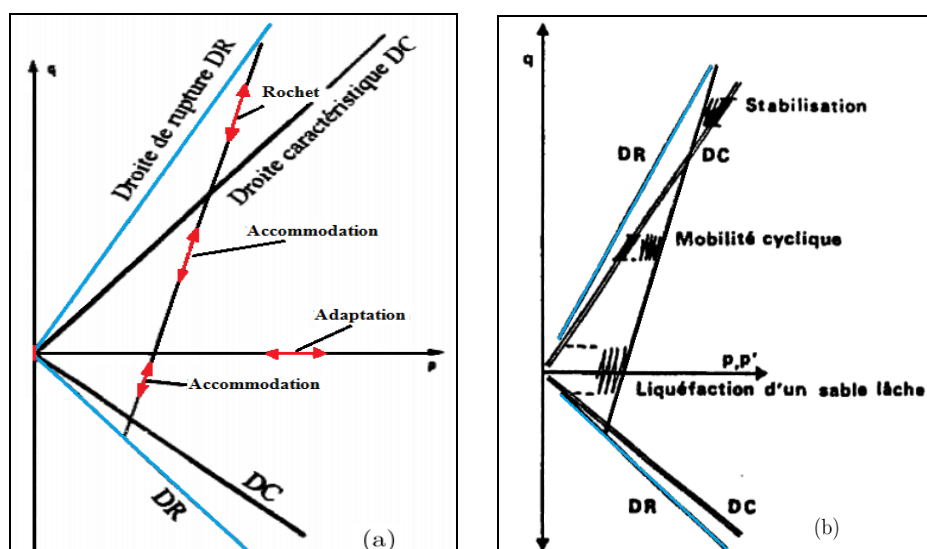


Figure 1.14: Zones des différents comportements cycliques du sable en condition: a) drainée; et b) non drainée (Luong, 1980)

1.3 Techniques d'améliorations de sol

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibration par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but d'augmenter la capacité portante et la résistance au cisaillement, de diminuer les tassements et de diminuer ou d'éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

D'une manière générale, on distingue deux catégories essentielles des méthodes d'améliorations des sols en fonction de la méthode d'obtention de l'amélioration. La première catégorie regroupe les méthodes qui conduisent à l'amélioration par densification des propriétés mécaniques du sol soit par des techniques de chargement (pré-chargement, consolidation par le vide), par compactage (vibro-flotation, compactage dynamique, compactage par explosifs) ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis composés d'un mélange de sable et de ciment). La deuxième catégorie regroupe les méthodes d'amélioration faisons intervenir l'inclusion dans le sol d'élément tel que les géosynthétiques.

La figure 1.15 écrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, qui dépendent par référence aux classes granulométriques et à l'état des sols que l'on désire améliorer.

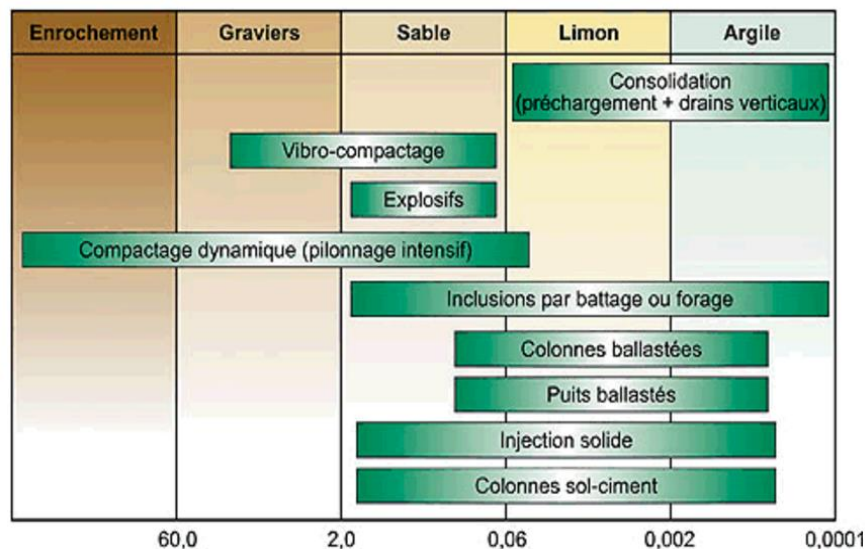


Figure 1.15: Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en fonction de la granulométrie du sol initial (Gambin, 1981)

1.3.1 Techniques d'améliorations des sols par inclusions géosynthétiques

1.3.1.1 Caractéristiques et structure des géosynthétiques

Géosynthétique est le terme générique désignant un produit, dont au moins l'un de ces constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux. Ces produits sont habituellement classés en trois types de matériaux :

- Les géomembranes et produits apparentés.
- Les géotextiles sont des produits apparentés.

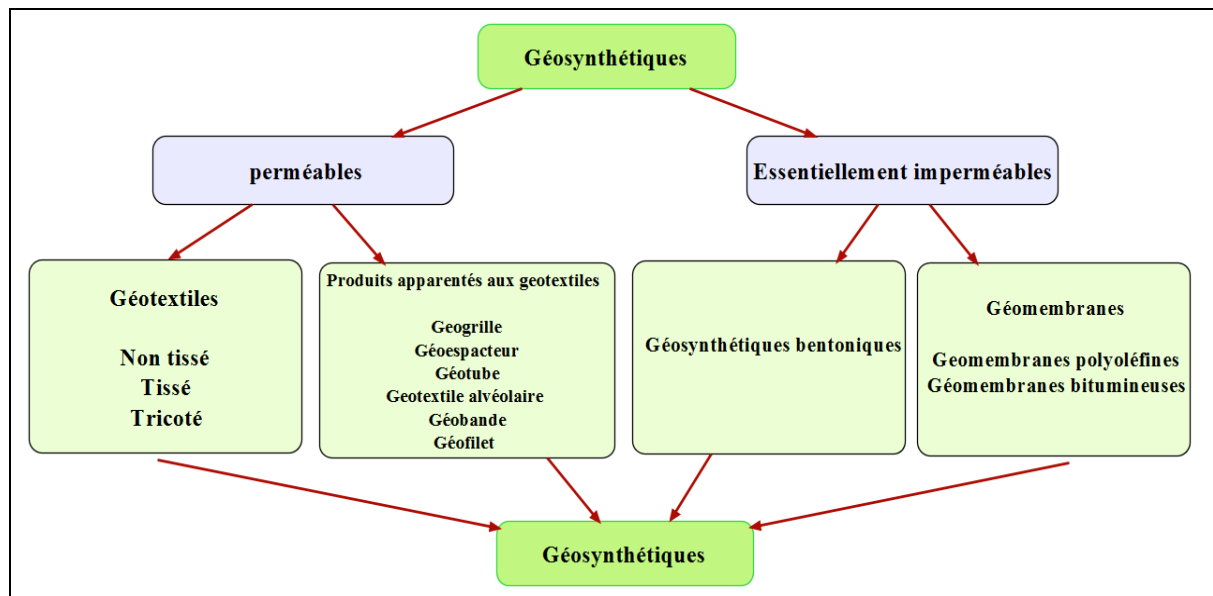


Figure 1.16: Différents produits géosynthétiques

Les *Géomembranes* sont des nappes continues imperméables qui sont le plus souvent à base de polymère ou de bitume. Les produits apparentés aux Géomembranes sont principalement les Géosynthétiques bentoniques (GSB).

Les *géotextiles* sont des produits textiles à base de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'application. Ces produits, qui seront principalement traités dans ce mémoire et qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres.



Figure 1.17: Structure de géotextile : a) - non tissés ; b) - tissés ; c) tricoté

Les matières premières utilisées par l'industrie textile pour la fabrication des géotextiles ont été d'abord des produits naturels d'origine végétale (jute, coton), animale (laine, soie) et minérale (amiante). Les produits chimiques organiques comme les polymères naturels transformés (viscose, acétate), les polymères synthétiques (polyester, polyamide, polyéthylène, polypropylène) ainsi que les produits chimiques inorganiques d'origine minérale (verre, carbone) et métallique constituent actuellement la plus grande source d'approvisionnement en matières premières. Parmi les géotextiles voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles non tissés, tissés et tricotés composés de fibres (Figure 1.17). Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles. Lorsqu'ils sont tissés, les géotextiles présentent généralement deux directions principales d'orthotrope mécanique dans le plan des nappes. Lorsqu'ils sont non tissés, le matériau devient globalement isotrope.

Les produits apparentés aux géotextiles, comme les géogrilles, sont des produits synthétiques découpés et étirés formant de véritables grilles offrant une adhérence sol-géosynthétique optimale. Les géocomposites sont des assemblages manufacturés des matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille combinée avec un géotextile non-tissé.

1.3.1.2 Principaux fonctions des géosynthétiques

L'utilisation des matériaux géosynthétiques apparaît très importante dans les travaux de génie civil : constructions routières, soutènements, sols de fondations, talus et voies ferrées, vis-à-vis de la stabilité et de renforcement. Ces matériaux synthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir six fonctions principales à savoir :

a) Fonctions mécaniques

- *Séparation* : Limiter les lessivages du matériau fin et, par-là, le transport des fines dans le matériau grossier, et d'éviter une retenue unilatérale de l'eau sur le géotextile.
- *Renforcement* : Renforcer signifie créer une structure ayant des propriétés améliorées, composé d'un sol qui a généralement une résistance à la traction quasiment nulle, mais qui résiste à la compression, et d'un géotextile qui a une bonne résistance à la traction.
- *Protection* : Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation et absorbe les charges ponctuelles.
- *Anti érosion* : Les géotextiles peuvent être utilisés contre les effets naturels (pluie, vent, vague) et favoriser la végétalisation des talus ou des berges.

b) Fonctions hydrauliques

- *Filtration* : Empêcher l'entraînement de particules fines, c'est-à-dire le transport du matériau fin dans celui à gros grains et donc assurer un débit pratiquement sans pression par rapport au comportement à long terme à travers le géotextile.
- *Drainage* : Assurer l'évacuation de l'eau avec une perte de charge minimale dans le géotextile. Il s'agit d'empêcher le lessivage des fines et leur transport à l'intérieur du géotextile, ce qui réduirait la perméabilité dans le plan du géotextile.

1.3.1.3 Principaux mécanismes de comportement des géosynthétiques dans les ouvrages renforcés

Les géosynthétique ne peuvent mobiliser a priori que des efforts de traction interne ; les moments fléchissant et efforts de compression que l'on pourrait calculer seraient faibles comparativement au niveau de contraintes de traction sollicitées. En général, on distingue trois mécanismes d'action différents selon le comportement des nappes de géosynthétique en interaction avec le sol (Koerner, 1994):

- a) *Mécanisme en ancrage* : Le mécanisme en ancrage ou en armature consiste en une reprise par frottement à l'interface sol-géosynthétique des efforts tangents à la nappe de

renforcement. Ce mode de sollicitation n'est rendu possible que par une interaction effective sol- géosynthétique ;

- b) *Mécanisme en cisaillement d'armature* : Obtenu lorsqu'une contrainte verticale est appliquée sur le géotextile placé entre deux couches de sol, de telle sorte qu'il peut reprendre les contraintes tangentielles induite par le sol, c'est à dire que les deux matériaux sont cisailés sur leur interface ;
- c) *Comportement en membrane* : On appelle « effet membrane » l'aptitude d'un renfort géosynthétique à s'incurver pour s'opposer, par traction, à des efforts orientés initialement dans la direction perpendiculaire à son plan. Les hypothèses formulées dans leurs analyses concernent principalement, l'orientation de la charge répartie et le forme de la déformée.

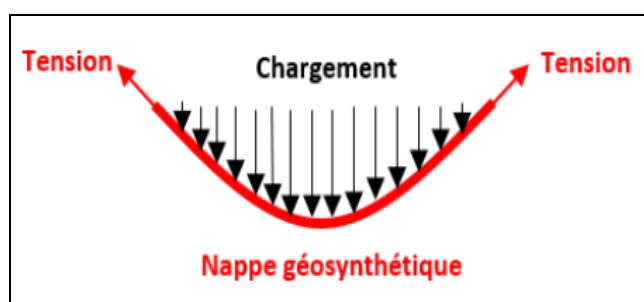


Figure 1.18. Schéma de principe du renforcement par géosynthétique sous l'effet membrane

1.3.1.4 Applications des géosynthétiques pour le renforcement

De manière générale, les études portant sur le renforcement des sols par des nappes géosynthétiques montrent que son rôle principal est de fournir une résistance à la traction au sol de qualité médiocre qui, autrement, aurait une résistance relativement forte en compression et une faible résistance en traction. Les principaux domaines d'application du renforcement des sols par géosynthétique sont les suivants:

- a) Remblais sur sols mous

La construction des massifs de remblai s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent

s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Il existe trois situations où le géotextile peut être utilisé, tout le long de la base du remblai, comme élément de renforcement (Figure 1.19).

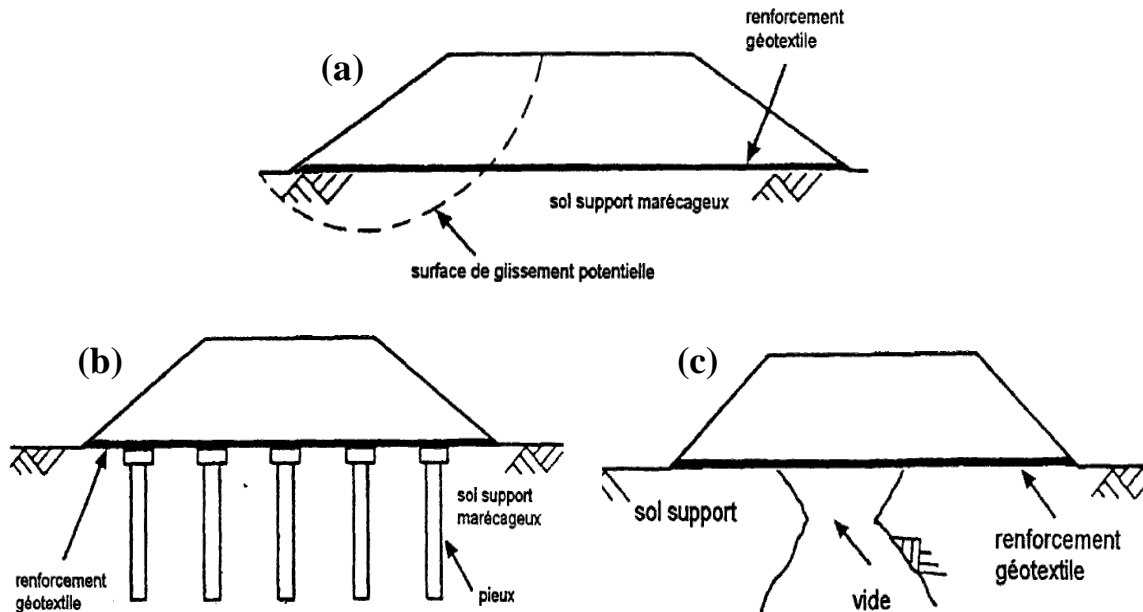


Figure 1.19 : Applications de géotextiles dans les remblais (Jewell, 1989)

- *Remblais construits sur des sols de fondation mous* : le géotextile augmente la stabilité du remblai (en empêchant que d'éventuels glissements se produisent) (Figure 1.19a).
- *Remblai sur pieux* : le géotextile permet un meilleur transfert des sollicitations à partir du remblai directement dans les pieux (Figure 1.19b).
- *Remblai sur une zone de subsidence*, le géotextile est plutôt utilisé comme précaution contre les subsidences ultérieures (Figure 1.19c).

L'efficacité des géosynthétiques utilisés pour le renforcement des remblais sur sols mous peut être estimée par le facteur d'efficacité. Les résultats trouvés par Otani et Palmeira, 2007 ont démontré des augmentations considérables de la durée de vie de l'ouvrage (Figure 1.20) grâce à l'utilisation de géosynthétiques en renforcement.

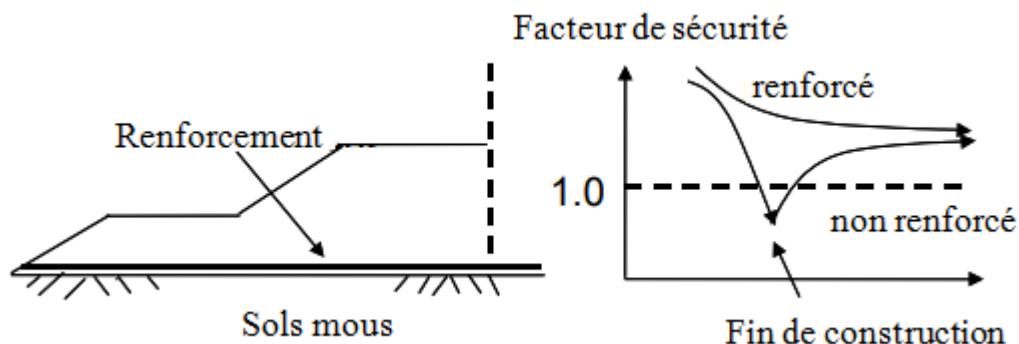


Figure 1.20 : Efficacité des géosynthétiques pour le renforcement des remblais
(Otani Palmeira, 2007)

Les remblais peuvent également être érigés avec des matériaux divers mis en place par couches avec interposition de géotextiles entre les couches. On parle ainsi de remblais multicouches, dans lesquels le géotextile a une fonction principale de renforcement en limitant par reprise de traction les extensions dans l'ouvrage, ce qui permet d'en assurer la stabilité (Amidou, 1995).

b) Murs de soutènement

Dans les ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles, le géotextile forme avec le sol un nouveau matériau possédant une résistance à la traction et une capacité de déformation sans rupture supérieures, conférant ainsi à l'ouvrage une stabilité améliorée.

En 1986, Wichter et al. (1986) s'intéressent au comportement d'un massif en limon marneux, renforcé par des géosynthétiques *Stabilenka 200* de tension maximale à la rupture $T_r = 210$ kN/m, de déformation maximale à la rupture $\varepsilon_r = 9\%$, chargé localement en tête. L'ouvrage expérimental (Figure 1.21), de 4,50 m de hauteur, est renforcé par cinq géosynthétiques s'étendant à l'intérieur du massif jusqu'à 3,25 m depuis le pied du parement. Une dalle de largeur $B = 1,20$ m, posée sur la zone renforcée du mur est surmontée par un vérin. Elle sollicite localement le massif par 10 paliers successifs jusqu'à 500 kN/m. Lors du chargement, la partie sommitale du massif s'est fortement déplacée dans la direction horizontale après un chargement équivalent à 55% du chargement maximal appliqué (un déplacement maximal de 33 cm est relevé en fin d'essai), alors que le reste du parement se déplace progressivement (la base de l'ouvrage se déplace très faiblement) (Haza, 1997).

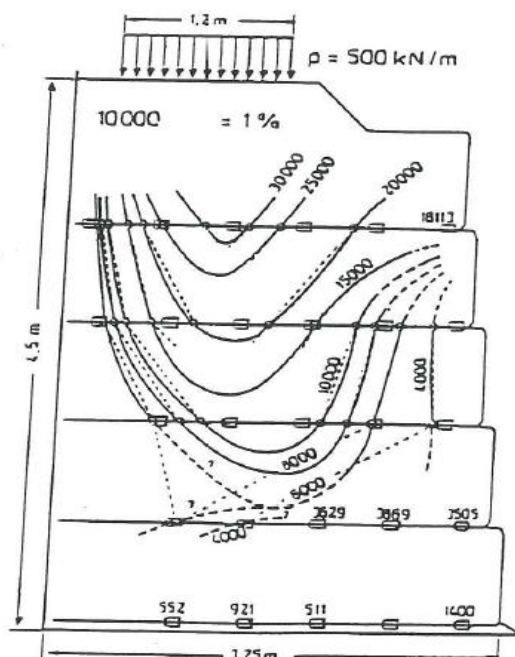


Figure 1.21 : Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête (Wichter, et al, 1986)

Les déformations des géosynthétiques sont mesurées en différents points de la nappe sur des portions de nappe de 10cm de longueur, espacées de 50cm le long du profil transversal des nappes. Comme cela est présenté sur la (Figure 1.21), ou les lignes d'iso - déformation dans le corps du massif sont tracées, les nappes supérieures sont les plus sollicitées.

Il semble apparaître un coin de déformation maximale développé sous la dalle, dont la pointe inférieure est orientée vers le parement. L'essai est arrêté lorsque les déplacements horizontaux de la tête de l'ouvrage sont trop importants et lorsque l'enfoncement de la dalle ne se stabilise plus.

c) Talus multicouches

Dans cette application, le géotextile produit des forces de traction et de frottement supplémentaires dans le sol et améliore la stabilité d'ensemble (Figure 1.22). En modifiant le nombre ou l'espacement des couches et les propriétés hydrauliques et mécaniques des géotextiles, on peut concevoir un très grand nombre d'ouvrages qui remplissent beaucoup d'exigences (Amidou, 1995).

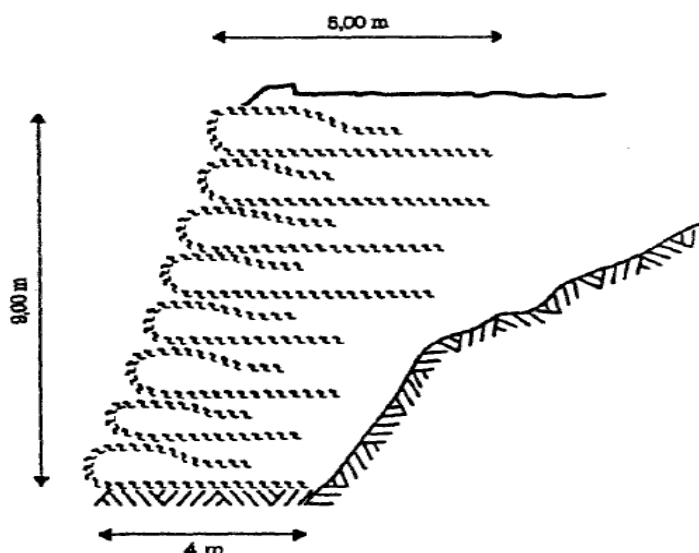


Figure 1.22 : Applications de géotextiles dans les talus (Prapoutel, Isère 1977)

1.3.2 Principe d'interaction Sol-Géosynthétiques

La stabilité du sol renforcé est fortement liée à l'efficacité du transfert des contraintes du sol au renforcement, qui dépend de la longueur de renforcement nécessaire pour mobiliser les contraintes de cisaillement. En effet, comme le montre la Figure 1.23 pour les murs en sol renforcé, la longueur de l'armature au-delà de la ligne de rupture doit être suffisante pour mobiliser les contraintes de cisaillement nécessaires pour équilibrer la force de traction maximale de l'armature.

Les efforts de traction dans les renforcements résultent du frottement généré tout le long de l'interface sol-armature. Ils ne sont pas maximaux au parement mais à l'intérieur du massif de sol renforcé entre la zone active et la zone passive, là où les contraintes de cisaillement changent d'orientation (Frank, 1998).

Donc la ligne de traction maximale sépare l'ouvrage en deux zones (Figure 1.23) :

- Une zone située près du parement « zone active » : dans laquelle le sol exerce sur les armatures des contraintes de cisaillement dirigées vers le parement. Dans cette zone, le sol a tendance à glisser vers le parement, et il est retenu par les armatures et les écailles.
- Une zone située en arrière de la ligne des tractions maximales « zone résistante » : dans laquelle les contraintes de cisaillement exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'intérieur du massif.

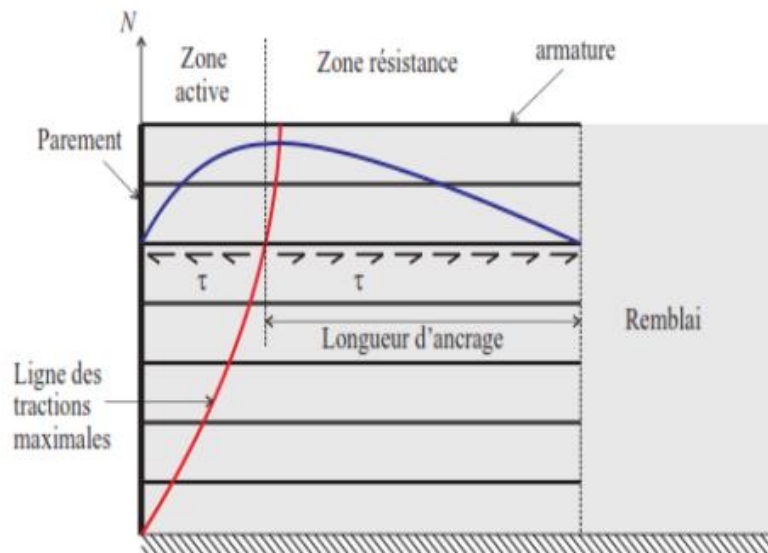


Figure 1.23 : Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007)

Le phénomène essentiel dans le fonctionnement des ouvrages en terre armée est la mobilisation du frottement entre le renforcement et le sol. En revanche ce problème d'interaction sol-renforcement devient beaucoup plus complexe lorsque les éléments de renforcement sont des géogrilles. Cependant, avec le géotextile le mécanisme fondamental de l'interface sol-géosynthétique est gouverné par la mobilisation du frottement de la peau.

Les mécanismes d'interaction sol-renforcement dépendent des propriétés du sol (la densité du sol, granulométrie, forme des particules, etc.), des propriétés de géosynthétique utilisés (l'extensibilité du géosynthétique, du diamètre des interstices entre les fibres, de l'état de sa surface) et de la contrainte normale effective appliquée (Attache, 2013).

1.3.2.1 Caractérisation du frottement à l'interface sol-géosynthétique

Ils existent différents types d'essais en laboratoire permettant de caractériser le frottement aux interfaces sol-renforcement surtout depuis l'utilisation des armatures extensibles (géosynthétiques), qui présentent des comportements plus complexes que les armatures inextensibles. L'utilisation de ces essais est en fonction du niveau de chargement appliqué sur le géosynthétique ou du mode de la mobilisation du frottement (Figure 1.24). Les essais expérimentaux en laboratoire pour cette caractérisation sont : des essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement (Figure 1.24a) ; des essais d'extraction (Figure 1.24b) et des essais de cisaillement sur plan incliné (Figure 1.24c) ;

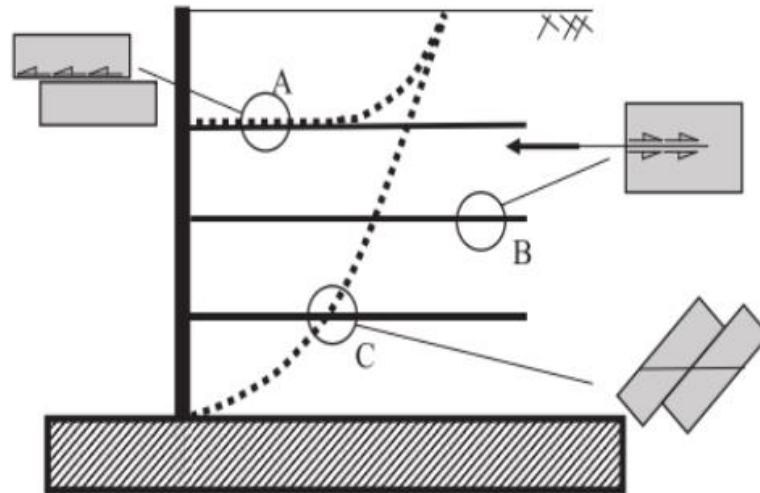


Figure 1.24 : Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Palmeira, 2009)

1.3.3 Effet des géosynthétiques pour la stabilisation des sols

L'essor et le développement des techniques liées à l'utilisation des géosynthétiques dans le domaine de la mécanique des sols ont conduit à de nombreuses recherches concernant notamment l'apport des géosynthétiques vis-à-vis du potentiel de liquéfaction des sols. On cite à titre d'exemple, les travaux de [Noorany et Uzdavines \(1989\)](#) qui viennent conforter les premiers résultats obtenus en 1989 au l'IRIGM à savoir : l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des échantillons renforcés par des nappes de géotextile.

Des essais triaxiaux cycliques non drainés ont été menés par [Noorany et Uzdavines \(1989\)](#) sur des échantillons de sable de Monterey renforcés par des fibres de 1.5 cm de longueur. Les résultats obtenus, présentés sur la figure 1.25, mettent en évidence l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Pour un nombre de cycle fixe, égal à 15, la contrainte de déviateur cyclique de l'échantillon renforcé est augmentée de 10% par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. [Noorany et Uzdavines \(1989\)](#), dans leur étude, ont aussi montré que l'utilisation d'un géotextile entraîne une diminution des déformations lorsque la liquéfaction de l'échantillon est atteinte. Pour les auteurs de l'article, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est conférée par l'amélioration de l'élasticité globale de l'échantillon, qui est induite par la rigidité des fibres qui tendent à reprendre leurs formes initiales après chaque fin de cycle ([Benssalah, 2017](#)).

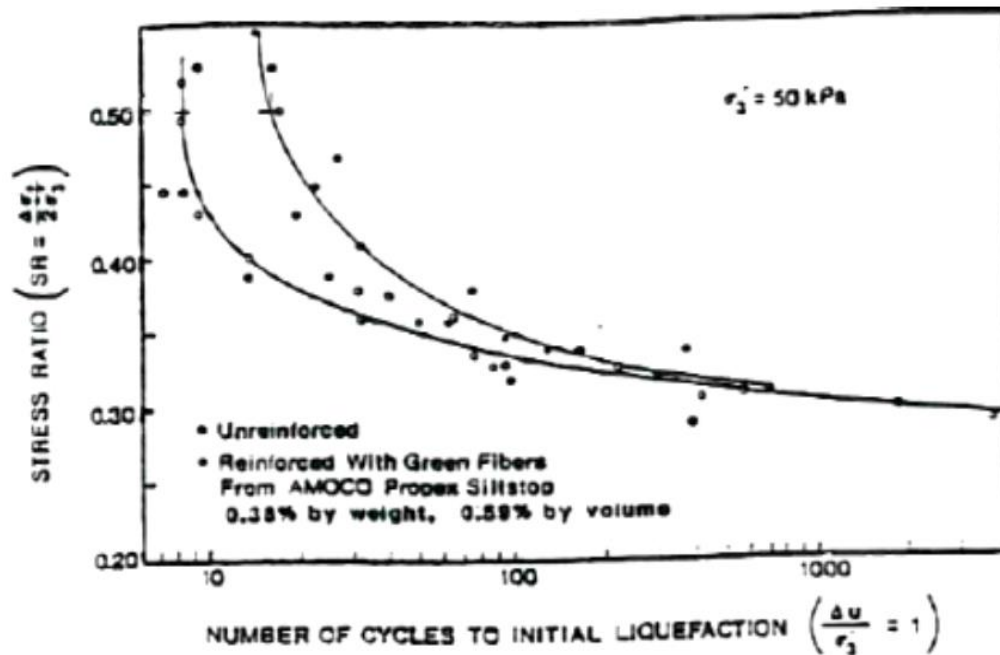


Figure 1.25 : Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction
(Noorany et Uzdavines, 1989)

Une autre étude relative à la protection contre la liquéfaction des sols par inclusion de géotextile a été menée par une équipe japonaise (Katsuti et al. 1991). Cette étude est basée sur des expériences en semi grandeur. L'expérience consiste à faire vibrer une cuve de sable saturé de grandes dimensions (18.8 m x 7.7 m x 6 m) dans laquelle a été implanté un ouvrage de dimensions (3 m x 3 m x 1.5 m). Les excitations se font dans le sens longitudinal, et les côtés transversaux sont munis, à l'intérieur, d'une paroi élastique, dans le but de parer aux effets de bords.

Le renforcement est réalisé par l'inclusion tout autour de l'ouvrage, d'une nappe géotextile disposée verticalement. Ces expériences ont conduit à conclure que le renforcement par des géotextiles a pour effet de diminuer le volume d'effondrement moyen des fondations sous les sollicitations cycliques.

1.3.4 Travaux de recherche effectués sur les sols renforcés par géosynthétiques

A partir des travaux menés par le passé, un ensemble de travaux de recherche et d'expérimentation ont permis de valider l'influence du comportement mécanique des ouvrages en sol renforcé par les matériaux synthétiques. L'objectif est, ici, de présenter les principaux résultats issus de ces travaux.

- *R. Noorzad et S.H. Mirmoradi (2009)* : ont présenté les résultats des essais triaxiaux pour étudier les effets des différents paramètres des sols cohésifs non renforcés et renforcés par des géotextiles. L'analyse des résultats obtenus a montré que l'introduction des géotextiles lors des essais triaxiaux augmente la résistance de pic et la déformation axiale à la rupture et réduit la résistance résiduelle. La progression est plus accentuée avec un nombre élevé de couches de géotextiles (Figure 1.26).

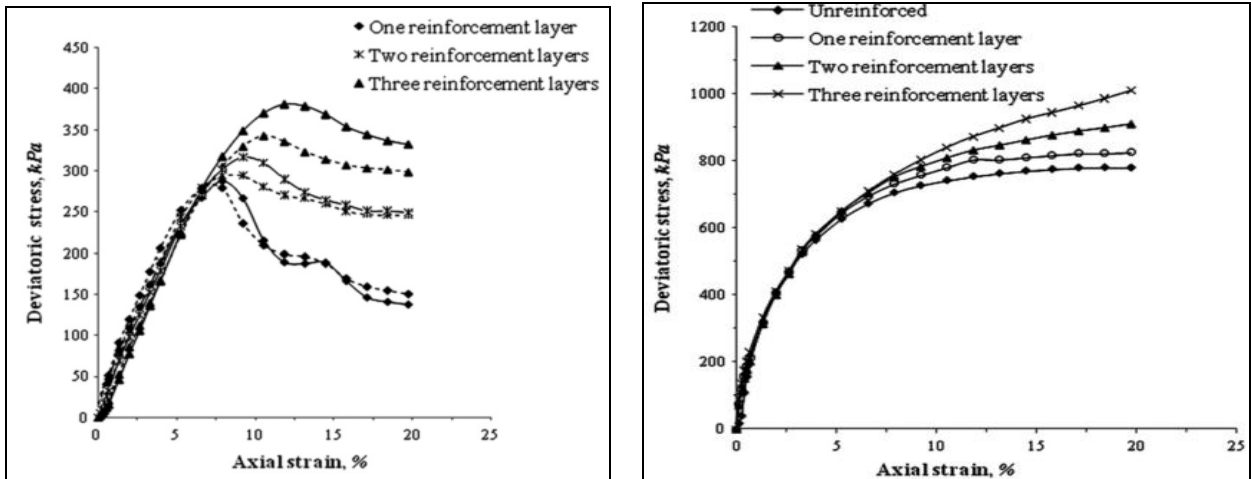


Figure 1.26 : Influence d'introduction des nappes de géotextile sur les chemins déviatoire d'échantillons d'argile renforcés et non renforcés (*R. Noorzad et S.H. Mirmoradi (2009)*)

Madhavi et al (2006) : ont étudié l'influence du renforcement du sol par différentes formes de géosynthétiques (Figure 1.27a). On note que la présence du polyester améliore d'une manière considérable la résistance du sable.

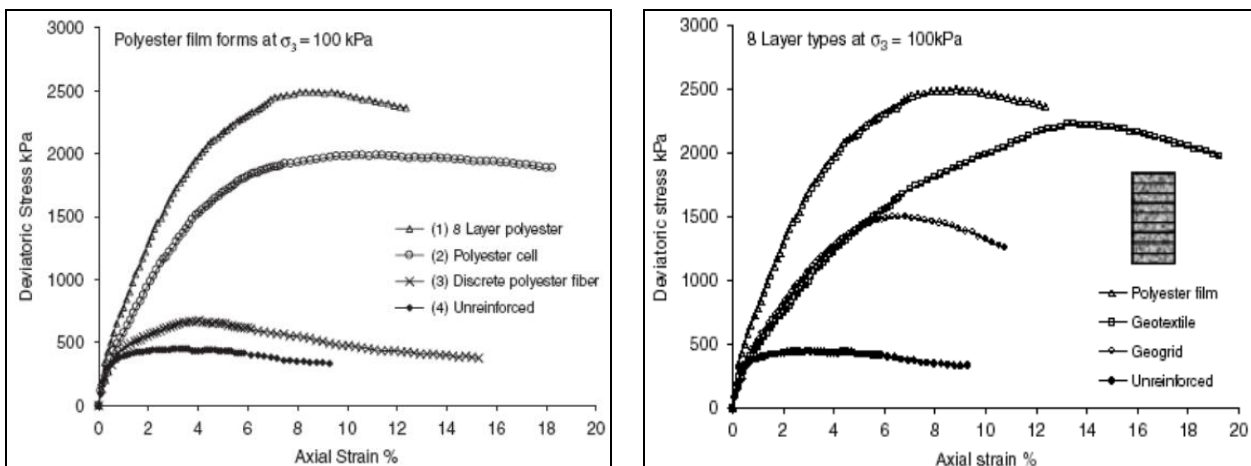


Figure 1.27 : a) Evolution de la résistance du sable renforcé par des formes de polyester
b) Effet des plusieurs types de renforcement sur le comportement du sable (*Madhavi et al. 2006*)

L'échantillon renforcé par huit couches de polyester donne une meilleure valeur de résistance (2500Kpa) par rapport aux autres échantillons. On observe sur la figure 1.27b que l'utilisation du sable renforcé par un film polyester présente une résistance plus élevée par rapport à l'échantillon renforcé par géotextiles et géogrides.

- *S.C.Tuna et S.Altun (2012)* : ont réalisé des essais de cisaillement direct, sur un sable de la ville d'Izmir en Turquie, renforcé par trois groupes de géotextiles disponibles. Les résultats obtenus ont montré que les propriétés de texture géotextile ont des effets importants sur la résistance au cisaillement et l'angle de frottement. De plus, cette étude a indiqué que le renforcement augmente la dilatance et diminue la résistance au cisaillement comparativement au sable non renforcé. Il a été constaté que, pour un sable fin, le renforcement par des nappes de géotextile augmente la dilatance comparativement au sol non renforcé.

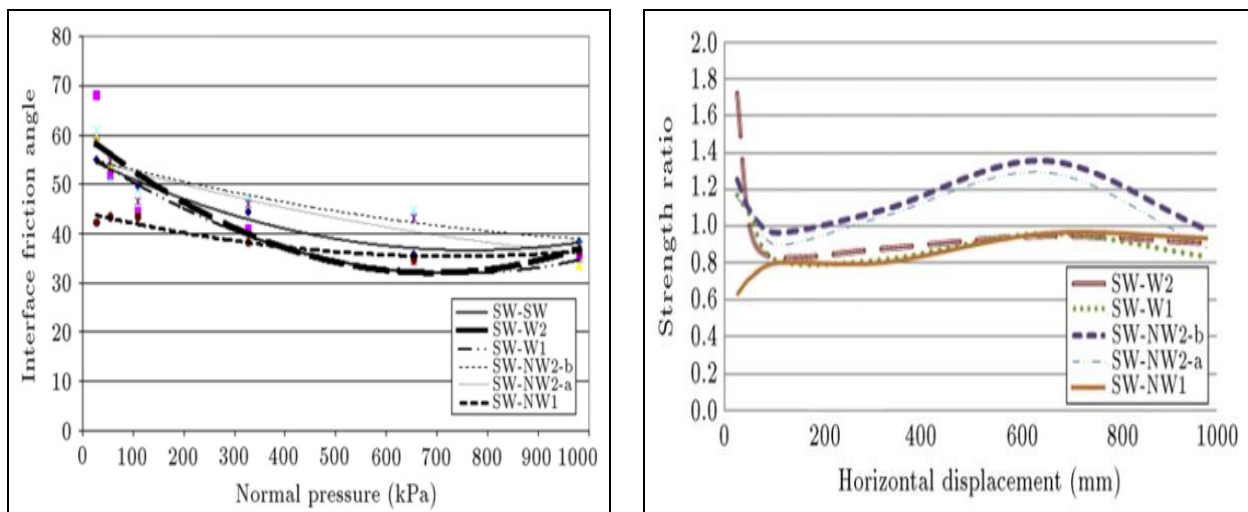


Figure 1.28 : Résultats de variation de la résistance des sols renforcés à différents types de géotextiles (*S.C.Tuna et S.Altun 2012*)

- *Haeri et al. (2000)*, ont proposé d'étudier un procédé de renforcement géotechnique basé sur la réalisation de 160 essais triaxiaux. Les résultats obtenus ont montré que l'inclusion des géotextiles lors des essais triaxiaux drainés augmente la résistance de pic et réduit la résistance résiduelle et la déformation axiale à la rupture. L'étude a aussi basé sur la dilatation des sables renforcés. Les résultats ont montré que cette dilatance se produit principalement au centre de l'échantillon renforcé et commence à augmenter avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile introduits dans l'échantillon.

1.4 Outil numérique et lois de comportement utilisé

Les approches numériques sont devenues de plus en plus performantes et se sont fortement développées pour le calcul de stabilité des ouvrages comportant des géotextiles de renforcement. La modélisation numérique d'un géosynthétique de renforcement est un problème complexe, qui pose la question du type d'éléments à utiliser pour décrire avec précision le comportement mécanique du géosynthétique et de son interface avec le sol. Pour les projets actuels, la méthode des éléments finis est souvent utilisée pour prédire la déformation de la structure en service et fournir des données relatives à la phase de construction.

1.4.1 Méthode des éléments finis

Le calcul par la méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds.

L'analyse de type éléments finis d'une structure sol-géosynthétiques peut notamment comporter les étapes suivantes :

- La définition des conditions aux limites,
- Le choix de la relation déformations-contraintes des matériaux utilisés,
- Les caractéristiques mécaniques des interfaces,
- La définition des chargements,
- La visualisation des résultats.

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- *Elle nécessite* : la définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats ; le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam Clay, et l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.
- *Elle permet* : de simuler toutes les phases de travaux ; De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et de calculer un coefficient de sécurité.

- *Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :* les déplacements du sol ; les déformations du sol ; les contraintes totales et effectives dans le sol ; les pressions interstitielles et le calcul du coefficient de sécurité.

1.4.2 Présentation du logiciel ABAQUS

ABAQUS est un logiciel d'éléments finis qui permet de faire des simulations numériques. C'est un logiciel développé par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS) depuis 1975. Le début de la théorie des éléments finis et a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie et des besoins de l'entreprise, jusqu'à ce que l'entreprise soit rachetée par Dassault industries en Octobre de l'année 2005.

Le choix du code ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques des géosynthétiques ont été réalisés avec succès en utilisant ce code. D'autre part, les diverses capacités de ce code correspondent bien à nos besoins, à savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact entre le sol et les nappes de géotextile. Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques, des matériaux et des interfaces. Ce code est puissant et comporte des modules utiles, tel que le module en langage Python script afin de faciliter une étude paramétrique sous ABAQUS. Tous ces points forts de ce code nous ont finalement conduits à utiliser ABAQUS pour le développement d'un modèle numérique dans le cadre de cette thèse. La dernière version que nous avons utilisée, ABAQUS 6.14, permet de traiter des problèmes couplés dans les divers domaines. Un très large choix d'éléments (plus de 100) en 2D ou 3D est proposé dans le code pour des analyses statiques, dynamiques, linéaires et non-linéaires.

ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation : la génération du fichier de données, le lancement du calcul proprement dit et l'exploitation des résultats.

De plus, pour le code ABAQUS, on distingue deux grands codes :

- ABAQUS/Standard : résolution par un algorithme statique implicite,
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme dynamique explicite.

1.4.3 Modélisation des matériaux granulaires

1.4.3.1 Modèles en mécanique des sols

La notion de contrainte effective introduite par Terzaghi et le critère de Mohr- Coulomb ont permis depuis les années "cinquante" de caractériser le comportement des sols ; puis des lois de comportement élasto-plastiques ont connu un fort développement grâce notamment à la généralisation de l'essai triaxial. En général, le comportement des sols est décrit par des lois élastiques linéaires ce qui, pour un grand nombre de matériaux, est vérifié expérimentalement.

Toutefois, [Peng He \(2006\)](#) indique que ce comportement élastique n'est vérifié que dans certaines limites de contraintes et de déformations ; au-delà de ces limites, le matériau perd cette propriété. Il convient donc de vérifier si les résultats d'un calcul réalisé avec un modèle d'élasticité linéaire correspondent à un état contraintes-déformations inclus dans ce domaine élastique. Il faut bien distinguer la notion de limite élastique de la notion de limite de rupture. En effet, pour certaines constructions, il est parfaitement admissible de dépasser la limite élastique, on demande seulement de ne pas aller jusqu'à la rupture. Pour d'autres constructions, au contraire, il est impératif de rester dans les limites élastiques pour que le matériau retrouve sa forme initiale après décharge. Au-delà des limites élastiques, la plasticité des matériaux doit être prise en compte. Les principaux modèles élasto-plastiques utilisés pour les matériaux du génie civil sont les suivants : (Modèle de Von Mises ; Modèle de Tresca, Modèle de Drucker-Prager ; Modèle de Mohr-Coulomb ; Modèle de Duncan-Chang ; Modèle de Cam-Clay..)

Sauf le modèle de Mohr-Coulomb qu'on va utiliser dans notre modèle, le détail d'autres modèles ne sera pas rappelé ici. C'est l'interprétation des essais sur les matériaux qui permettra de choisir le modèle le mieux adapté au matériau étudié. Des lois de comportement spécifiques peuvent être développées à partir des lois classiques pour des matériaux particuliers ([Peng He, 2006](#)).

1.4.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb sous ABAQUS

Afin de mieux comprendre les règles dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage, le modèle Mohr-Coulomb prend en compte la plasticité des matériaux dans cette étude. Ce modèle considère que la rupture se produit lorsque le cisaillement d'un point quelconque du matériau aboutit à une valeur critique qui dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. On utilise ce modèle afin de caractériser le sol, pour lequel on définit

le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad 1.01$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau. Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure 1.29) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

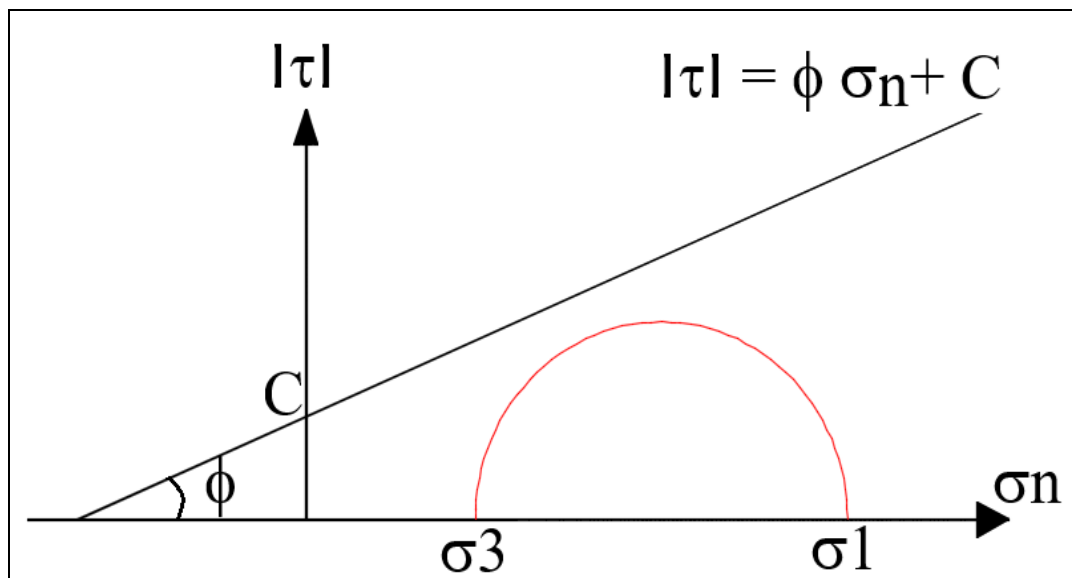


Figure 1.29 : Critère de plasticité dans le plan de Mohr-Coulomb

Les propriétés mécaniques des sols montrent une faible résistance à la traction et au cisaillement sous faible état de contrainte. Le principe de renforcement de sol est la mise en place d'inclusions, éléments de renforts qui améliorent cette résistance à la traction (Bennessalah, 2017).

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c et ϕ et ψ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

- **Module de Young :** Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture.
- **Coefficient de Poisson:** Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.
- **Angle de frottement :** L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.
- **Cohésion:** Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.
- **L'angle de dilatance:** L'angle de dilatance caractérise la capacité qu'a le matériau à augmenter de volume sous l'effet du cisaillement. Sa détermination est importante, notamment lorsque l'on est en présence de sables lâches pour l'étude de la liquéfaction des sols sous l'effet des séismes. Sa valeur peut être négative, positive ou nulle. Dans le cas des sols courants, on exprime sa valeur ψ en fonction de celle de l'angle de frottement interne φ , selon la règle suivante :

$\psi < 0$ Pour les sables très lâches

$\psi = \varphi - 30^\circ$ Pour $\varphi > 30^\circ$

$\psi = 0$ Pour $\varphi < 30^\circ$

1.4.4 Modélisation des géosynthétiques

Contrairement au sol généralement représenté par des éléments continus, les géosynthétiques sont généralement modélisés par des éléments structuraux parmi lesquels on distingue : élément barre, élément câble, élément poutre et élément membrane. Les éléments barres et les éléments câbles sont utilisés par de nombreux chercheurs ([Wilson \(1993\)](#), [Shan \(1994\)](#) et [Villard \(1999\)](#)).

Les éléments barres sans résistance à la flexion sont des éléments unidimensionnels qui sont supposés déformables seulement dans la direction de leur axe. Ils sont goupillés à leurs nœuds, et seulement des déplacements de translation et le vecteur de position initiale à chaque nœud sont

donnés dans leur formulation (Figure 1.30a). Les éléments barres sont efficaces et économiques en temps de calcul pour le cas où les géosynthétiques sont disposés sur pente, mais ils sont incapables de prendre en compte l'effet de membrane lors de la simulation d'une couche de sol renforcé par géosynthétiques (Villard, 2002).

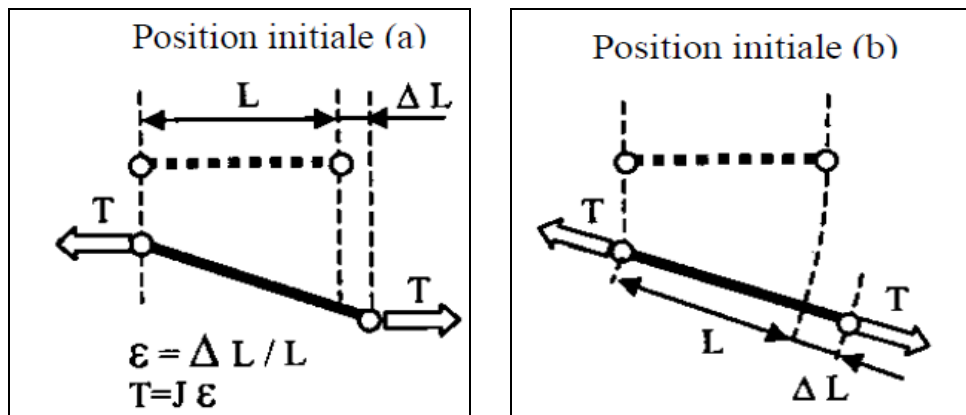


Figure 1.30 : Eléments barres et éléments câbles (Villard 2002)

Dans ce dernier cas les éléments câbles sont plus adaptés, car leur comportement en traction et en compression s'accorde à la déformation avec rotation (Figure 1.30b), ce qui permet de prendre en compte l'effet de membrane. Deux types d'éléments barres sont disponibles dans ABAQUS. En ce qui concerne les éléments poutres, du fait de leur conception, ils possèdent une résistance à la flexion. Bien qu'ils permettent de présenter le comportement en traction et en compression, les éléments poutres sont rarement utilisés dans la simulation des géosynthétiques. Les éléments plus répandus pour modéliser les sols renforcés par géosynthétiques sont les éléments membranes. Ces éléments transmettent seulement des forces dans le plan et opposent à la flexion une résistance négligeable.

1.4.4.1 Lois de comportement des géosynthétiques

Après le choix du type d'éléments représentant les géosynthétiques, nous devons définir une relation entre la contrainte et la déformation de ces éléments. Selon les essais de traction, les géosynthétiques se comportent comme des matériaux thermo-viscoélasto-plastiques. Vu la faible déformation des géosynthétiques dans les ouvrages (inférieure à 5%), certains auteurs ont utilisé de la loi de comportement élastique classique ((Shan (1994), Lalarakotoson (1998), Villard (1999) et Nozomu (2004)) ; d'autres auteurs ont choisi des modèles élasto-plastiques ou

visco-plastiques pour représenter la non-linéarité et l'influence du temps sur la relation contrainte - déformation des géosynthétiques.

1.4.5 Lois de comportement utilisées pour des sols en contact avec les géosynthétiques

Les géotextiles sont des éléments de faible épaisseur qui ont de faibles rigidités en flexion et qui sont constitués de fibres flexibles ou de brins rigides conférant au produit un comportement très anisotrope. L'interface entre le géosynthétique et le sol est également le siège d'un ensemble de mécanismes complexes comme le frottement, le roulement des grains ou l'imbrication entre les fibres et les grains de sol. Plusieurs études ont été menées sur l'interface sol / géosynthétique (Perkins et Cuelho (1999), Perkins (2000), Eiksund et al. (2002), Leng et Gabr (2003)). Un modèle d'interface de Coulomb disponible dans le logiciel ABAQUS a été utilisé dans des études menées par Perkins et Cuelho (1999) et Perkins (2001). Dans la littérature, certains auteurs considèrent que le sol utilisé en liaison avec les géosynthétique est élastique linéaire et dans ce cas la théorie d'élasticité classique est donc valable ; d'autres auteurs préfèrent prendre en compte la plasticité du sol dans leurs modèles numériques (Peng He, 2006).

Perkins et Edens (2003) ont utilisé de logiciel ABAQUS en éléments finis pour modéliser le comportement des géosynthétiques dans un essai d'extraction. Le sol a été modélisé avec deux types de modèle ; 1- un modèle simple : élastique linéaire 2- un modèle plus complexe prenant en compte une surface d'écrouissage. Il a été montré que l'utilisation du modèle complexe ou du modèle simple donne pratiquement la même réponse, en indiquant que le comportement d'extraction peut être bien modélisé avec des modèles relativement simples pour le sol.

Dias (2003) a modélisé par la méthode des éléments finis des essais d'extraction effectués dans un sable dense dans une cuve de 2 m³. Les essais ont été menés sur un géotextile et une géogrille. Le sol a été modélisé comme étant elasto-plastique avec le critère de rupture Mohr Coulomb. Les renforcements sont modélisés avec un modèle de comportement élastique linéaire. Les résultats obtenus ont montré qu'en dépit de quelques hypothèses simplificatrices supposées généralement dans ce genre d'analyse (raideur de cisaillement d'interface par exemple), il est possible de reproduire raisonnablement les résultats expérimentaux, en particulier pour les géotextiles. Ce type de modélisation peut donc conduire à une représentativité globale suffisante sans prendre en compte toute la complexité du système.

1.5 Conclusion

Ce premier chapitre est un condensé de l'étude bibliographique, il a permis de montrer, dans une première partie, une synthèse des principaux travaux existants sur le comportement d'un sol limoneux, tels que l'identification de la résistance et la rupture des sols limoneux, la présentation des principaux concepts rhéologiques et les différents facteurs influant sur le comportement de sol limoneux.

En outre, dans une deuxième partie, on a présenté les différentes techniques d'amélioration des sols qui connaissent un essor considérable et constituent un atout important pour la conception des ouvrages. Cependant, les techniques d'amélioration par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et aux objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantages. A partir de l'ensemble des travaux menés par les différentes recherches, les géosynthétiques apportent une amélioration dans le domaine d'amélioration des sols renforcés.

Dans la troisième partie on a présenté l'outil numérique utilisé dans le cadre de la thèse. Nous nous sommes attachés notamment à décrire une étude numérique par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul numérique ABAQUS, pour mieux appréhender le comportement des sols renforcé par des nappes de géotextile et évaluer le biais engendré par les conditions d'essai modélisé par la suite.

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET CARACTERISATIONS DES MATERIAUX UTILISES

Le deuxième chapitre comporte la méthodologie de travail et les procédures expérimentales. On présente également à partir de ce chapitre, l'appareillage utilisé, le mode opératoire suivi et les caractéristiques physiques des matériaux utilisés à savoir le sol (sable - limon) et le matériau de renforcement (géotextile et fibres synthétiques).

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, on propose de faire une étude détaillée en laboratoire pour étudier le comportement mécanique du sable limoneux de la région de Chlef non renforcé et renforcé par différents matériaux géosynthétiques (fibres, nappes de géotextile) en utilisant des dispositifs bien instrumentés. Tout d'abord, nous présentons le déroulement de la procédure expérimentale de notre étude et l'appareillage d'essais utilisé, notamment l'essai de cisaillement direct et l'essai à l'appareil triaxial classique, afin d'étudier l'influence des inclusions des matériaux géosynthétiques sur le comportement mécanique des sols. Par la suite, nous décrivons les modes opératoires suivis selon les normes en vigueur. Le protocole de laboratoire développé dans le cadre de la préparation des échantillons étudiés est ensuite décrit selon les différentes étapes, en vue d'insister sur les paramètres qu'ils permettent d'évaluer l'identification des caractéristiques de notre sol étudié, cela nous a conduit à faire un programme expérimental pour identifier les différentes caractéristiques physiques des matériaux testés (mélange sable-limon de Chlef, fibres synthétiques et nappes de géotextile utilisé) afin de pouvoir les utiliser aux prochains chapitres.

2.2. Dispositifs expérimentaux et modes opératoires

2.2.1 Appareillage de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

2.2.1.1 Dispositif expérimental

L'appareil de cisaillement à la boîte de [Casagrande](#) permet de réaliser des essais de cisaillement sur des échantillons de sols remaniés ou reconstitués. Cet essai permet de bien suivre le comportement aux grandes déformations et d'obtenir les valeurs de cisaillement résiduel qui interviennent, notamment dans les glissements des terrains, selon un plan de cisaillement prédéterminé. Lors de cet essai, l'intérêt principal est d'étudier la résistance au cisaillement des matériaux selon un plan horizontal imposé et on détermine par la suite les caractéristiques mécaniques de cisaillement à savoir la cohésion C et l'angle de frottement φ .

Les travaux présentés dans cette recherche ont été réalisés au sein du Laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement LsmE de l'Université UHBC de *Chlef*, à l'aide d'un appareillage de cisaillement direct de marque *Wykeham-Farrance*. Ce dispositif de mesure utilisé est assisté par un ordinateur, contrôlé par une unité d'acquisition ; un logiciel de traitement de données permet de visualiser au cours de l'essai, les différentes grandeurs mesurées et de les enregistrer pour un traitement ultérieur. L'appareil est constitué de deux châssis métalliques indépendants, séparés

par un plan de cisaillement et un bâti supérieur fixe ainsi qu'un bâti inférieur mobile entraîne la force de cisaillement (figure 2.1).



Figure 2.1 : Appareillage de cisaillement direct à la boîte

2.2.1.2 Mode opératoire

L'appareil de cisaillement direct consiste à cisailier l'éprouvette de sol qui est placée entre deux demi-boîtes. L'échantillon est recouvert de deux pierres poreuses, l'une sur la partie inférieure et l'autre sur la partie supérieure (Figure 2.2).

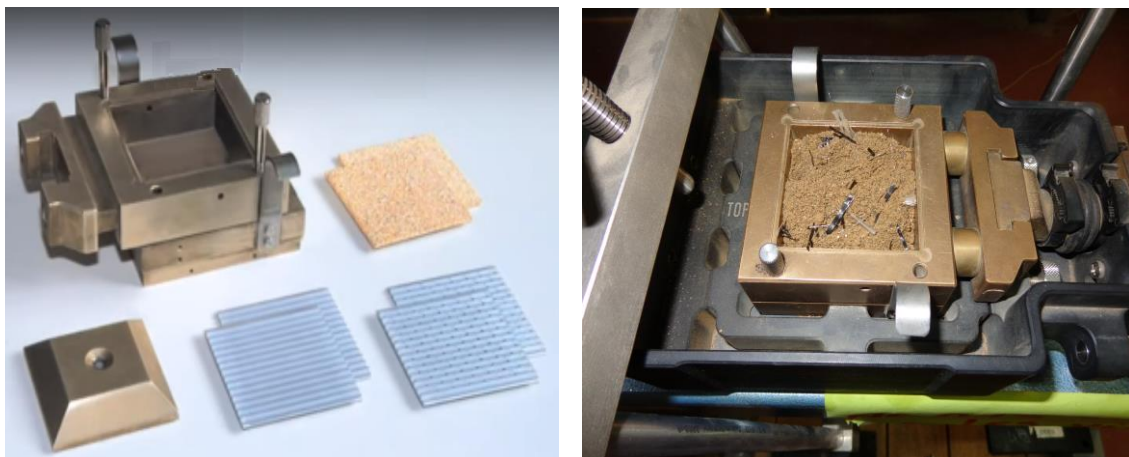


Figure 2. 2: Boîte de cisaillement

Ce dispositif est également adapté pour tester des éprouvettes de dimensions moyennes (60 mm de longueur, 60 mm de largeur et de 25 mm de hauteur). Tous les essais ont été effectués à une vitesse de cisaillement égale à 1.00 mm/min.

L'échantillon est donc cisailé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une force normale N et une force tangentielle T . La demi-boîte inférieure peut se déplacer horizontalement, à vitesse de déplacement constante. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement d'éprouvette. L'essai fournit des caractéristiques mécaniques le long d'une surface de rupture imposée, on mesure à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure la force totale de cisaillement. Les données de l'essai (vitesse de cisaillement, contrainte normale, poids de l'échantillon...) sont introduites à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur. En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de la contrainte normale, on peut définir la cohésion C et l'angle de frottement φ du sol.

2.2.1.3 Préparation des échantillons

La masse de mélange sable-limon utilisée pour reconstituer l'échantillon de sable dans la boîte de cisaillement a été calculée en se référant à la densité relative initiale (D_r) en utilisant l'équation:

$$m_s = (V_t \times \gamma_s) / (1 + e_{\max} (1 - D_r) + D_r \times e_{\min}) \quad 2.01$$

V_t : Volume total d'échantillon ;

γ_s : Poids volumique des grains solide ;

e_{\max} : Indice des vides maximal ;

e_{\min} : Indice des vides minimal ;

D_r : Densité relative initiale.

Les résultats d'essais sont représentés sous forme de courbes de :

- Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements horizontaux : $\tau = f(\Delta L)$;
- Déplacement verticaux en fonction des déplacements horizontaux : $\Delta V = f(\Delta L)$;

2.2.1.4 Répétabilité des essais de cisaillement directe

Dans le but de s'assurer que la procédure expérimentale est validée et les résultats expérimentaux sont significatifs, nous avons réalisé deux essais de répétabilité sur le sol étudié de la région de *Chlef* à une contrainte normale de 100 kPa. Les résultats de l'essai sont présentés en termes de courbe de cisaillement (Figure 2.3). On note un très bon accord entre ces deux essais, ce qui montre la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

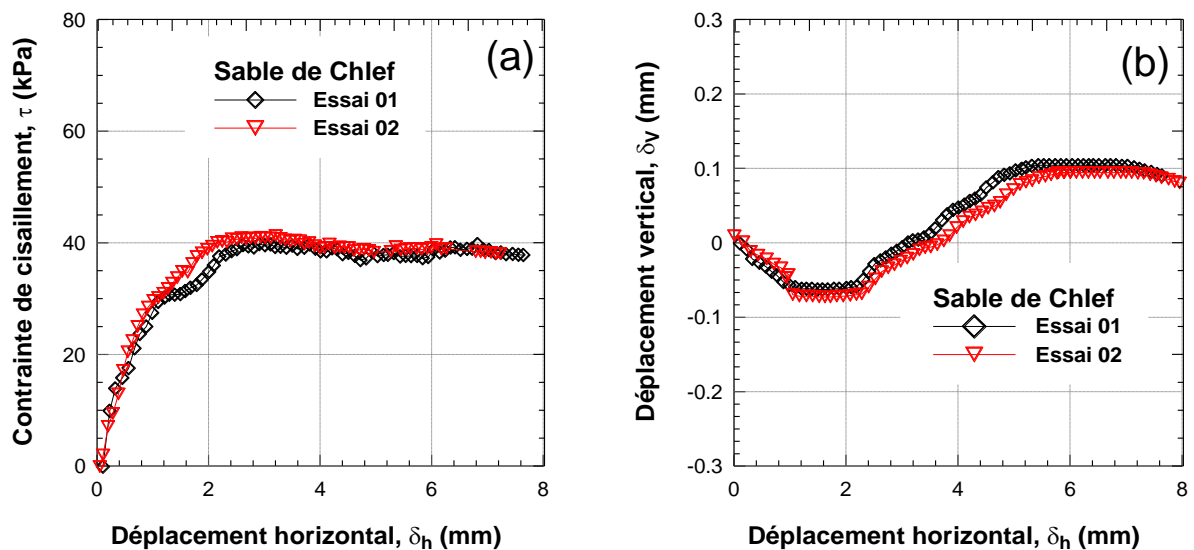


Figure 2.3: Vérification de la répétabilité de l'essai de cisaillement (Sable de Chlef, $D_r = 50\%$, $\sigma_n' = 100$ kPa) : a) variation de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement horizontal, b) évolution de la contrainte de cisaillement due au déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal

2.2.2 Appareillage triaxial

L'essai triaxial, contrairement à l'essai de cisaillement à la boîte, permet d'apporter plus de précisions et de détails sur le comportement des sols. Pour cette raison nous nous sommes intéressés à cet essai qui est souvent utilisé pour étudier le comportement mécanique et définir les différentes caractéristiques d'un sol dans des conditions voisines de celles observées dans la nature sous différentes conditions de drainage. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par un plan hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale (Figure 2.4). On maintient l'éprouvette cylindrique entre deux embases (matériau séparé des embases par des pierres poreuses) et elle est entourée d'une membrane étanche. Le tout est confiné dans une cellule contenant de l'eau dont le volume

peut être ajusté par un « robinet ». Ainsi, $\sigma_1 = \sigma_2$, il s'agit donc en réalité d'un essai biaxial. On applique alors une pression axiale à l'aide d'un piston (possibilité d'appliquer aussi une pression radiale), avec le liquide de confinement (de l'eau le plus souvent). On peut alors soit maintenir le volume d'eau constant et mesurer la pression interstitielle, soit imposer une pression interstitielle (souvent nulle) et mesurer le volume d'eau drainé. On détermine finalement, les paramètres du sol (c , c' , ϕ et ϕ'), avec trois cas de charge différents.

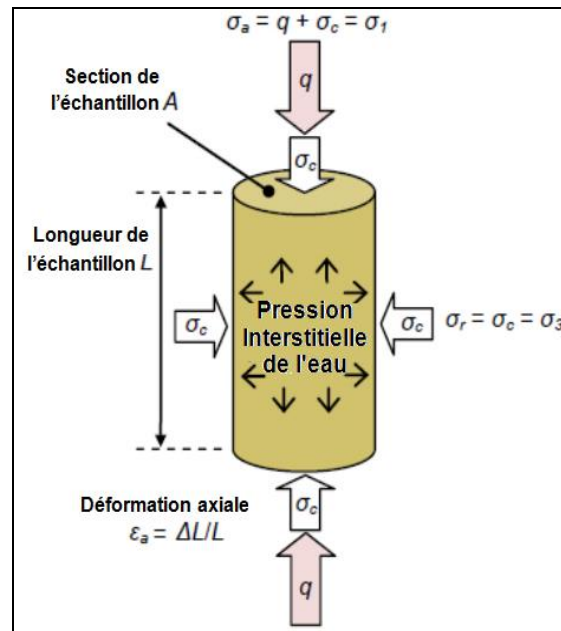


Figure 2.4: Etat de contraintes dans un essai triaxial

L'essai présente aussi des limites; la principale limite est l'impossibilité d'assurer une rotation continue des directions des contraintes principales. Donc cet essai permet d'étudier qu'un seul plan de l'espace des contraintes appelé plan triaxial. 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,
- $\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$ déformation volumique,
- $\epsilon_d = 2/3(\epsilon_1 - \epsilon_3)$ déformation du déviateur.

De plus, 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).

2.2.2.1 Dispositif triaxial

L'essai de laboratoire développé dans le cadre de cette recherche, est le triaxiale dynamique 2Hz (40kN) inspiré de la cellule de Bishop & Wesley qui permet de réaliser des essais de bonne qualité sur divers types de chemins de chargement. Cet appareil permet de réaliser des essais en compression et en extension, monotone et cyclique, à déplacement ou à force contrôlé, elle se compose des éléments présentés sur la figure 2.5.



Figure 2.5: Vue de l'ensemble du dispositif de l'essai triaxial
(Laboratoire des sciences des matériaux et de l'environnement, Université de Chlef)

- *Cellule triaxiale* (type Bishop et Wesley): Cette cellule reçoit hydrauliquement la pression de confinement via un contrôleur GDS conventionnel. L'échantillon, de forme cylindrique sera placé dans une cellule pleine de liquide. Il est donc soumis à une pression hydrostatique de confinement σ_3 appliquée par l'intermédiaire du liquide remplissant la cellule (en général ce liquide est l'eau) et un déviateur de contraintes appliqué par un piston chargé au moyen d'une presse (ou d'un vérin...) comme il est présenté sur la figure 2.6.
- *Dispositif de mesure pour effectuer les différentes acquisitions nécessaires en cours de l'essai* : Il se compose d'un capteur de déplacement, d'un capteur de force et d'un autre capteur de pression interstitielle.

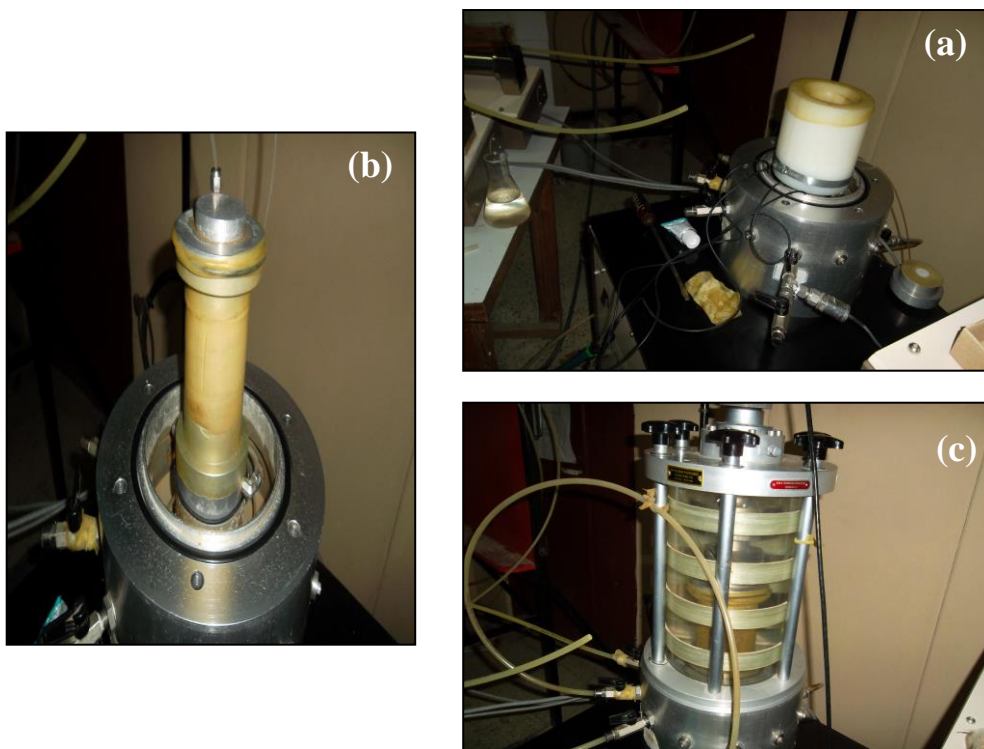


Figure 2.6: Cellule triaxiale (type Bishop et Wesley)

- *Système de pilotage et d'acquisition de données* : Ce pilotage par PC est réalisé via une carte électronique résidante de 16 bits affectée au contrôle et à l'acquisition du déplacement axial et de la force axiale. Grâce à un logiciel HTBGDS qui fournit les fonctions graphiques, les procédures d'acquisition des données peuvent être mentionnées sur un disque dur et leur présentation sur tableau.
- *Dispositif de chargement et des moyens de mise en pression* : Ce dispositif assure le déplacement axial et l'application des contraintes à l'éprouvette. Il comporte une presse

électromécanique, des contrôleurs GDS (pression - volume) et un vérin hydraulique qui sont présentés sur la figure 2.7a.

- *Pompe à vide pour l'aspiration et la désaération* : Ce dispositif se compose d'une pompe à vide et d'un manomètre pour appliquer la dépression sur la membrane pour que ce dernier soit plaquer contre les parois d'un moule de préparation de l'échantillon non cohérent (Figure 2.7b).

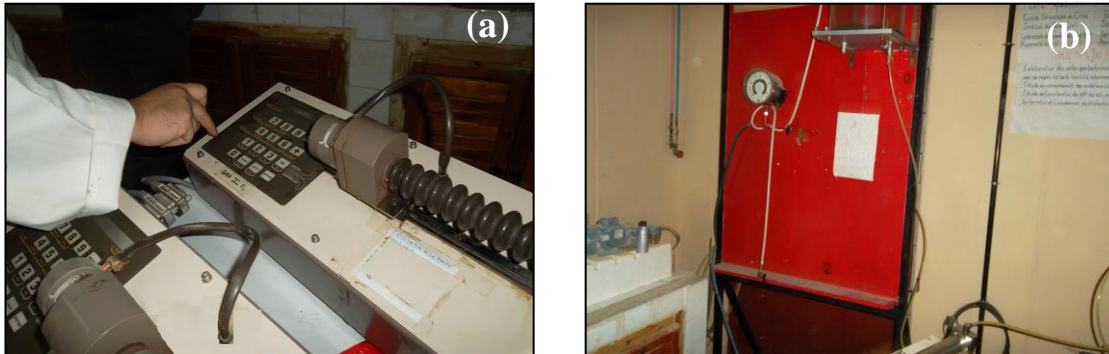


Figure 2.7: Vue sur : (a) Contrôleurs Pression-Volume (GDS), (b) Pompe à vide pour l'aspiration et la désaération

2.2.2.2 Mode opératoire

a. Préparation des échantillons

Selon le type d'essai et son objectif, plusieurs méthodes (déversement à sec, sédimentation, placement humide, sous compaction..) sont proposées par des chercheurs pour la préparation des échantillons au laboratoire (Lade et Foott (1974), tatsuoka et al (1986), Arab (2008)). Ces méthodes permettent de disposer d'une large gamme d'indices des vides. La méthode de déversement sec est la technique utilisée dans cette recherche puisqu'elle est utilisée pour la réalisation d'échantillons denses à moyennement denses. Cette méthode est assez proche au mode de dépôt géologique naturel qui permet de reconstituer des structures granulaires homogènes, à densité ou indice de densité donné, que l'on peut cibler, à priori, en fonction des deux paramètres principaux du processus que sont l'intensité de déposition (ou débit massique) et la hauteur de pluviation. Dans cette méthode, le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir dont on contrôle la hauteur de chute (Figure 2.8). Pour obtenir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute soit quasi-nulle. Pour les échantillons moyennement denses et denses, on procède par couches successives, la densité est obtenue par compactage à l'aide d'une dame.

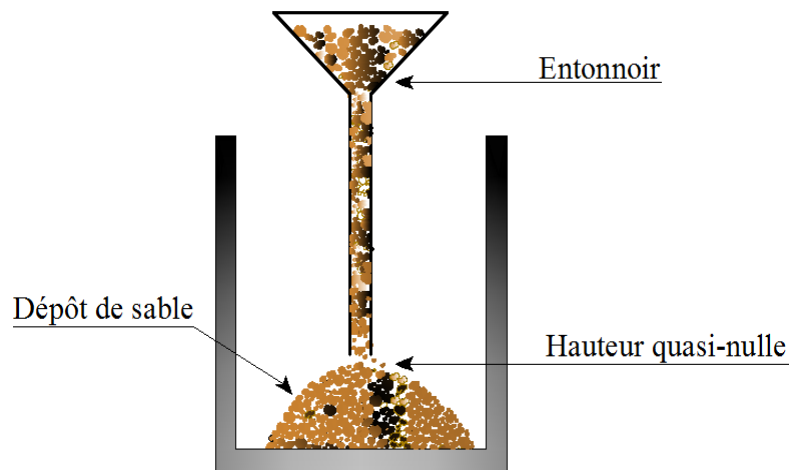


Figure 2.8: Méthode de préparation des échantillons par pluviation à sec (PS)

Par la suite, les sols secs ont été placés en 7 couches avec des poids et des hauteurs calculés pour atteindre la hauteur désirée. La fabrication est réalisée en des couches de densité décroissante du bas vers le haut (Figure 2.9). Chaque couche pouvant être légèrement compactée. La méthode préconisée par Ladd (1978) et modifiée par Chan (1985) suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives, le procédé de compactage statique a été appliqué sur les couches de sol tel que rapporté par Unnikrishnan et al. (2002) dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons.

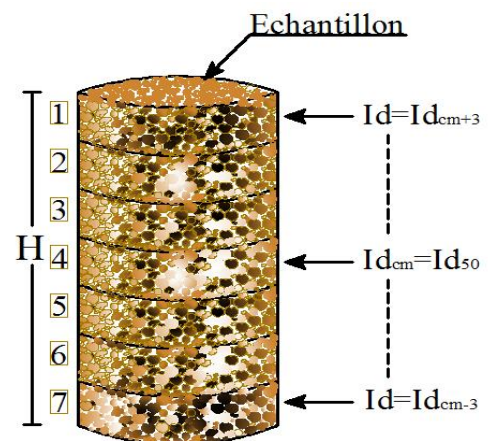


Figure 2.9: Préparation de l'échantillon par sous compaction

Le matériau utilisé dans nos essais est un sol pulvérulent, ce qui nécessite de maintenir l'échantillon dans un moule cylindrique jusqu'à l'application d'une dépression d'air. Cette

dépression doit être inférieure à la contrainte de confinement que subira l'échantillon (environ de 50 kPa). La membrane doit être placée le long des parois du moule de manière à ce qu'elle n'applique pas de contraintes axiales supplémentaires à l'échantillon. La masse du sol mis en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée ou le volume initial étant connu.



Figure 2.10: Préparation d'un échantillon pour l'essai triaxial

La libération du moule est réalisée en appliquant une légère pression négative à l'échantillon (environ -15 kPa). Une fois que le moule est retiré, cette pression est réduite à -100 kPa, pour maintenir l'échantillon.

Le procédé de compactage statique a été appliqué sur les couches de sol comme il est recommandé par [Unnikrishnan et al. \(2002\)](#), pour atteindre une densité moyenne de 50% dans tous les échantillons. Après le compactage et le nivellement de chaque couche de sol, le renforcement sera placé horizontalement dans l'échantillon (Figure 2.11).



Figure 2.11: mise en place des échantillons dans la membrane d'un essai triaxial

b. Saturation et consolidation des échantillons

La phase de saturation: est une étape importante dans la réalisation des essais triaxiaux car de sa qualité dépend la réponse en pression interstitielle dans un essai non drainé et en déformation volumique dans un essai drainé. Pour obtenir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique élaborée par [Lade et Duncan \(1973\)](#). Cette technique consiste à faire circuler le gaz carbonique à travers les circuits de drainage sous un faible gradient de pression d'environ 2kPa pendant une durée de 20 minutes durant laquelle le CO₂ devrait remplacer l'air existant dans l'échantillon. Ensuite, on fait circuler l'eau désaérée et déminéralisée pour dissoudre le CO₂ et occuper sa place. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à une fois et demie le volume de l'échantillon, l'échantillon sera pratiquement saturé.

La phase de consolidation : a pour but de dissoudre le reste de CO₂ et d'assurer une saturation quasi complète de l'échantillon. Cette phase consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression / volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les microbulles du gaz interstitiel qui restent emprisonnées entre les grains du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon). Lorsque la saturation est complète, une contrainte isotrope $\Delta\sigma_3$ est appliquée en fermant le drainage. Si on appelle Δu la moyenne des surpressions mesurées dans l'échantillon, le coefficient Skempton B est donné par: $B = \Delta u / \Delta\sigma$. On donne un incrément $\Delta\sigma$ de 100 kPa au GDS1 relié à la cellule et on mesure la variation de la pression interstitielle Δu par le GDS2 relié à l'échantillon. La saturation est complète si B est égal à 1, mais dans la pratique, l'échantillon est considéré saturé lorsque B est supérieur à 0.95. Après cette étape, les circuits de drainage ont été fermés et le transducteur a été initialisé à zéro. Pour notre travail, les essais sont suivis si le coefficient B est supérieur à 90%.

A la fin de l'essai : la machine est arrêtée et les données enregistrées par l'unité d'acquisition. Enfin, un rapport détaillé est généré comportant tous les résultats de l'essai sous forme de tableaux et de courbes.

2.2.2.3 Répétabilité des essais triaxiaux

Nous avons réalisé deux essais triaxiaux monotones non drainés sur le sol de Chlef à un confinement de 100 kPa et à une densité relative de $D_r = 50\%$. Les résultats de ces essais sont présentés dans la figure 2.12. On note une très bonne répétabilité des deux essais, ce qui confirme la fiabilité du dispositif expérimental utilisé et le mode opératoire suivi.

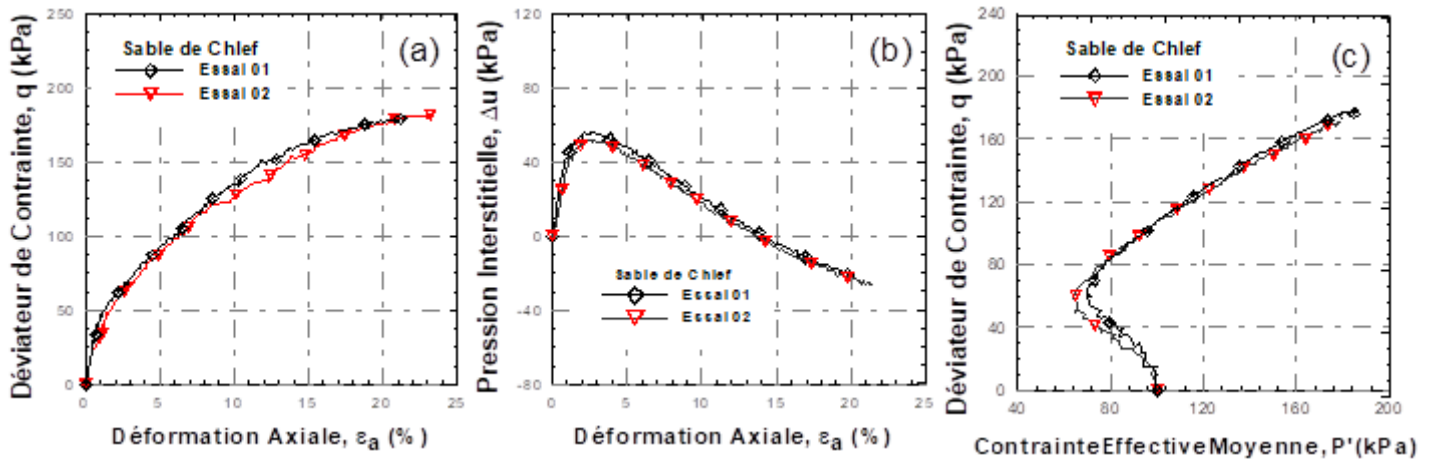


Figure 2.12: Essais de répétabilité sur le sol de Chlef $D_r=50\%$, $\sigma'_c=100$ kPa

2.3 Matériaux des éprouvettes testées

2.3.1 Sol de référence utilisé

Cette étude présente des essais au laboratoire sur mélange du sable de *Chlef* avec des teneurs en fines (limon de *Chlef*) peu plastiques, afin de mieux comprendre l'influence de la teneur des fines sur le comportement mécanique de ce mélange, non renforcé et renforcé par deux types de renforcement géosynthétique.

Le sol de *Chlef* utilisé dans cette étude est un sol étudié par plusieurs recherches approfondies qui ont été menées pour identifier les nombreux facteurs qui influent sur leur comportement (Arab (2008), Arab et al. (2009), Arab et al. (2011), Benessalah (2017), Benessalah (2016), Chemmam et al (2015), Chemmam (2016), Belkhatir et al. (2011a), Belkhatir et al. (2011b), Della et al. (2011)).

La vue microscopique des matériaux examinés est montrée sur les figures 2.13 et 2.14.

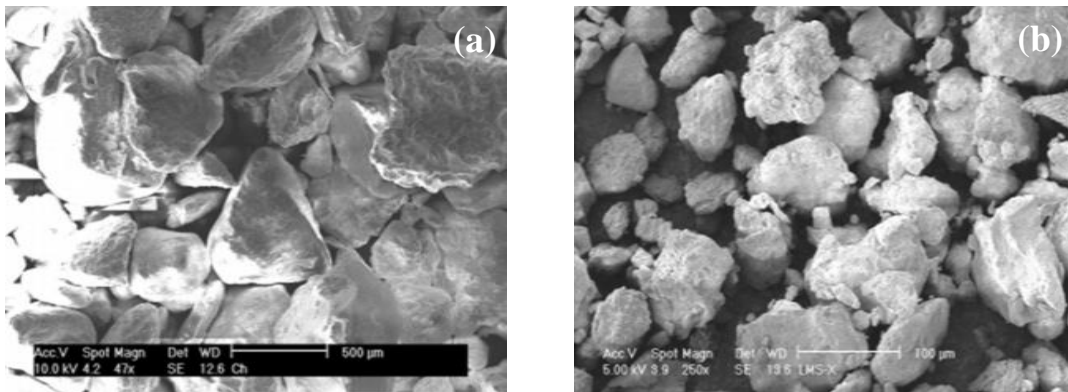


Figure 2.13: Vue microscopique des matériaux testés, (a) Sable propre de Chlef, (b) Limon de Chlef

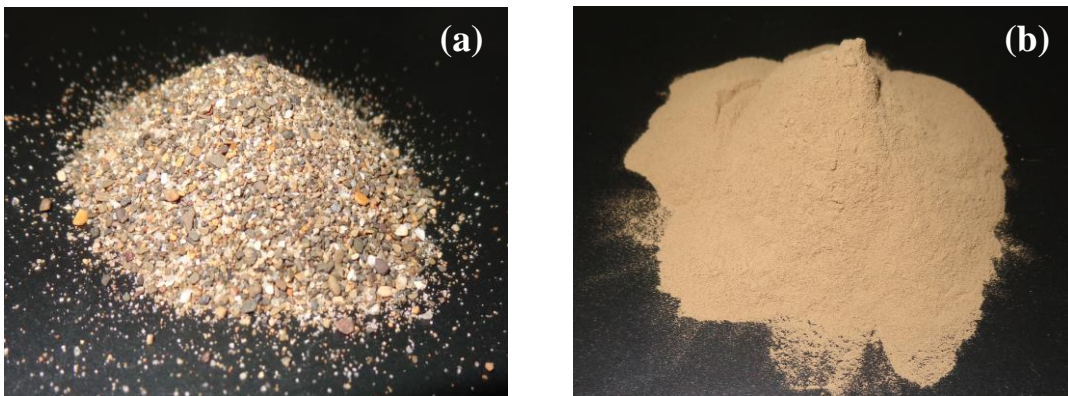


Figure 2.14: Matériaux utilisés, (a) Sable de Chlef, (b) Limon de Chlef

Le sable de Chlef (Figure 2.14a), comme son nom l'indique, provient de l'Oued Chlef qui traverse la ville de Chlef (Nord de l'Algérie) prélevé à partir d'une couche liquéfiée près de l'épicentre du séisme de Chlef (10 octobre 1980) d'une profondeur de 6.00 m au-dessous du terrain naturel comme il est schématisé sur la figure 2.15 , c'est un sable moyen composé de particules de forme arrondie avec un diamètre moyen $D_{50} = 0,61\text{mm}$, ayant un poids volumique des grains solide γ_s égale 2.65g/cm^3 .

Le limon (Figure 3.14b) obtenu dans la même région que le sable peu plastique a un indice de plasticité (I_p) égal à 6. Les teneurs en fines (f_c) vont de 10% à 40% dans les essais réalisés.

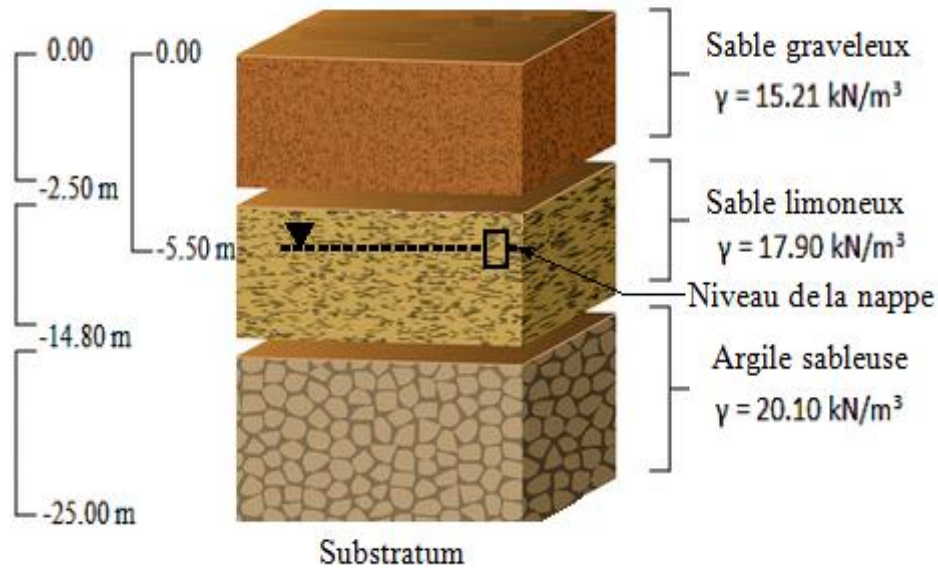


Figure 2.15: Profil géotechnique du sol en place sur le site

Afin d'étudier l'influence de la granulométrie et du type de mélange sable-sol fin, les mélanges ont été réalisés avec du sable et du limon. Les échantillons sont amenés de l'Oued Chlef au laboratoire et mélangés avec des quantités de poussières et des matériaux différents. Dans ce cas, ils sont lavés dans un tamis de 0.08 mm de diamètre pour qu'ils soient propres et ne contiennent pas d'éléments nocifs afin de déterminer les caractéristiques physiques nécessaires.

Dans cette étude, les essais ont été réalisés sur le sable propre ($f_c=0$) et un mélange de sable limoneux reconstitué en laboratoire avec des teneurs en fines croissantes de 0 à 40% (Figure 2.16).

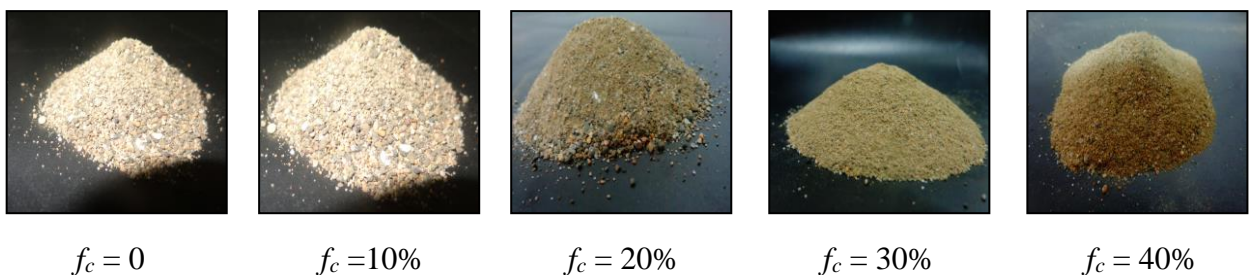


Figure 2.16: Mélange sable-limon avec différentes teneurs en fines

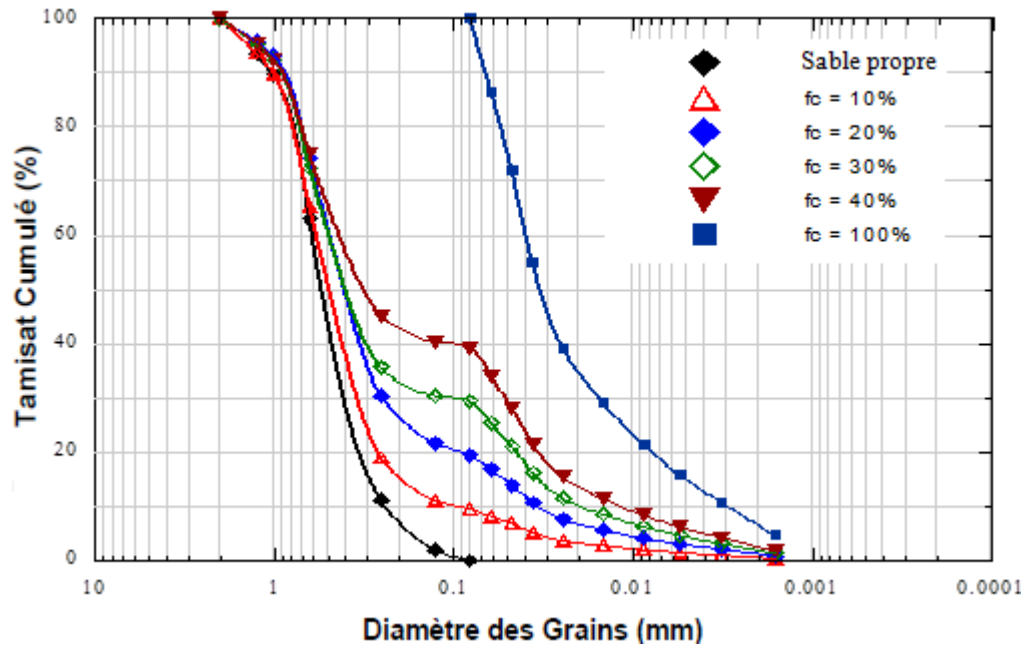


Figure 2.17: Courbe granulométrique des matériaux utilisés

Les courbes granulométriques de ces sols examinés sont également représentées sur la figure 2.17, ils ont été obtenus par tamisage sur une série complète de tamis et par sédimentométrie pour les limons. Les essais ont été réalisés pour une densité relative $D_r = 50\%$.

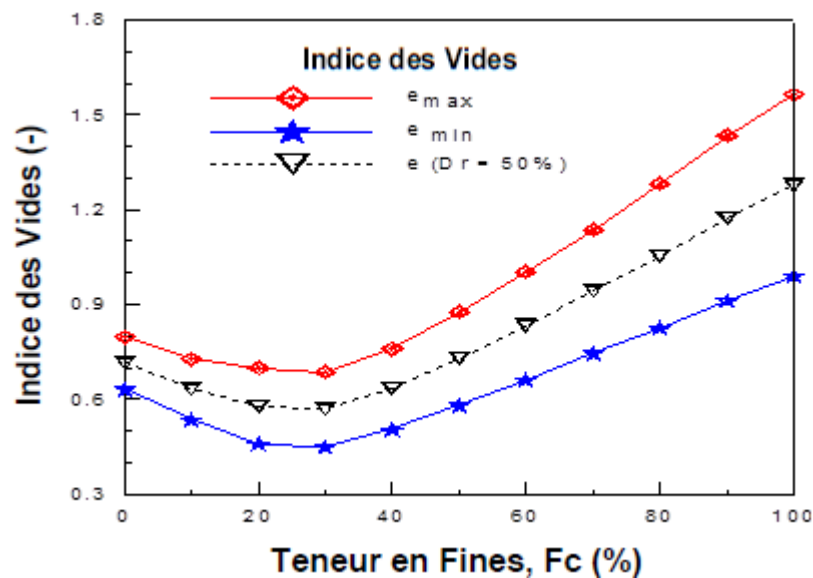


Figure 2.18: Variation des indices de vide par rapport à la teneur en fines

Les données liées à la variation des indices des vides maximaux e_{max} (indice de vide maximal correspondant à l'état le plus lâche de l'échantillon) et minimaux e_{min} (indice de vide minimum correspondant à l'état le plus dense de l'échantillon) avec des teneurs en fines illustrées sur

la figure 2.18. On note que ces deux indices des vides diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à $f_c = 30\%$ ensuite, au-delà de 30% de fines l'indice des vides augmente.

La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée (le volume initial de l'échantillon est connu), l'état de densité de l'échantillon étant défini par la densité relative:

$$I_D = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad 2.02$$

Le tableau 2.1 et le tableau 2.2 donnent les caractéristiques de ces sols. Les essais ont été réalisés avec une densité relative $Dr = 50\%$.

Tableau 2.1 : Caractéristiques de Limon (Chlef)

matériel	Propriétés Limon de (Chlef)	Propriétés Limon de (Chlef)
Limon	Poids volumique des fines	2.667 g/cm ³
	e_{\max}	1.563
	e_{\min}	0.993
	Limite de liquidité (W_l)	31.70 %
	Limite de plasticité (W_p)	26.70 %
	Indice de plasticité (I_p)	6.00 %

Tableau 2.2 : Caractéristiques de mélange sable-Limon (Chlef)

Matériaux	f_c (%)	γ_s (g/cm ³)	D_{50} (mm)	C_u	C_c	e_{\min}	e_{\max}	I_p (%)
Sable	0	2.650	0.53	2.60	1.06	0.556	0.809	-
	10	2.652	0.50	6.30	2.12	0.407	0.742	-
Sable	20	2.653	0.42	15.29	3.54	0.385	0.681	-
limoneux	30	2.655	0.40	26.14	1.38	0.376	0.673	-
	40	2.657	0.31	37.51	0.51	0.445	0.749	-
Limon	100	2.667	-	-	-	0.993	1.563	6.00

2.3.2 Géotextile utilisé

Dans cette étude, le renforcement des échantillons de sol est effectué en utilisant un géotextile tissé de type GEOTER 150 (Figure 2.19) fourni par le fabricant AFITEX (Algérie). Le géotextile utilisé dans cette étude est un géotextile de type composite de renforcement et de séparation, il a été choisi dans la gamme des produits tissés de la marque "Geoter FPET 150". C'est un produit composé d'une structure tissée-tricotée-tramée en polyester haute ténacité, associée à un tissé. La conception spéciale innovante (brevets déposés) de ce géotextile présente en plus des performances de résistance.



Figure 2.19: Géotextile utilisé dans cette étude: GEOTER 150

Tableau 2.3 : Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de géotextile utilisé

<i>Caractéristiques</i>	<i>Norme</i>	<i>Unité</i>	<i>Valeur</i>	<i>Tolérance</i>
Caractéristiques Mécaniques & Dimensionnelles				
Masse surfacique	<i>NF EN ISO 9864</i>	g/m ²	363	± 10%
Epaisseur sous 2 kPa	<i>NF EN ISO 964-1</i>	mm	/	± 20%
Résistance à la rupture en traction	<i>NF EN ISO 10319</i>	kN/m	SP* 150 ST* 10	Val. mini
Déformation à la rupture en traction	<i>NF EN ISO 10319</i>	%	SP* 11 ST* 8	± 20%
Perforation dynamique	<i>NF EN 13433</i>	mm	14	± 20%
Poinçonnement statique CBR	<i>NF EN 12236</i>	kN	3.8	- 10%
Caractéristiques Hydrauliques				
Perméabilité	<i>NF EN 11058</i>	m/s	30.10 ⁻³	-
Ouverture de filtration	<i>NF EN 12956</i>	µm	198	-

*SP = Sens production / ST = Sens trame

Il faut préciser que le choix du géotextile a été guidé par deux raisons principales. D'une part, leur résistance élevée au poinçonnement et à la perforation lors de la mise en œuvre et, d'autre part, leur perméabilité parfaitement contrôlée sur les sites. Les différentes caractéristiques de ce type de géotextile, produits par la société AFITEX, sont présentées dans le tableau 2.3 suivant la fiche technique de ce produit, qui a été confirmée par la suite, par des examens plus ou moins normalisés au niveau de l'organisme national de contrôle technique des travaux publics (CTTP) en Algérie. Grâce à ces examens, il est possible d'apprécier et de comparer des produits géotextiles de types différents, ce qui est un premier pas vers le choix techniquement correct et l'utilisation économique des géotextiles (Annexe).

2.4 Comportement mécanique des sols renforcés

2.4.1 Comportement mécanique des sols renforcés par des fibres synthétiques

Dans l'histoire moderne de la stabilité du sol, le concept et le principe du renforcement par l'utilisation des matériaux fibreux a montré que cette technique, développée par H. Vidal en 1966, est une solution économique et efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. A cet effet, plusieurs chercheurs ont montré l'intérêt de l'utilisation des matériaux fibreux pour savoir leurs efficacités après le renforcement des sols. [Benessalah et al. \(2015\)](#) ont mené une série d'essais de cisaillement direct sur des échantillons de sable renforcé par des fibres, dans le but d'étudier l'effet de la teneur en fibres de verre, à différentes densités de sol, sur la résistance au cisaillement d'un sol sableux. Ils ont constaté une amélioration des caractéristiques mécaniques avec l'ajout de fibres de verre, en particulier pour les échantillons humides. Il a également été montré que 0,3% de la teneur en fibres est une valeur critique de la contribution des fibres pour améliorer les caractéristiques mécaniques. [Consoli et al. \(1998\)](#) ont indiqué, à partir d'essais triaxiaux sur des sables limoneux, que l'inclusion des fibres de verre dans le sable limoneux améliore la résistance en pointe et de même la résistance maximale correspondante au cisaillement résiduelle. [Gray et Ohashi \(1983\)](#) trouvent, à travers une série d'essais de cisaillement direct menés sur un sable sec renforcé avec différents types de fibres, que le renforcement par des fibres naturelles et synthétiques présente une meilleure performance que les fibres métalliques. Sur la base de ces études, les chercheurs ont montré que l'efficacité d'un renfort est influencée par les propriétés des fibres, y compris le type, la fraction de volume, la longueur, l'allongement, le module d'élasticité et l'orientation, ainsi que les caractéristiques du

sol, y compris la taille des particules, la forme et la gradation, ainsi que le niveau de contrainte et la densité des particules solides.

2.4.2 Comportement mécanique des sols renforcés par des nappes géosynthétiques

L'utilisation des nappes de géotextile dans le domaine de mécanique des sols, a conduit à de nombreuses recherches concernant notamment l'apport des géotextiles vis-à-vis du potentiel de liquéfaction des sols : [Madhavi et al. \(2007\)](#), [Moghaddas et al. \(2007\)](#), [Tuna et al. \(2012\)](#), [Meftahi et al. \(2016\)](#), [Zlatovic and Ishihara \(1995\)](#).... Ces études ont montré que l'ajout des géotextiles au sol permet d'augmenter de manière significative le facteur de sécurité et d'évaluer la susceptibilité à la liquéfaction des sols. [Haeri et al. \(2000\)](#) ont effectué des essais de compression triaxiale monotone afin d'étudier les caractéristiques de contrainte-déformation et la dilatation du sable sec renforcé avec des géotextiles. Sur la base des résultats obtenus, les recherches ont démontré que l'inclusion des géotextiles a un effet significatif sur l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des sols. [Chen et al. \(2014\)](#) font mention, dans leurs travaux, des essais triaxiaux consolidés non drainés et consolidés drainés réalisés sur un dispositif de grande dimension. Ils ont constaté notamment que le coefficient de renforcement par géogridde augmente avec l'augmentation du nombre de couches de géogridde. [Meftahi et al. \(2016\)](#) ont étudié le comportement de la liquéfaction statique d'un sable limoneux saturé renforcé par différents arrangements de couches géotextiles à la base des essais triaxiaux, les essais montrent que l'inclusion des géotextiles augmente la résistance à la liquéfaction du sable saturé pour les différents teneurs en limon examinées.

2.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les particularités des techniques expérimentales et les procédures utilisées dans le cadre de cette recherche en utilisant l'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial classique, pour l'étude du comportement d'un sable limoneux renforcé par des géotextiles. L'intérêt de ces dispositifs est de tester des éprouvettes qui contiennent un mélange de sable limoneux de la région de Chlef ayant différent pourcentage des teneurs en fines, non renforcé et renforcé par des géotextiles, sous différents mode (fibres, nappes de géotextile), ce qui permet d'aller loin dans l'étude des paramètres qui ont une influence sur le comportement du sol étudié. Le géotextile utilisé a été identifié pour l'utilisé dans l'étude de renforcement des sols par la suite.

CHAPITRE III : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX RENFORCES PAR DES FIBRES SYNTHETIQUE

Le troisième chapitre, englobe la première série d'essais mécaniques réalisée en laboratoire. Dans ce chapitre on va traiter le comportement des sols limoneux (sable-limon de *Chlef*) en utilisant l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. L'objectif principal est d'étudier l'évolution du comportement des sols traités dont un état sec et humide en termes de résistance et de caractéristiques mécaniques de cisaillement.

3.1 Introduction

L'inclusion des matériaux géosynthétiques dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols. Ces matériaux synthétiques qui sont de plus en plus utilisés en Algérie comme dans le reste du monde sous forme des nappes de géosynthétiques ou de fibres, représente une alternative économiquement et techniquement intéressante puisqu'elle a révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, dont on a assisté à un retour en force dans quelques utilisations où elle a entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel.

Ce chapitre présente des études au laboratoire basant essentiellement sur des essais de cisaillement à l'aide de la boîte de CASAGRANDE. Nous présentons dans ce travail les résultats expérimentaux obtenus en étudiant l'influence de l'humidité (teneur en eau) et la présence des fines ($f_c=0\%$, 20% et 40%) sur le comportement mécanique des mélanges sable-limon de Chlef. L'étude portera sur la comparaison entre les résultats obtenus à partir des essais réalisés sur des échantillons non renforcés en modes sec ($\omega = 0$) et humide ($\omega = 3\%$), sous diverses contraintes de confinement verticales (50, 100, 200 et 300 kPa). L'effet du renforcement de mélange sable-limon avec des fibres synthétiques ($f_b = 0,1 ; 0,25 ; 0,3$ à 0,5% contenu volumétrique de fibres), sera présenté par la suite, en mettant l'accent sur la résistance au cisaillement des échantillons durant l'essai. Une synthèse des résultats permet d'analyser l'influence de différents paramètres que nous avons fait varier d'un essai à un autre.

3.2 Matériaux et procédures de l'essai

Dans cette étude, plus de 80 essais de cisaillement direct, à la boîte de Casagrand, ont été effectués au laboratoire sur des échantillons de sable propre avec des teneurs en fines de limon variant entre 0 et 40%, non renforcés et renforcés par des fibres, pour différentes contraintes de confinement verticales (50, 100, 200 et 300 kPa) et sous un état sec ($\omega=0\%$) ou humide ($\omega=3\%$). L'étude a été menée sur des échantillons renforcés par des fibres synthétiques d'un géotextile tricotée-tissée en polyester de haute ténacité de type Geoter FPET 150. La longueur des fibres était d'environ 10 mm dans tous les essais. Une procédure de préparation des échantillons a été suivie afin d'obtenir la distribution uniforme de l'orientation des fibres dans les échantillons de sol. Les calculs du poids et du pourcentage des fibres dans les échantillons renforcés sont, pour un volume de boîte donné (V) et un indice des vides (e_0), similaires à celui de l'échantillon non renforcé, basés sur les équations développées par [Anagnostopoulos et al. \(2013\)](#).

Dans ce cas, une certaine quantité de sol est remplacée par un matériau de densité inférieure de sorte que l'ensemble du massif reste inchangé (Michalowski et Zao 1996, Ozkul et Gokhan (2002), Benssalah et al. (2015)). La procédure suivante a été suivie:

1. Selon l'indice de vides (e_0) requis et de la teneur volumique en fibres (ρ_f), le pourcentage correspondant de fibres (ρ_f) en poids a été calculé par la formule:

$$\rho_f = \frac{(1 + e_0) \cdot \gamma_f \cdot \rho_v}{(1 + e_0) \cdot (\gamma_f - \gamma_s) \cdot \rho_v \cdot \gamma_s} \quad 3.01$$

Où γ_f et γ_s sont les poids volumiques des fibres et des grains solides, respectivement. ρ_f est défini comme étant le ratio entre la masse des fibres par rapport à la masse de sable sec.

2. La masse de sable sec W_s et la masse des fibres W_f nécessaire pour obtenir l'échantillon avec le volume total de la boîte V ont été calculés par les équations suivantes:

$$W_s = \frac{V}{1 + e_0} \cdot \frac{(1 - \rho_f) \gamma_s \cdot \gamma_f}{(1 + \rho_f) \gamma_f + \rho_f \cdot \gamma_s} \quad 3.02$$

$$W_f = \frac{V}{1 + e_0} \cdot \frac{\rho_f \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f}{(1 + \rho_f) \gamma_f + \rho_f \cdot \gamma_s} \quad 3.03$$

3. Au cours du processus de compactage, la taille de l'échantillon (h) à l'intérieur de la zone de cisaillement a été soigneusement mesurée et enregistrée pour estimer le volume équivalent (V) utilisé (Anagnostopoulos et al. 2013).

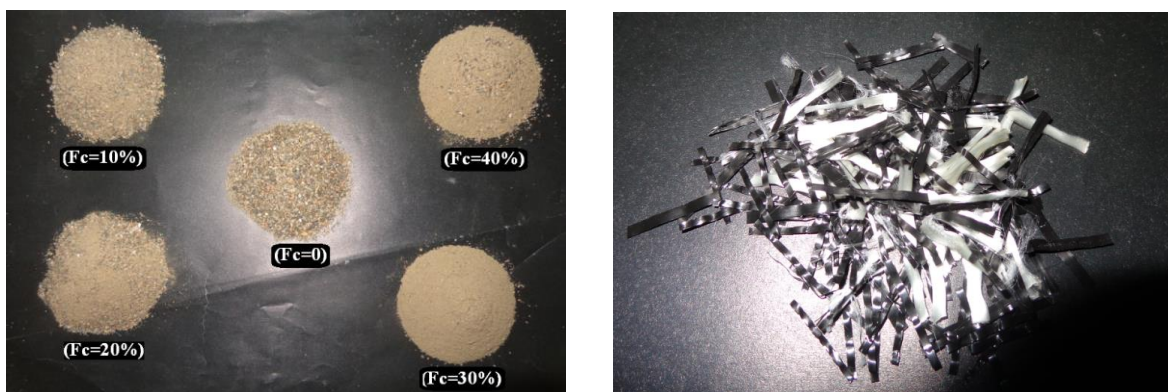


Figure 3.1 : Matériaux utilisés pour cette étude: (a) Sable-Limoneux de Chlef, (b) Fibres Synthétique en polyester

Pour le sol humide, la valeur de la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale γ_{dmax} , du sable de Chlef à faible teneur en fines, est confiné entre: $3 \leq \omega \leq 5\%$. De nombreuses études bibliographiques portant sur le sable de Chlef ont utilisé cette valeur proche généralement de celle trouvée dans la nature (Benessalah et al. (2015), Della et al. (2011), Flitti et al. (2017,...)). Dans cette étude, tous les essais ont été effectués à la fois pour des échantillons ayant une teneur en eau $\omega = 3\%$.

Le dépôt humide consiste à mélanger le sable limoneux préalablement sec à la teneur en eau souhaitée. Le mélange peut être considéré comme une matrice composée de deux submatrices : l'une à gros-grains, constituée de particules de sable ; et l'autre à grains fins, constituée uniquement de fines (Thevanayagan, 1998).

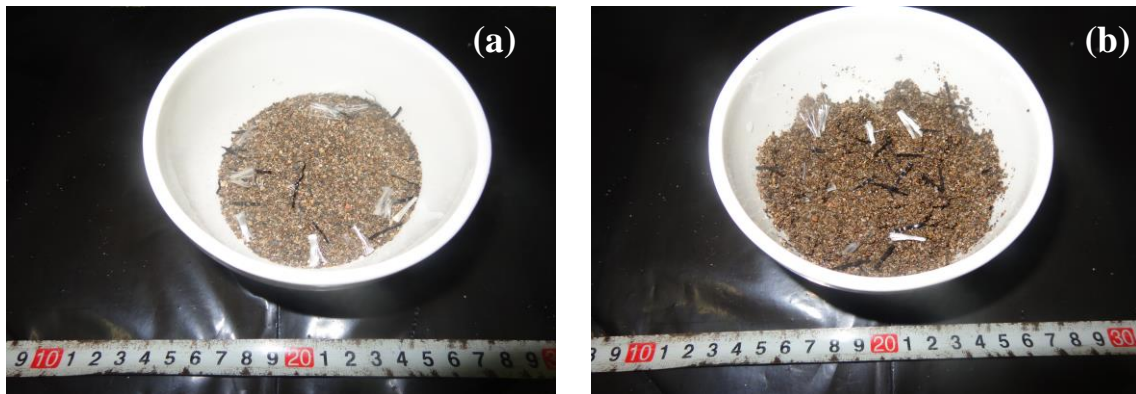


Figure 3.2: Préparation des échantillons: (a) échantillons secs, (b) échantillons humides ($\omega = 3\%$)

L'arrangement des fibres synthétiques dans l'échantillon est illustré dans la figure 3.2b. Les fibres sous le nom Geoter FPET 150 ont été utilisées dans cette étude pour réaliser les échantillons. Leurs propriétés et caractéristiques mécaniques les plus importantes, tel que donné par le fabricant, sont : longueur $L_f = 10$ mm et la masse surfacique = 363 g/m². Toutes les propriétés de renforcement ont été déterminées par des essais selon les normes ASTM adéquates.

3.3 Résultats des essais sur sable limoneux renforcé par des fibres synthétiques et discussions

Le renforcement des sols par la technique d'inclusion de fibres synthétiques a montré une certaine efficacité imputable au mécanisme de frottement entre le matériau synthétique et les particules de sol qui contribue à augmenter la liaison entre les grains. Dans cette étude, l'influence de la teneur en fibres (0.1, 0.3 et 0.5% contenu volumétrique de fibres) pour des

échantillons moyennement denses ($D_r=50\%$), seront étudiées à partir des essais de cisaillement direct et présentés par la suite pour déduire l'influence de : l'humidité (teneur en eau), de la présence des teneurs en fines et de la variation de la teneur en fibres, sur le comportement mécanique du sol étudié avant et après son renforcement sous différentes contraintes de confinement.

3.3.1 Comportement du sol de Chlef avant le renforcement

Au début de cette étude, on présente les résultats obtenus pour des essais réalisés sur des échantillons de sol non renforcés. En mettant l'accent sur l'effet de la pression de confinement et l'humidité (teneur en eau $\omega=3\%$), sur le comportement mécanique du sable de Chlef.

3.3.1.1 Comportement du Sable propre avant le renforcement

a. Effet de la contrainte de confinement et de la teneur en eau sur le comportement mécanique de sable propre non renforcé

Les expériences réalisées ont permis également, de mettre en évidence l'effet de la résistance au cisaillement et l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sable propre de Chlef. Cette étude portera sur la comparaison entre les résultats obtenus sur des échantillons de sable non renforcé à son état sec et humide ($\omega=3\%$), réalisés à partir des essais de cisaillement direct. Tout d'abord, la figure 3.3 présente l'effet de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques du sable propre non renforcé, ayant une densité relative moyenne $D_r = 50\%$, sous différentes pressions de confinement appliquées (50, 100, 200 et 300 kPa). La figure 3.3a montre que la résistance au cisaillement augmente d'une manière considérable avec l'augmentation du déplacement horizontal, en raison de la bonne adhérence entre les grains de sable sec. À la suite du cisaillement, une résistance maximale indique l'existence des pics présentés sur la courbe contraintes-déplacements pour des déplacements horizontaux très faibles (entre 2 et 3 mm). Les valeurs de la résistance au cisaillement au pic sont 39,8 ; 78,2 ; 145,5 et 222,3 kPa pour des pressions de 50, 100, 200 et 300 kPa, respectivement. La résistance du sol diminue, par la suite, avec une tendance de se stabiliser à une valeur plus faible, traduisant la résistance résiduelle du sable propre étudié. Ce phénomène apparaît clairement sous la contrainte de confinement de 300 kPa. La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

Effectivement, avec l'accroissement de l'effort vertical, les grains sont de plus en plus serrés les uns contre les autres, les vides sont réduits, ce qui augmente les forces d'enchevêtrement, de frottement et de cohésion entre les grains du sable. Ces forces s'opposent aux mouvements issus de la force horizontale de cisaillement.

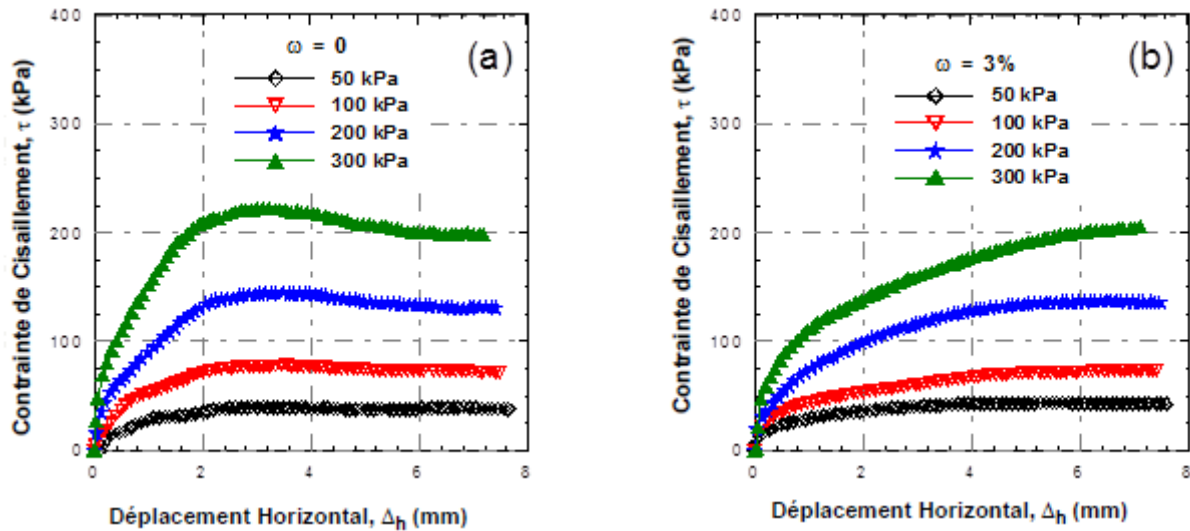


Figure 3.3: Effet de la résistance au cisaillement du sable propre non renforcé: variation de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement horizontal, (a) échantillons secs, (b) échantillons avec une teneur en eau $\omega = 3\%$

La figure 3.3b montre que la contrainte de cisaillement augmente continuellement avec l'avancement de l'essai sans atteindre un niveau de plasticité (pic). Les valeurs résiduelles obtenues à la fin de l'essai sont respectivement 42,7, 73,4, 136,3 et 205,4 kPa pour des contraintes de confinement de 50, 100, 200 et 300 kPa. De cette façon, l'étude de l'effet de la teneur en eau indique une diminution des résistances au cisaillement maximale et résiduelle avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cela est évident, puisque les grains de sable ont toujours une tendance à se déplacer tant que c'est possible au lieu de s'écraser, au cours du cisaillement. Dans le cas du sable sec, les grains n'ont pas une large possibilité de se déplacer pour éviter le plan de cisaillement, tandis que, avec la présence de mouvements entre les grains le frottement et l'enchevêtrement créé par la suite la résistance de l'échantillon. Par contre, l'humidité diminue la force générée par le frottement entre les grains et donc la résistance au cisaillement diminue ce qui explique, que la résistance globale des échantillons humides avec ($\omega = 3\%$) paraît moins importante que celle des échantillons secs.

b. Effet de la contrainte de confinement et de la teneur en eau sur la variation de volume au cisaillement de sable propre non renforcé

En général, le sable présente un comportement en deux phases (dilatante & contractante). La figure 3.4a montre l'évolution de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal du sable propre à son état sec. Au début, on remarque la présence d'un comportement contractant caractérisé par une diminution de déplacement vertical avec l'augmentation de déplacement horizontal, cette contractance provoquée par le réarrangement et l'enchevêtrement des grains suite aux premiers déplacements en cisaillement.

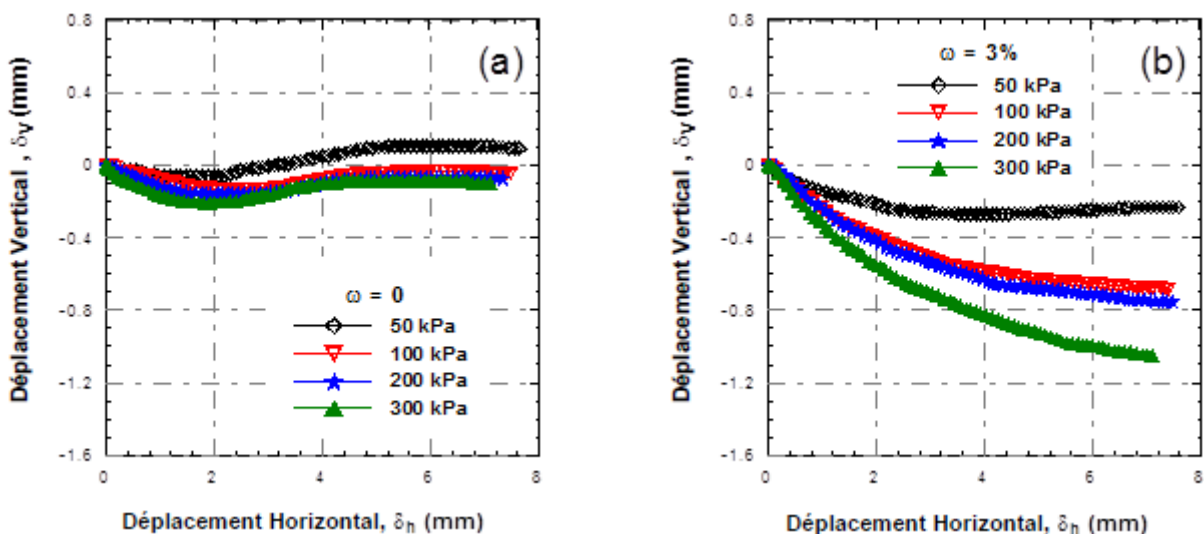


Figure 3.4: Effet de la résistance au cisaillement du sable propre non renforcé: évolution de la contrainte de cisaillement due au déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal :
 a) échantillons secs, b) échantillons humide avec une teneur en eau ($\omega = 3\%$)

Par la suite, pour chaque contrainte de confinement et après un déplacement horizontal donné ($\delta_h=2\text{mm}$), une autre phase plus importante se manifeste où le sens de la variation du volume s'inverse. Cette phase sera établie par une augmentation du volume de l'échantillon cisailé associée à une augmentation du déplacement vertical, caractérisant de ce fait un comportement dilatant du sol. Selon [Magnan \(1991\)](#) et [Boudlal \(2013\)](#), cette phase de comportement dilatant est due au fait que les grains de sable, au niveau microscopique, se désenchevêtrent et montent les uns sur les autres en se déplaçant, pour éviter le cisaillement au cours de l'essai, ce qui provoque l'augmentation du volume de l'échantillon. A partir des résultats trouvés lorsque l'étude de la variation de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal des échantillons

cisaillés, on peut constater que le pic de la résistance obtenu précédemment sur la figure 3.4a est dû essentiellement, selon Lombe (1960), au comportement dilatant du matériau.

Dans le cas de sable propre à l'état humide ($\omega = 3\%$) (Figure 3.4b), les courbes de la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, montrent que le tassement de l'échantillon augmente progressivement au cours du parcours jusqu'à la fin de l'essai. Tous les échantillons humides ont présenté un comportement contractant qui se caractérise par une diminution du volume des échantillons. Cela, peut-être dû à la cohésion apparente qui est généralement due à cause de l'humidité qui va être créée après l'ajout de la quantité d'eau de l'ordre de 3%. Cette cohésion qui entoure les grains et les relie entre eux, explique la présence de la phase contractante durant les essais sur le sable propre à son état humide. Ces résultats sont en bon accord avec ceux obtenus par Benessalah et al. (2015).

c. Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols secs et humides

La figure 3.5 montre deux droites intrinsèques de plan Mohr-Coulomb qui sont obtenues directement en traçant la droite de la contrainte normale (σ) appliquée pendant l'essai de cisaillement direct et la droite de la contrainte de cisaillement (τ) mesurée pour atteindre un déplacement horizontal donné, soit 2mm.

Les résultats ont montré que la contrainte tangentielle du sable propre à l'état sec ou humide augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale. En effet, les pentes des droites sont très différentes. On note que la pente de la ligne de cisaillement M, qui varie proportionnellement à l'angle de frottement interne, est de plus en plus supérieure aux échantillons secs ($M = 0,688$) par rapport aux échantillons humides ($M = 0,422$).

Ces résultats permettent de constater que l'existence d'un certain pourcentage d'eau dans le sable ($w = 3\%$) présente une cohésion négligeable. Cette cohésion temporaire peut disparaître avec la variation de l'épaisseur des pellicules d'eau (eau absorbée) qui entourent les grains. Cela indique que l'humidité a un effet négatif sur le comportement mécanique du sable comparativement aux matériaux secs.

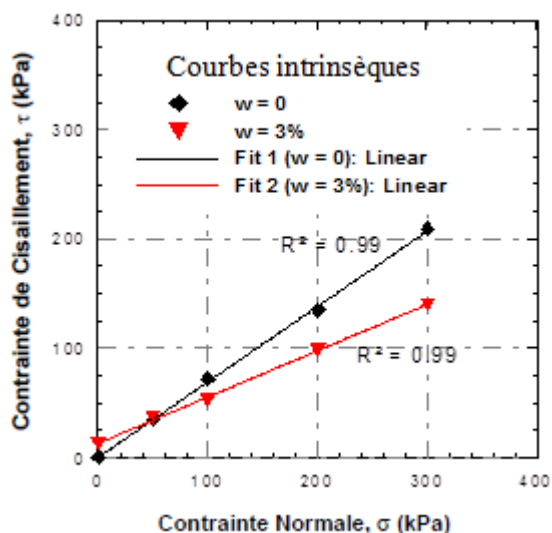


Figure 3.5: Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement pour le sable propre: Courbes intrinsèques des échantillons secs et humides ($w = 3\%$)

3.3.1.2 Comportement du sable limoneux avant le renforcement

Une autre série d'essais de cisaillement direct effectué sur un mélange sable-limon. L'objectif est de mettre en évidence l'effet de la teneur en fines, comprise entre zéro (sable propre) et 40 %, sur le comportement mécanique des échantillons dans un état sec et humide, sous un confinement de 100 kPa.

a. Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement de mélanges sable limoneux non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa

La figure 3.6 montre l'effet des fines sur la résistance au cisaillement sous un confinement de 100 kPa. Les résultats trouvés traduisent une diminution de la résistance au cisaillement avec l'ajout de la teneur en fines à l'état sec et humide des mélanges (sable-limon).

Pour les échantillons secs (Figures 3.6a), les résultats trouvés tendent de plus en plus vers des paliers jusqu'à l'apparition des pics de résistances maximales. Celles-ci correspondent, effectivement, à des déplacements horizontaux de 3 à 4 mm plus élevés comparativement aux résistances maximales trouvées précédemment pour le sable propre ($\delta_h = 2\text{mm}$) (Figure 3.3a).

À la suite du cisaillement, la résistance du matériau diminue avec une tendance de se stabiliser à une valeur plus faible, traduisant la résistance résiduelle du mélange sable-limon, par des courbes très rapprochées les unes des autres et se convergent à la fin vers un même point correspondant

peut-être à la même résistance résiduelle des mélanges. Des résultats comparables sont présentés par [Pedro \(2004\)](#), dans son étude exprime que les mélanges avec et sans gravier ont présenté la même résistance résiduelle.

Les échantillons humides ($\omega = 3\%$) du sable limoneux étudiés (Figure 3.6b), affectent la résistance au cisaillement obtenu avec une diminution lorsque la teneur en fines augmente. Nous constatons aussi que les courbes tracées à partir des contraintes de cisaillement en fonction des déformations horizontales présentent tous un palier sans qu'il y ait apparition de pic. Par la suite, l'essai se termine avant que le phénomène se produise complètement à cause du comportement humide de mélange étudié. Cela est dû à la limitation principale de l'essai de cisaillement direct à la boîte, est que le taux de cisaillement ne peut pas être très élevé, car l'air du plan cisailé diminue le long de l'essai ([Boudlal, 2013](#)). En revanche cette difficulté est contournée par l'essai de cisaillement annulaire présenté par [Estrada \(2008\)](#).

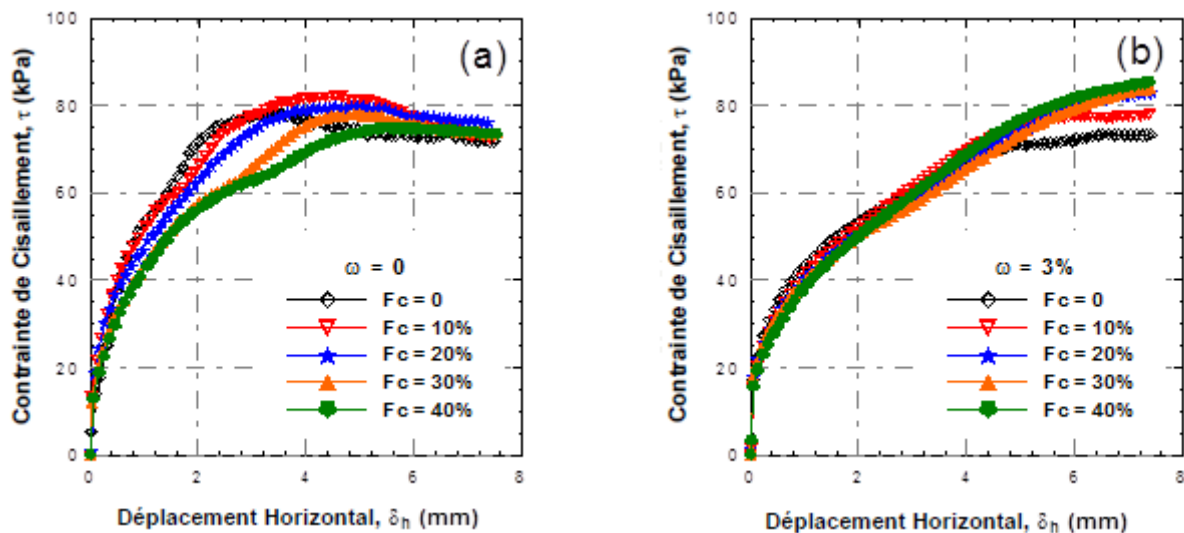


Figure 3.6: Influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement de mélanges sable limoneux non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa a), Échantillons secs b), échantillons humides ($\omega = 3\%$)

En effet, la présence de fines, bien qu'elle ait pour effet de diminuer la proportion des vides et de créer des ponts entre les grains, mais en contrepartie (en quantité exagérée), elle facilite le déplacement des grains les uns par rapport aux autres et augmente considérablement le potentiel d'instabilité de la matrice en question. Ce qui ne coïncide pas avec le comportement classique du sol [Arab \(2008\)](#), cela montre que la proportion des fines à ajouter dans un mélange est liée à plusieurs paramètres.

b. Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique des sols secs et humides

La figure 3.7 présente l'effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique des sables limoneux secs et humides ayant une teneur en fines allant de 0 à 40%. Le cas des échantillons secs traités sur la figure 3.7a montre que les échantillons conduisent à une diminution importante de la résistance au cisaillement proportionnelle à l'augmentation de la teneur en fines, et ce, pour des déplacements horizontaux de 2,00 mm. Par ailleurs, à la fin de l'essai de cisaillement, on note une légère diminution de la pente de la courbe intrinsèque des matériaux déterminés à différentes teneurs en fines.

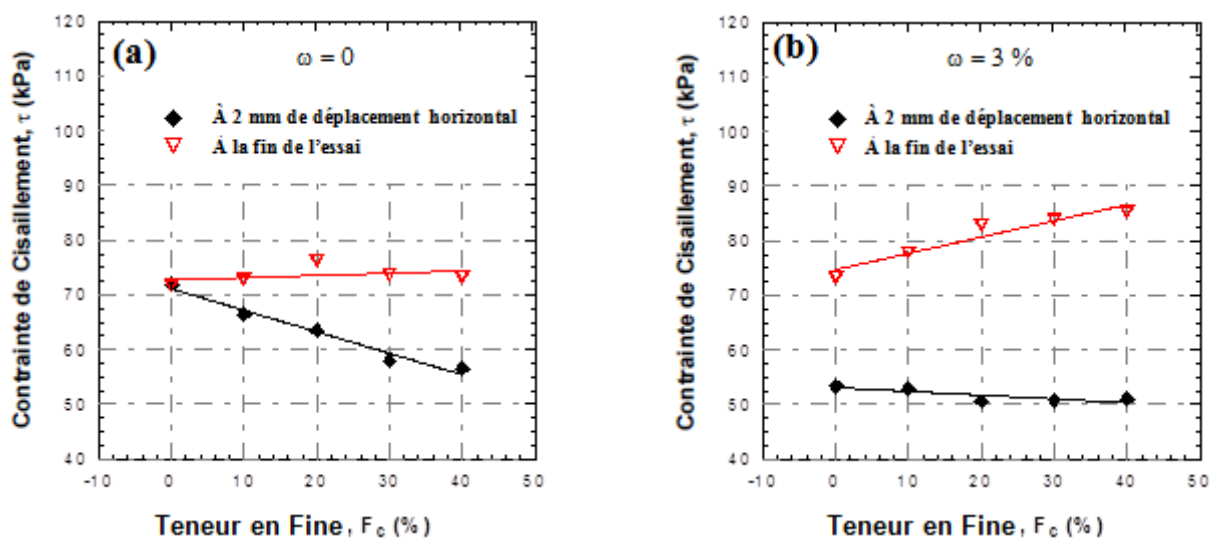


Figure 3.7: Effet de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement pour une contrainte de confinement de 100 kPa, a) Courbes intrinsèques des échantillons secs, b) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega = 3\%$)

Contrairement à son état sec, le mélange du sable limoneux humide ($\omega = 3\%$), présente une légère diminution de la résistance au cisaillement trouvée à des déplacements horizontaux de 2 mm. Par contre, à la fin de l'essai (résistance résiduelle), la résistance de mélange augmente légèrement et continuellement avec une tendance à se stabiliser à une valeur résiduelle au-delà de 20% de la teneur en fine. Ces résultats confirment les travaux de Pedro (2004), dans son étude a également constaté dans certains cas, que les mélanges avec et sans gravier ont présenté la même résistance résiduelle.

c. Effet de la teneur en fines et de la teneur en eau sur la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal du sable limoneux non renforcé

La Figure 3.8 montre l'effet de la teneur en fine ajoutée au sable limoneux non renforcé sur la variation du déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal. Le sable propre sec, présente une importante contractance qui se traduit par une diminution du déplacement vertical jusqu'à un déplacement horizontal proche de 4,00 mm (Figure 3.8a). Par la suite de cisaillement, les particules de sable propre rentrent mieux en contact les unes avec les autres et le sol présent alors une tendance à augmenter le volume indiquant la présence de la dilatance en fonction des déplacements horizontaux. Un tel comportement a été observé par Evesque (2000). Il a montré que le milieu granulaire sous des contraintes isotropes doit d'abord se contracter aux très faibles déformations, puis dilater par la suite et que cette dilatation est en fonction, non seulement de la densité initiale, mais aussi de la contrainte qui lui est appliquée.

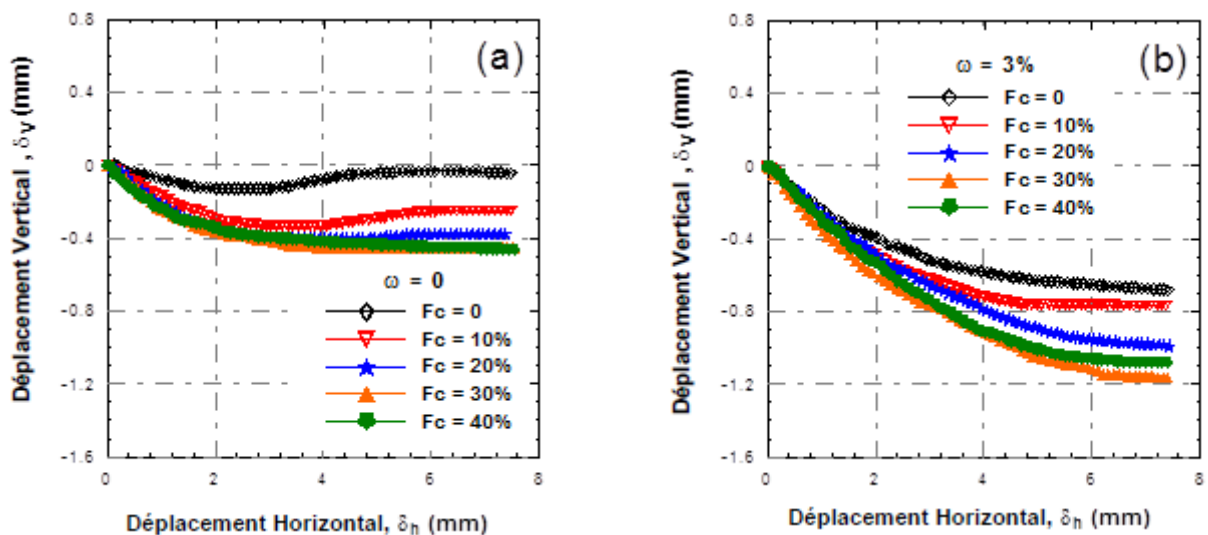


Figure 3.8: Variation de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, pour les mélanges sable-limon non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa -
(a) échantillons secs, (b) échantillons humides ($\omega = 3\%$)

En revanche, l'ajout des fines montre une influence considérable sur la variation de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal. Le comportement contractant est généralement observé au cours de cisaillement des mélanges étudiés à l'état sec. Pour les échantillons contenant 10% et 20% de particules fines, le comportement est plus contractant par rapport au sable propre sec suivi d'une légère dilatance jusqu'à la fin de l'essai. Concernant les mélanges ayant des teneurs en fines plus élevées (30% et 40%), le comportement est purement

contractant. Ceci peut être dû à l'augmentation de la densité des échantillons suite aux particules de fines qui rentrent dans les vides existants entre les grains de sable tel qu'il a été expliqué par Evesque (2000).

D'un autre côté, les résultats des échantillons humides présentés sur la figure 3.8b ont permis de révéler un comportement purement contractant entraînant une réduction du volume de l'échantillon. Ce comportement contractant est plus prononcé pour des valeurs plus élevées de contenu fin en comparaison à la tendance observée pour les échantillons secs. En présence de fines, les grains de sable sont presque entourés par les particules de fines, ce qui provoque une tendance à une diminution volumique assez importante indique la contractance. En revanche, le volume des vides inter-granulaires est presque supprimé dans le mélange, ce qui lui offre une meilleure densité pour faire face au chargement appliqué et, ainsi, limiter ou même supprimer parfois tout tassement instantané.

d. Evaluation des caractéristiques mécaniques au cisaillement des mélanges sable-limon non renforcés

Les courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb, rapportées sur la figure 3.9, illustrent l'évolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction de la contrainte normale (σ_n).

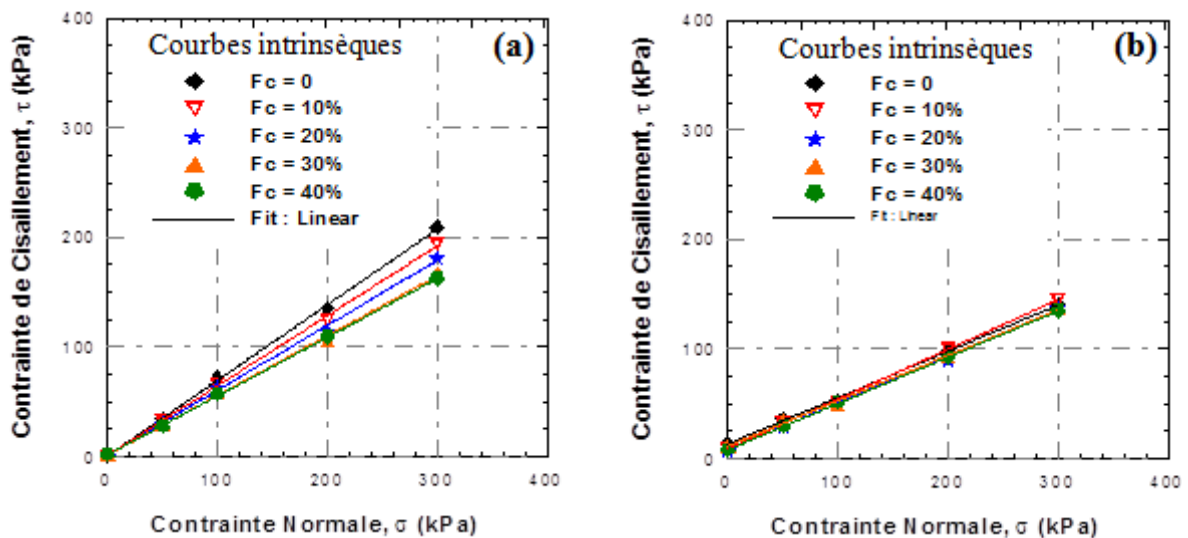


Figure 3.9: Effet de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement des mélanges sable-limon non renforcés sous une contrainte de confinement de 100 kPa.

Courbes intrinsèques à 2 mm de déplacement horizontal,

a) échantillons secs, b) échantillons humides $\omega = 3\%$

La contrainte de cisaillement du mélange sable-limon varie linéairement avec la contrainte de confinement normale. Alors qu'on observe une diminution de la pente avec l'augmentation de la teneur en fines pour les échantillons secs, l'effet de la teneur en fines est négligeable dans le cas d'échantillons humides. Il convient de noter que la résistance au cisaillement est plus faible dans le cas d'un échantillon humide. Cela est principalement dû au fait que la présence d'eau permet de construire un lubrifiant favorise le mouvement et le glissement des grains de sol, ce qui attribue la perte de la résistance au cisaillement. À cet effet, on note que l'humidité a un effet négatif important sur le comportement mécanique du sol comparativement aux matériaux secs.

e. Effet de la teneur en eau et de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques du sol avant le renforcement

Dans la résolution des problèmes de la stabilité en mécanique des sols, il est nécessaire de connaître les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Ainsi que, l'angle de frottement et la cohésion interviennent dans les calculs de la stabilité des ouvrages. La figure 3.10 montre l'influence de la teneur en eau et la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques, en termes de cohésion et d'angle de frottement du mélange étudié à l'état sec et humide.

La figure 3.10a montre l'évolution des paramètres de résistance au cisaillement du mélange sable-limon à son état sec. Les résultats obtenus permettent de constater une relation linéaire entre la cohésion et l'angle de frottement lorsqu'on fait varier la teneur en fines. L'angle de frottement subit une diminution relativement continue avec l'augmentation de la teneur en fines. En effet, le sable propre ($f_c = 0$) présente un angle de frottement important ($\varphi = 40^\circ$), suite à la rugosité et les angularités des grains, à un angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$) pour une teneur en fines élevée ($f_c = 40\%$). Par contre, la cohésion augmente de plus en plus avec la teneur en fines. Ce comportement est associé à une augmentation de la phase contractante avec une augmentation du contenu en fines.

En revanche, les résultats relatifs aux échantillons humides résumés sur la figure 3.10b indiquent que la présence des fines a un effet négligeable sur l'angle de frottement, accompagnée d'une cohésion négligeable. Pour le sable propre humide ($\omega = 3\%$), la cohésion trouvée est de 13.5 kPa. Par contre, avec l'ajout de fines, on peut observer une diminution de la cohésion jusqu'à une valeur constante d'environ 8 kPa pour les teneurs en fines supérieures à 20%. Ces résultats s'expliquent généralement par l'effet de l'humidité. La cohésion dans ce cas est

temporaire et peut disparaître avec la variation de l'épaisseur des pellicules d'eau qui entourent les grains.

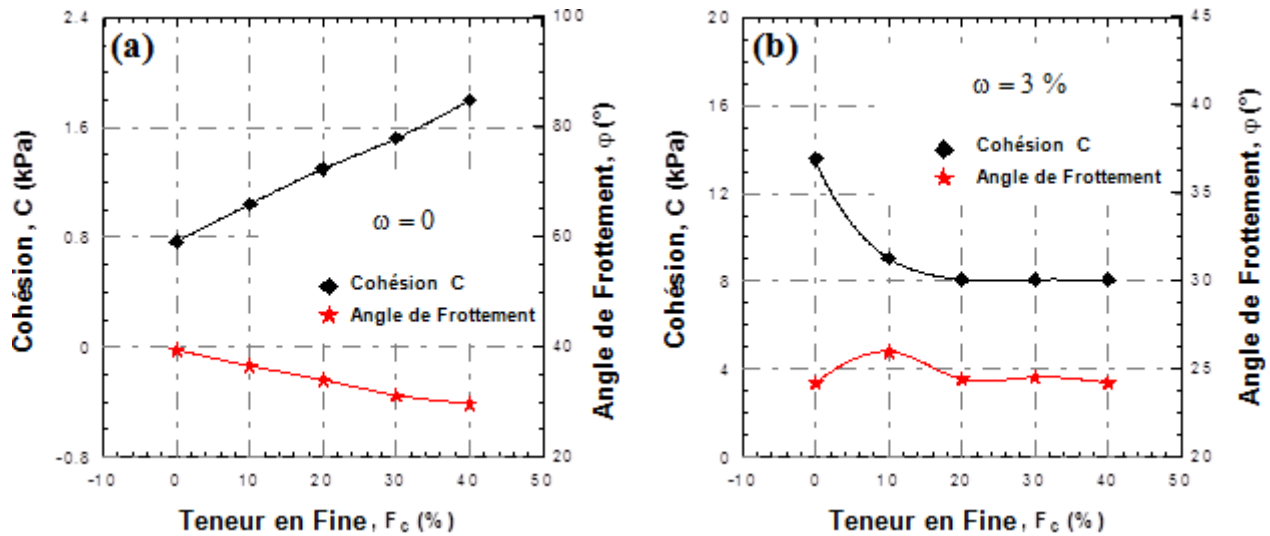


Figure 3.10: Influence de la teneur en fines sur les caractéristiques mécaniques à 2 mm de déplacement horizontal : a) Échantillons secs, b) Échantillons humides ($\omega = 3\%$)

L'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement a été étudiée par [Collins et al. \(1974\)](#) pour un sable argileux. Ils ont montré que dans le cas du sable contenant des fines argileuses, les particules de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile, ces dernières notamment à l'état humide se comportent comme un lubrifiant entre les grains, ce qui explique la diminution des frottements inter-granulaires, par la suite la cohésion augmente simultanément puisque les particules argileuses créent des ponts entre les grains et les relient. On constate donc que, selon les résultats obtenus, la présence d'éléments fins modifie fortement les caractéristiques mécaniques des mélanges sable-limon.

3.3.2 Comportement de sol de Chlef renforcé par des fibres synthétiques

Après avoir détaillé le comportement mécanique des mélanges sable-limon de la région de Chlef, sous l'effet de l'humidité, les résultats trouvés ont montré un comportement contractant dominant dans le cas du sol humide. C'est pourquoi cette étude présente les résultats des essais de cisaillement direct sur un sable limoneux humide renforcé par des fibres. L'addition des fibres peut être utilisée comme matériaux de renforcement pour aider le sol à conserver leur force. L'influence d'inclusion de ces matériaux sur le comportement mécanique du sol (sable renforcé avec des fibres) est étudiée en termes de résistance au cisaillement et de déformabilité, sous une

contrainte de confinement de 100 kPa. Les résultats sont comparés, par la suite, à ceux du sol non renforcé. Les teneurs volumétriques des fibres adoptées dans la présente étude sont les suivantes : 0,10 ; 0,25 ; 0,30 et 0,50%.

3.3.2.1 Comportement du sable propre renforcé par des fibres

La figure 3.11 présente l'effet de l'inclusion des fibres synthétiques, réparties au hasard, sur les propriétés mécaniques des échantillons humides de sable propre de Chlef, a une contrainte normale de 100kPa.

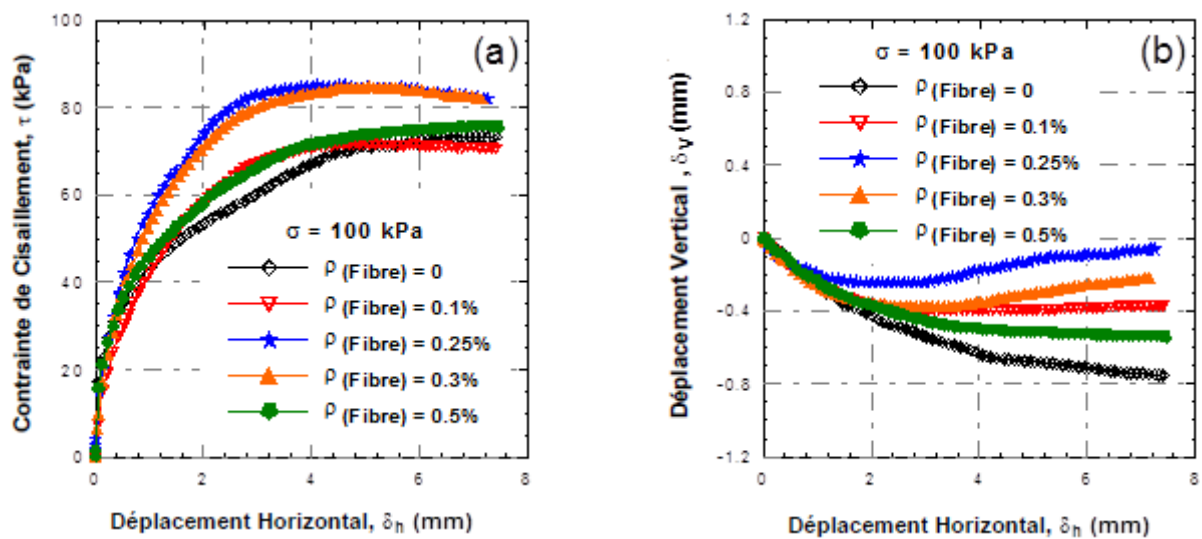


Figure 3.11: Effet de la résistance au cisaillement du sable propre humide ($\omega = 3\%$) renforcé avec une contrainte de confinement de 100 kPa, a) contrainte de cisaillement par rapport au déplacement horizontal, b) déplacement vertical par rapport au déplacement horizontal

Il est noté que tous les échantillons renforcés par des fibres montrent une meilleure performance en ce qui concerne la résistance au cisaillement par rapport au sol non renforcé, notamment pour les échantillons contenant un pourcentage de fibres de 0.25 %. Le même comportement est obtenu par Kumar et al. (1999) qui ont fait des études sur des argiles renforcées par fibres. De même, Maher et Gray (1990) ont également constaté que la teneur optimale des fibres pour les sols étudiés (sables renforcés par fibres) variait d'environ 0,30% à 0,40% du poids unitaire sec. Par contre, dans notre étude, on a observé que la performance optimale est obtenue pour un contenu de fibre volumétrique de 0,25% qui révèle une résistance maximale au cisaillement plus importants, d'environ de 40%, par rapport à celle trouvé dans le cas de sol non renforcé. Cette résistance sera, par la suite, suivi d'une légère diminution jusqu'à la fin de l'essai. Au-delà de

$f_b=0,25\%$, les échantillons ayant des teneurs en fibre plus élevées de 0,30% et 0,50%, présentent des résistances au cisaillement maximales inférieures à ceux obtenues avec 0,25% de fibres. (Figure 3.11a)

La figure 3.11b montre l'effet des inclusions des fibres sur l'évolution du déplacement vertical. Cela confirme les tendances observées pour la résistance au cisaillement. En effet, la phase contractante observée pour les sables propres non renforcés (figure 3.4a) est réduite avec l'introduction des fibres, induisant un comportement légèrement dilatant pour un déplacement horizontal supérieur à 2 mm. A cet effet, on constate que les déplacements verticaux diminuent avec l'augmentation de la teneur en fibres, indiquant un comportement moins contractant.

Ces expériences peuvent effectivement refléter le comportement réel du sol renforcé avec des fibres. En réalité, les fibres tournent autour des particules de sol et occupent le vide dû à cause de la forme irrégulière entre les grains, ce qui provoque un frottement et une cohésion apparente entre les grains et les fibres. Ces deux caractéristiques mécaniques augmentant la résistance du sol et les frottements importants pouvant se développer entre le matériau synthétique et les particules de sol, ce qui augmente la liaison entre les grains. La présence des fibres induit une forte diminution des déformations volumiques ; ce qui a pour effet de minimiser les fissurations d'expansion-contraction dues aux efforts appliqués (Benessalah, 2017). Des résultats similaires ont été obtenus par Ziegler et al. (1998) qui ont fait des études sur des argiles renforcées par des fibres.

3.3.2.2 Comportement du sable limoneux renforcé avec fibres

Parmi les paramètres principaux qui influent sur les caractéristiques mécaniques des sols limoneux présentés dans cette étude, on distingue en particulier l'effet de l'ajout des fines et la variation de la teneur en fibres.

La figure 3.12 présente les résultats des essais de cisaillement direct, effectués sous une contrainte de confinement de 100 kPa, sur des mélanges de sable limoneux, moyennement dense, renforcés avec des teneurs volumétriques en fibres allant de 0,1 ; 0,25 ; 0,3 à 0,5% et une teneur en fines de 20% à l'état humide ($\omega=3\%$). Dans un premier lieu, la figure 3.12a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal. Une amélioration significative de la résistance au cisaillement est obtenue au début d'essai en comparaison aux résultats trouvés pour le sable propre, en particulier pour les échantillons ayant

une teneur volumétrique en fibres de 0,25%. Cette teneur en fibres économique apporte le maximum de renfort au sol dans cette étude. Il est à noter que la contrainte de cisaillement augmente progressivement, pour tous les échantillons, avec l'augmentation du déplacement horizontal et présente des paliers sans qu'il y ait apparition de pic, comme l'indiquent les courbes, sous un état humide de sol ($\omega = 3\%$). La figure 3.12b présente la contribution du renforcement des fibres sur des mélanges sable-limon à la réduction de la déformation du sol par rapport au confinement appliqué. Les échantillons renforcés par des fibres montrent moins de déformabilité constatée précédemment par rapport aux échantillons non renforcés.

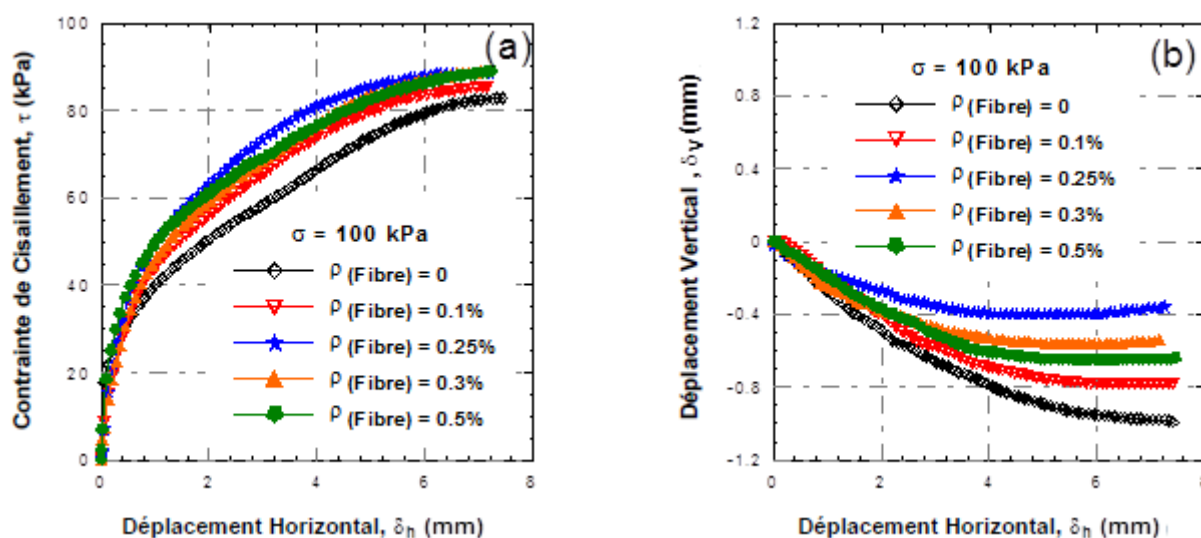


Figure 3.12: Effet de la résistance au cisaillement du sable limoneux ($f_c = 20\%$) renforcé sous une contrainte de confinement de 100 kPa ($\omega = 3\%$), (a) contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal, (b) déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal

Ces résultats permettent de constater que la résistance de mélange sable-limon étudié peut être améliorée en lui associant une proportion d'une teneur volumique en fibres relativement faible (moins de 0,30%). La présence des inclusions des fibres au sein de sol étudié conduit à l'augmentation de la résistance du sol. En ce qui concerne la variation de déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, on observe une phase contractante moins importante que celle obtenue pour des échantillons non renforcés, cette diminution de la phase de contractance est principalement induite par la compressibilité des fibres utilisées. Les inclusions des fibres qui travaillent alors en traction peuvent, lors de la rupture de l'échantillon, soit glisser au sein du sol, soit se rompre suivant la valeur de la contrainte de confinement. Donc, quelle que soit la nature du sol utilisée (sable propre ou sable limoneux avec faible teneur de fines), l'augmentation de la

teneur en fibres améliore les caractéristiques mécaniques à la rupture du sol étudié. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par [Benessalah et al. \(2015\)](#).

a. Effet de la teneur en fibres sur les caractéristiques mécaniques du sol renforcé

L'analyse de la rupture des sols étudiés permet de remonter aux paramètres mécaniques de rupture tels que l'angle de frottement ou la cohésion ([Boudlal, 2013](#)). Dans le cas général, la résistance au cisaillement des sols est principalement assurée soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains, soit par la cohésion qui lie les particules de sol. L'ensemble des résultats dans cette partie d'étude sont obtenus pour deux mélanges de sols, dans le premier est le sable propre de Chlef, alors que le deuxième présente un mélange d'un sable limoneux avec 20% de fines. Chaque mélange est préparé avec une teneur en eau de $\omega=3\%$.

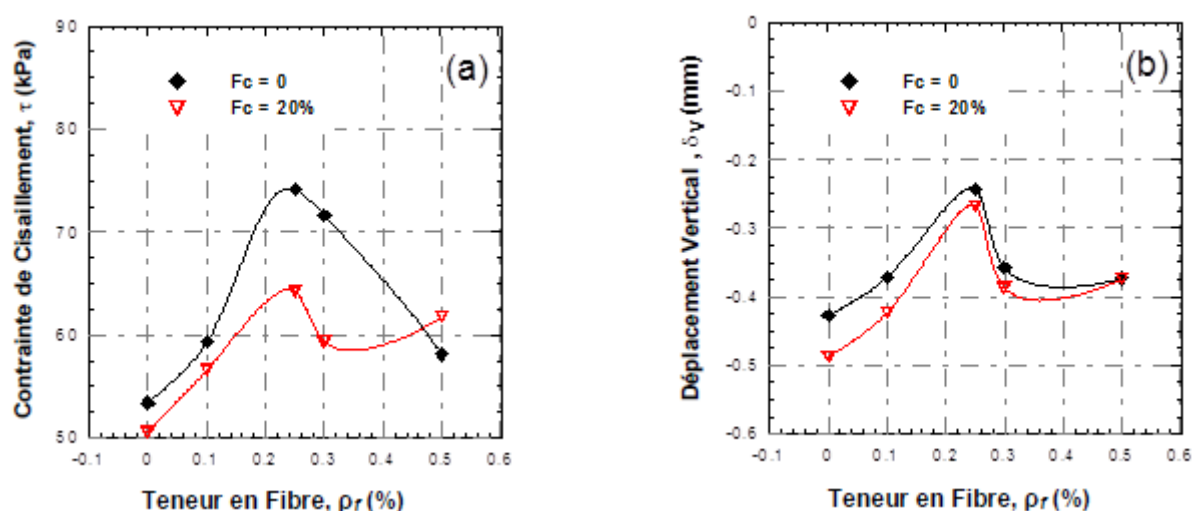


Figure 3.13: Influence de la teneur en fibres sur les propriétés mécaniques pour une pression de confinement de 100 kPa (a) Contrainte de cisaillement à 2 mm de déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical à 2 mm de déplacement horizontal

Les courbes présentées sur la figure 3.13a montrent l'évolution de la contrainte de cisaillement apportée par les fibres. La contrainte de cisaillement évolue en deux phases, à savoir une augmentation continue jusqu'à une valeur maximale de la teneur en fibres de 0,25%, puis une diminution au-delà de cette teneur étudiée. L'addition des fibres augmente sensiblement la valeur de la contrainte de cisaillement pour le mélange sable-limon de 25% par rapport à celle de mélange non renforcé, tandis qu'elle subit une augmentation, pratiquement de la même manière, mais avec une croissance plus importante (d'environ 40%) pour le sable propre renforcé par

rapport au sable non renforcé. Malgré l'écart constaté, les deux courbes présentent plus ou moins les mêmes allures et évoluent dans le même sens, ce qui explique que l'inclusion des teneurs en fibres dépend de la nature du sol et en particulier de la présence des fines.

La figure 3.13b permettant la comparaison des courbes de variation de déplacement vertical en fonction de la teneur volumique des fibres entre les échantillons reconstitués de sable propre et ceux de mélange de sable limoneux. Il est à noter que les déplacements verticaux varient non linéairement avec la présence des fibres, ils sont généralement gouvernés par deux phases. Dans la première phase on remarque une augmentation des déplacements verticaux avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à un optimum de 0.25%. Par contre, dans la deuxième phase, on remarque une diminution des déplacements verticaux jusqu'à la stabilisation. L'inclusion des fibres a une influence moins importante sur la variation de volume des échantillons étudiés, puisqu'elle se manifeste par un comportement très rapproché les uns avec les autres et évoluent dans un même fuseau avec des allures semblables pour le sable propre ou sable limoneux ayant différentes teneurs de fines.

3.4 Conclusions

Il ressort de cette étude que les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, ont permis d'apporter une étude approfondie de l'effet des inclusions ajoutées sur leur comportement du sol étudié, en particulier, l'effet des différents paramètres variés, à savoir, la teneur en eau, la teneur en fines et l'effet d'inclusions des fibres. Ce document contient une étude bien détaillée sur l'effet des inclusions ajoutées au comportement des sols au cisaillement.

En tenant compte des données et des résultats obtenus dans cette étude ; les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La contrainte de cisaillement du sol étudié est fortement influencée par la teneur en eau, la pression de confinement et la quantité des fibres.
- L'augmentation de la contrainte de confinement améliore significativement la résistance au cisaillement du sable propre.
- Les résistances au cisaillement maximales et résiduelles diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui entraîne une réduction des caractéristiques physiques telles que le frottement interne.

- L'ajout des fines affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement du sol, à l'état sec et humide de sable propre et des mélanges sable-limon, par l'augmentation de la phase contractante.
- L'ajout de fibres en polyester à un effet bénéfique sur les caractéristiques mécaniques du sol. L'utilisation de ces matériaux pour le renforcement, a montré une certaine efficacité imputable au mécanisme de frottement entre le matériau synthétique et les particules de sol qui contribuent à augmenter la liaison entre les grains.
- Les résultats expérimentaux montrent de manière générale que les caractéristiques mécaniques sont améliorées par l'addition des fibres en polyester, en particulier pour les échantillons humides. On a montré également qu'une teneur en fibres de 0.25% est une valeur critique pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques des mélanges de sable propre et de sable limoneux. L'ajout des fibres permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement, mais contribue également à limiter la contractance du sol.
- L'addition des fibres augmente la résistance au cisaillement pour le mélange sable-limon, tandis qu'elle subit une augmentation, pratiquement de la même manière, mais avec une croissance plus importante pour le sable propre, ce qui explique que l'inclusion des teneurs en fibres dépend de la nature du sol et en particulier de la présence des fines.

Ces résultats permettent, d'une part, de caractériser et de comprendre le comportement des sols à son état naturel, et d'autre part, de reconstituer des sols adéquats selon la fonction à assurer dans les ouvrages en terre comme les barrages, les routes, les barrières étanches, ...

**CHAPITRE IV : COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES LIMONEUX
RENFORCES PAR DES NAPPES DE GEOTEXTILES
EN CONDITION NON DRAINEE**

Ce chapitre a pour but de synthétiser les principales remarques et observations sur le comportement mécanique des sols limoneux, renforcés par des nappes de géotextile sous des essais triaxiaux monotones en condition non drainé. L'étude se fera principalement en comparaison avec le comportement mécanique des sols limoneux non renforcés.

4.1. Introduction

Les essais triaxiaux réalisés dans ce chapitre, ont permis, d'abord, de faire une étude détaillée en laboratoire sur le comportement d'un sable limoneux non renforcé et renforcé par des inclusions horizontales en géotextile tissé. Le travail porte sur plusieurs séries d'essais triaxiaux monotones non drainés effectués sur le sable de Chlef (Algérie), moyennement dense ($D_r = 50\%$), mélangé avec des quantités variables de limon de l'oued de Chlef ($f_c = 0\%$, 10%, 20% et 30). Ces essais sont nécessaires pour bien comprendre l'influence de la teneur en fines et celle du nombre de nappes de géotextile ($N_g = 1, 2, 3$) sur la résistance au cisaillement du sol étudié. Le comportement du sol renforcé par des nappes de géotextile sera présenté par la suite, en mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes noté et la variation de la teneur en fines sous une pression de confinement de 100 kPa.

4.2. Matériaux et procédures de l'essai triaxial

Pour étudier l'effet du renforcement sur l'évaluation de la résistance au cisaillement d'un sable propre ($f_c = 0$) (Figure 4.1a) et celle d'un mélange sable-limon ($f_c = 0, 10\%, 20\%$ et 30%) (Figure 4.1b) de la région de Chlef, non renforcé et renforcé par des géotextiles tissés de type GEOTER 150 (Figure 4.1c), une série d'essais triaxiaux monotone non drainés a été réalisées pour évaluer les effets de la teneur en limon et l'influence du renforcement par géotextiles.

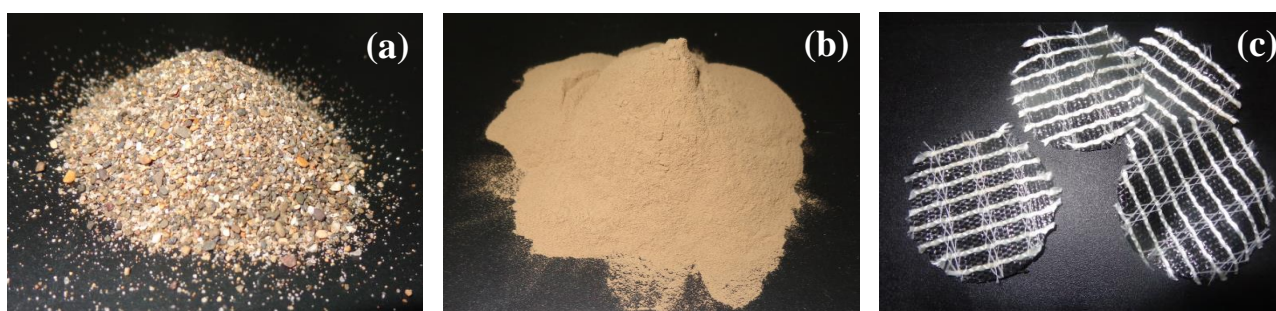


Figure 4.1: Matériaux utilisés, (a) sable de Chlef, (b) Limon de Chlef, (c) géotextile utilisé pour le renforcement

Le procédé de compactage statique a été appliqué sur les couches de sol comme il est recommandé par [Unnikrishnan et al. \(2002\)](#) pour atteindre une densité moyenne de 50% à tous les échantillons. Après le compactage et le nivellement de chaque couche de sol, la nappe de géotextile sera placée horizontalement dans l'échantillon. Pour les échantillons renforcés, le

le moule utilisé est rempli de sol étudié en plusieurs couches, en fonction de la disposition des couches de géotextile (Figure 4.2). Après chaque couche de sol compactée et nivelée, on ajoute une nappe de géotextile horizontalement sus-jacente puis la couche de sol suivante pour développer une liaison d'interface favorable avec le matériau sus-jacent. Cette procédure doit être répétée jusqu'à ce que la préparation de l'échantillon soit terminée.

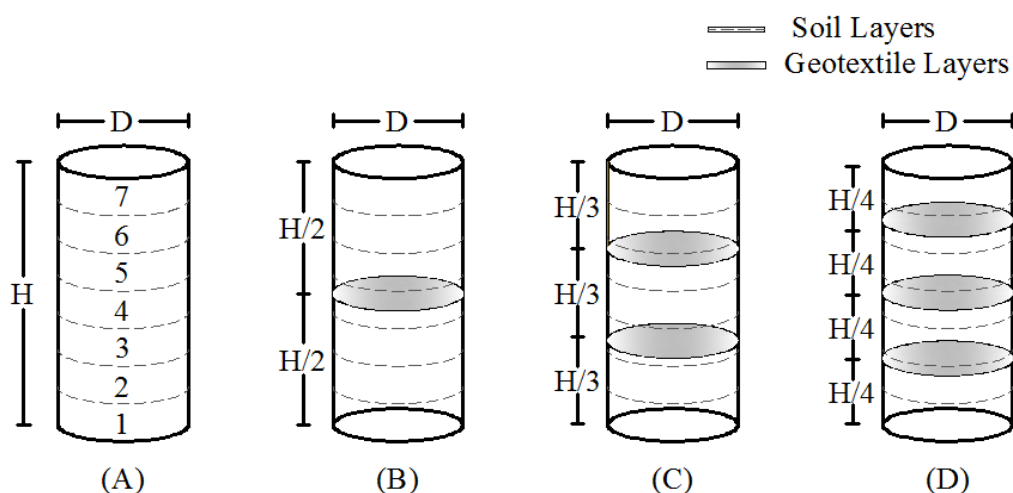


Figure 4.2: Différentes positions des inclusions des géotextiles dans les échantillons de sol

4.3. Comportement du sol de Chlef non renforcé et renforcé par des nappes de géotextiles

Les essais de compression non drainés ont été réalisés à l'appareil triaxial classique de type [Bishop et Wesley \(1975\)](#) (essais de compression triaxiale monotone) avec déplacements contrôlés. La vitesse de déplacement du plateau de chargement de la presse est choisie égale à 1%/min.

Les essais réalisés, ont permis d'étudier le comportement des échantillons de sable mélangés avec des teneurs en fines ($f_c = 0$ jusqu'à $f_c = 30\%$) moyennement dense ($D_r = 50\%$) provenant de la région de Chlef. Le renforcement du sol étudié par des nappes de géotextiles sera présenté par la suite, en mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes noté (N_g) et de la teneur en fines (f_c) sous une pression de confinement initial $\sigma'_c = 100$ kPa.

4.3.1 Effet de la teneur en fine sur le comportement mécanique des sols non renforcés et renforcé par géotextile

Très peu de sols se présentent sous la forme d'une seule fraction granulaire (Boudlal 2013). La plupart sont des mélanges de deux fractions ou plus, ce qui rend donc leur comportement est complexe (Brunel, 2005). L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement non drainée (résistance à la liquéfaction), la variation de la pression interstitielle et les déformations volumiques des échantillons. De nombreuses études ont été menées pour approcher le comportement de sol en présence des fines. Selon Amini et Qi (2000), Kuerbis et al. (1988), Pitman et al. (1994), la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation des fines. Par contre, d'autres chercheurs ont montré que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à un certain seuil puis réaugmente par la suite (Bouferra et Sharour (2004), Arab et Belkhati (2012) et Bayat (2012)).

4.3.1.1 Effet de la teneur en fine sur un sol non renforcé ($N_g = 0$)

La figure 4.3 présente les résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés réalisée sur un sable limoneux à une densité moyenne ($D_r = 50\%$) provenant de la région de Chlef. Ces essais ont été réalisés sans renforcement par des nappes de géotextile ($N_g = 0$), sous un confinement initial égal 100 kPa. Comme on peut constater à partir de la figure 4.3a, l'ajout des fines diminue la résistance au cisaillement du mélange sable-limon. Cette diminution résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance des mélanges sable-limon conduisant à une augmentation de la pression interstitielle.

En effet, la pression interstitielle présente deux phases de variation comme indique la figure 4.3b. Elle augmente dans la première phase à cause de la contractance du sol, ensuite elle diminue à cause de la dilatance dans la deuxième phase. Cette dernière devient faible après l'augmentation du pourcentage de la teneur en fines ($f_c=20\%$ et $f_c=30\%$).

Le chemin de contrainte dans le plan (p', q) s'aligne bien sur la courbe d'état limite, il montre clairement le rôle des fines dans diminution de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique (Figure 4.3c).

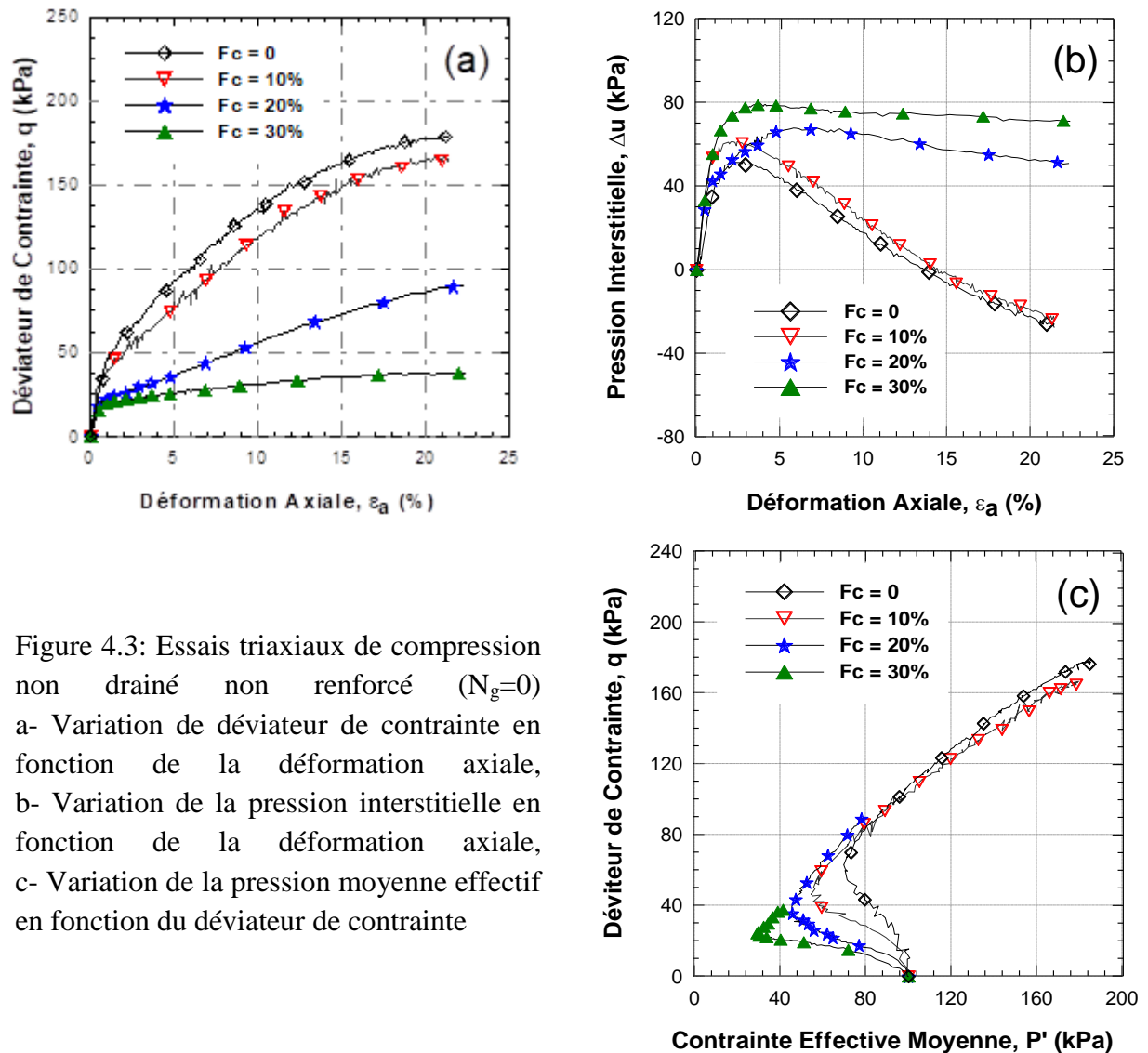


Figure 4.3: Essais triaxiaux de compression non drainé non renforcé ($N_g=0$)
 a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
 b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
 c- Variation de la pression moyenne effectif en fonction du déviateur de contrainte

Dans cette étude, l'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges est observée pour des teneurs en fines inférieures ($f_c = 0$ et 10%), et devient très prononcée au-delà de 20%. Ces résultats sont également en bonne concordance avec ceux observés par Singh (1994) où la résistance au cisaillement du sol (mélange sable-limon) diminue avec l'augmentation de la teneur en fines. Singh a montré aussi que la présence des teneurs de 10, 20 ou 30% de limon dans des échantillons de sable présentent une résistance à la liquéfaction inférieure à celle des échantillons de sable propre.

La présence des fines peu plastiques dans un mélange conduit à une structure de sol plus compressible et par conséquent accélère le risque de liquéfaction des mélanges sable-limon dans la gamme de 0 - 30% de teneur en fines, ce comportement a été bien expliqué par Arabe (2008), Lade et Yamamuro (1997), Chemmam (2017).

4.3.1.2 Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec une nappe de géotextile ($N_g = 1$)

Dans le but de quantifier l'influence de la présence des géotextiles sur la résistance au cisaillement du sol, des essais triaxiaux monotones non drainés ont été réalisés sur un mélange de sable limoneux ayant différentes teneurs en fines et renforcé par une nappe de géotextile.

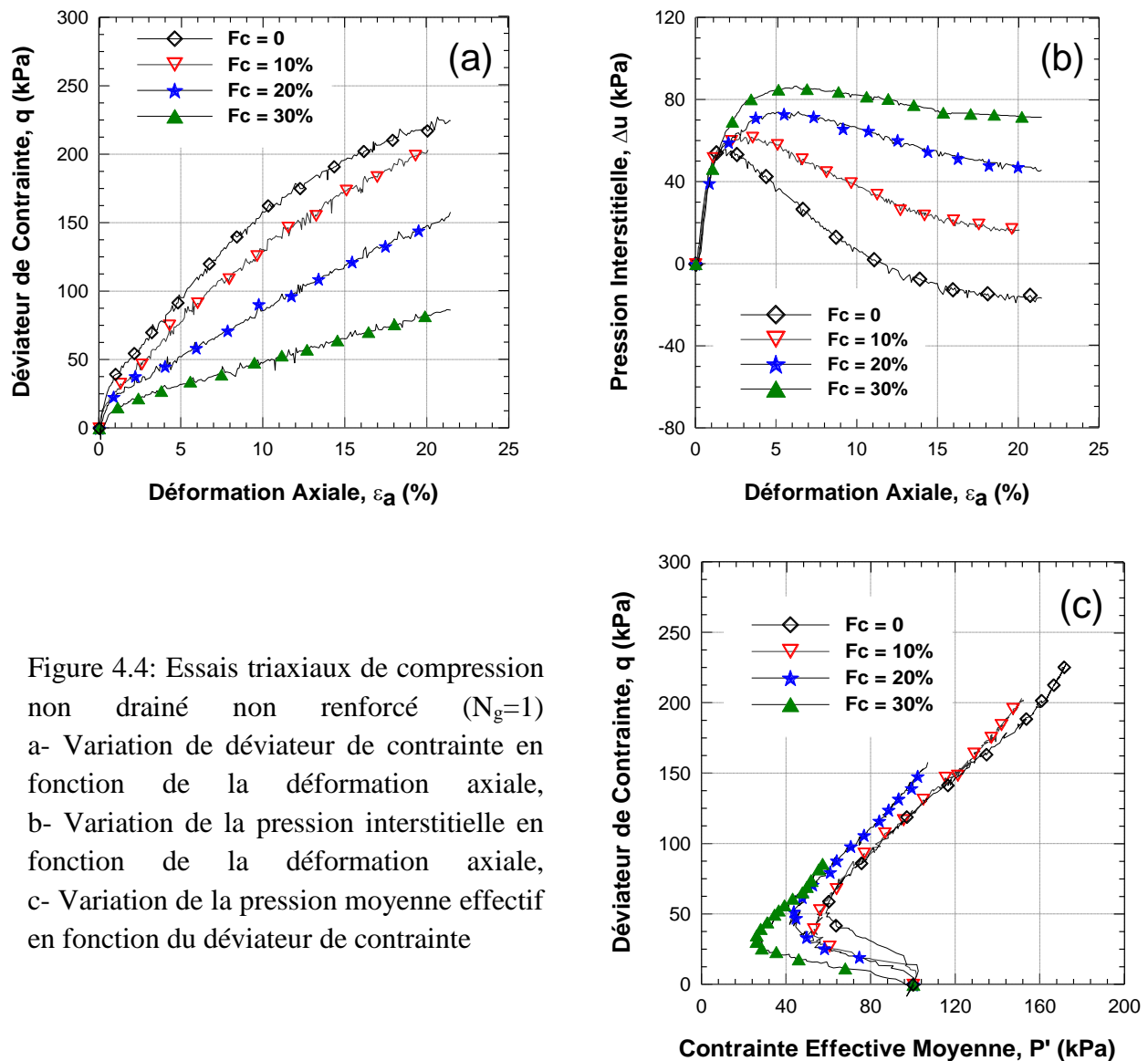


Figure 4.4: Essais triaxiaux de compression non drainé non renforcé ($N_g=1$)
 a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
 b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
 c- Variation de la pression moyenne effectif en fonction du déviateur de contrainte

En comparant le comportement du sol non renforcé (Figure 4.3b) par rapport au sol renforcé avec une nappe de géotextile, il paraît que la forme des courbes évoluent pratiquement de la même manière, en présentant des allures moyennement similaires.

La courbe de variation du déviateur de contraintes q en fonction de la déformation axiale ϵ_a présente une diminution continue de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la

teneur en fines, sans présence ni de pic ni de minimum de résistance. Cependant, la présence d'une nappe de géotextile pour le sable propre, traduit une certaine amélioration de la résistance au cisaillement, atteint une valeur de $q_{\max}=227$ kPa (figure 4.4a) en comparaison au sable propre non renforcé ($q_{\max}=176$ kPa) (figure 4.3a). En revanche, la proportion de fines offrant au mélange du sable limoneux renforcé par une nappe de géotextile, une meilleure résistance ($q_{\max(10\%)}=132$ kPa, $q_{\max(20\%)}=80$ kPa et $q_{\max(30\%)}=38$ kPa) par rapport au mélange du sable limoneux non renforcé ($q_{\max(10\%)}=204$ kPa, $q_{\max(20\%)}=158$ kPa et $q_{\max(30\%)}=92$ kPa).

La pression interstitielle, dans le plan $(\Delta u, \varepsilon)$, augmente en fonction de l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à un pic puis diminue, ce qui est trouvé précédemment pour les échantillons non renforcé où la pression continue d'accroître avec l'augmentation de la teneur en fines.

Dans le plan (q, p') , après une phase de contractance qui se traduit par une migration du chemin de contraintes vers la gauche, le matériau manifeste un comportement dilatant, faisant progresser le chemin de contraintes vers la droite. Le point séparant le comportement contractant du comportement dilatant correspond à l'état caractéristique.

4.3.1.3 Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec deux nappes de géotextile ($N_g = 2$)

La figure 4.5 présente les résultats des essais triaxiaux réalisés sur un sol renforcé avec deux nappes de géotextile. On remarque que la résistance au cisaillement diminue sensiblement avec l'ajout des fines, alors qu'elle augmente, de plus en plus, avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile (deux nappes) (Figure 4.5), en comparaison au sable non renforcé ($N_g=0$) et renforcé avec une nappe de géotextile ($N_g=1$) (Figure 4.3, Figure 4.4). Cependant, la présence des fines a pour effet d'amplifier la phase d'augmentation de la pression interstitielle (phase contractante) et de réduire par conséquent la phase de réduction de cette pression. Ceci a pour effet de réduire la résistance du sol. Cependant, deux nappes d'inclusion de géotextile ont une influence plus grande sur la résistance au cisaillement que celle d'un arrangement à une couche. L'influence de l'ajout de deux nappes de géotextile sur la pression interstitielle est clairement observée pour $N_g = 0$ ($\Delta u = 51,1$ kPa, 62,3 kPa, 68,2 kPa et 79,8 kPa) et devient très prononcé pour $N_g = 2$ ($\Delta u = 85,4$ kPa, 86,2 kPa, 89,3 kPa et 89,8 kPa) pour ($f_c = 0, 10\%, 20\%, 30\%$) respectivement.

Ces résultats se confirment par les travaux de Bouferra et Shahrour (2001) sur des essais monotones non drainés réalisés pour différents teneurs en fines sous un confinement

de 100 kPa. Ils ont trouvé une légère inversion du phénomène, au-delà de 15% de fines. Les mêmes constatations sont faites par Arab (2008), Arab al. (2009) et Chemmam et al. (2015) pour des teneurs en fines allant jusqu'à 40% et 50% respectivement pour des confinements différents. Ils ont confirmé les premières observations trouvés dans cette étude, à savoir que l'augmentation de la teneur en fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la contractance) et par conséquent par une réduction de la résistance non drainée.

Le chemin de contrainte dans le plan (p' , q) se déplace vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique, il montre clairement le rôle des fines dans la diminution de la pression moyenne effective et par conséquent diminue la contrainte maximale déviatorique (Figure 4.5c).

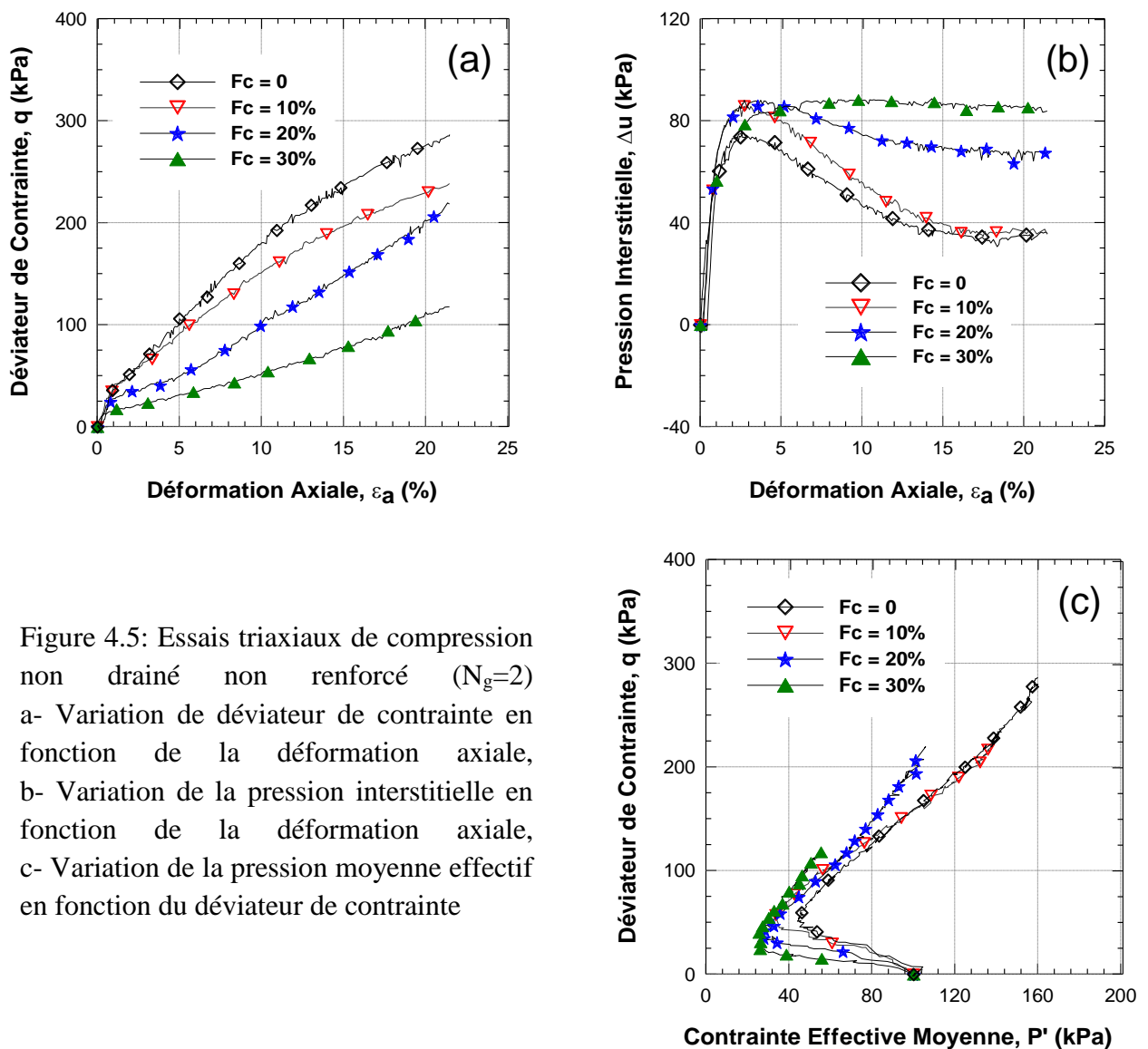


Figure 4.5: Essais triaxiaux de compression non drainé non renforcé ($N_g=2$)
a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
c- Variation de la pression moyenne effectif en fonction du déviateur de contrainte

4.3.1.4 Effet de la teneur en fines sur un sol renforcé avec trois nappes de géotextile ($N_g = 3$)

La figure 4.6 montre l'influence de la teneur en fines sur des échantillons de sable limoneux renforcé avec trois nappes de géotextile. Les résultats des essais montrent une amélioration de la résistance non drainée avec l'augmentation du nombre d'inclusions de géotextiles, de plus en plus significative, par rapport à celle obtenue pour les sols non renforcé et renforcé avec une ou deux nappes de géotextile. Cette augmentation de la résistance s'accompagne d'une augmentation de la dilatance des échantillons, en raison des nappes de renforcement, qui empêchent la croissance de la déformation radiale et augmente par conséquent la phase de dilatance de l'échantillon.

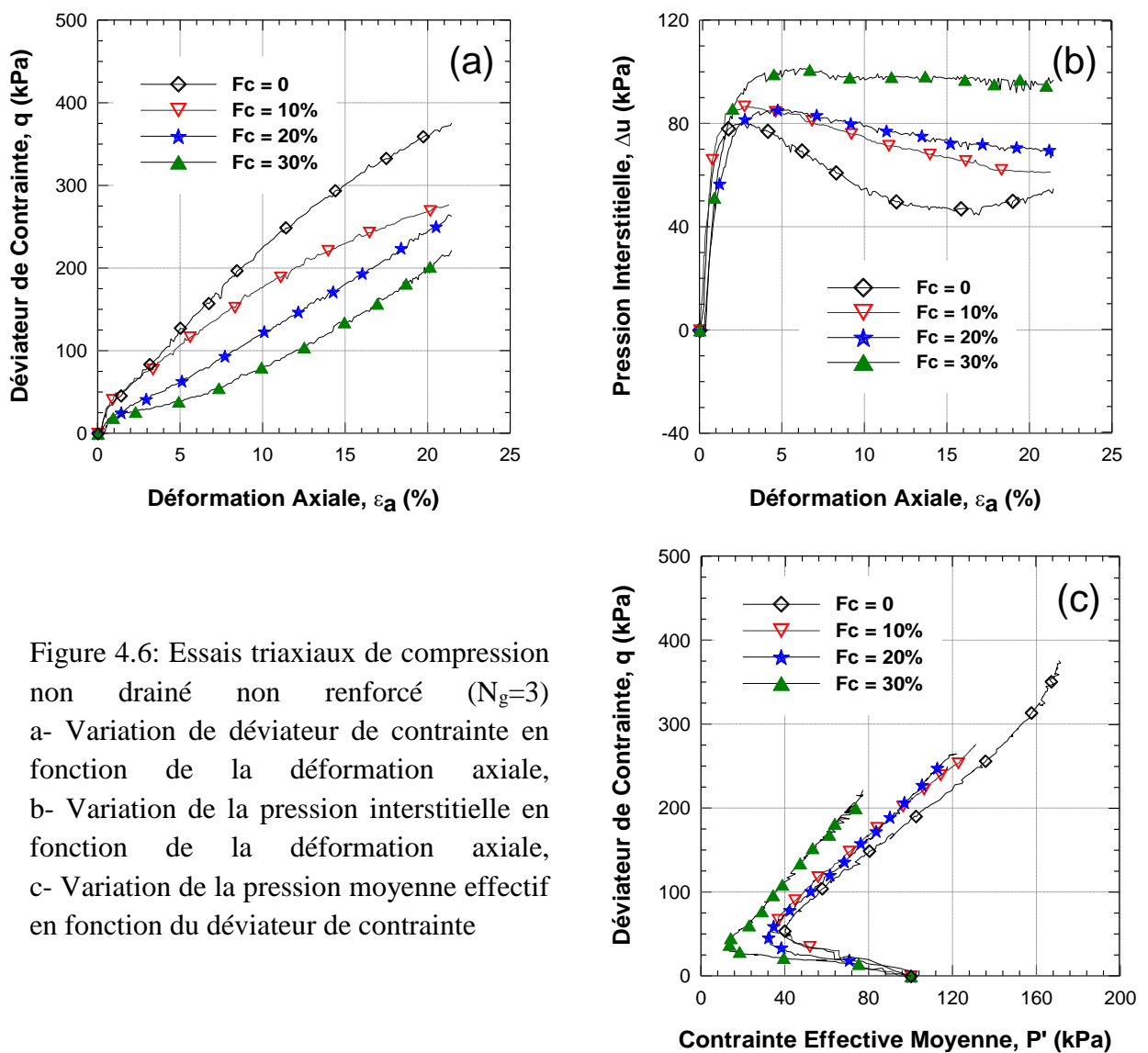


Figure 4.6: Essais triaxiaux de compression non drainé non renforcé ($N_g=3$)
a- Variation de déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
c- Variation de la pression moyenne effectif en fonction du déviateur de contrainte

Contrairement au déviateur de contraintes influencé sensiblement par la proportion de la teneur en fines, au cours de cisaillement, la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de ce paramètre et en même temps, augmentent sous l'action des inclusions de géotextile (3 nappes) dans le sol qui s'oppose à la dilatance du sol et au développement des déformations radiales. En d'autres termes, pour un mélange de sable + 30% de fines, on constate clairement que la limite de cisaillement ne s'atteint pas lorsque la pression interstitielle atteint le confinement initial (100 kPa), mais on remarque que cette dernière, est conférée essentiellement par l'augmentation du confinement initial avec un autre confinement créé par l'amélioration de l'élasticité globale de l'échantillon, induit par l'inclusion des nappes de géotextile et augmente par la suite la résistance à la liquéfaction, comme il est présenté sur la figure 4.6b. On remarque que la pression interstitielle atteint une valeur $\Delta u = 102$ kPa ($f_c = 30\%$), ce qui rend l'utilisation des géotextiles propice à des applications sur les différents ouvrages réels. Le chemin de contraintes dans le plan (p',q) montre une diminution de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique avec l'augmentation du pourcentage des fines (figure 4.6c).

4.3.1.5 Discussion des résultats obtenus

En résumé, l'étude de l'effet d'inclusion des nappes de géotextile sur le comportement de cisaillement d'un sable limoneux liquéfiable de Chlef a donné les résultats suivants :

- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile pour les différents mélanges de sol étudié. Cette résistance à la présence de 03 nappes de géotextile comme indique la figure 4.6a était presque deux fois plus élevée que celle représentée dans le cas d'un sol non renforcé (figure 4.3a), cela est dû à la bonne adhérence entre les grains du sol étudié et la surface des nappes de géotextiles.

- Les courbes de cisaillement (Figures : 4.3a, 4.4a, 4.5a, 4.6a) ne présentent pas de pics, elles tendent de plus en plus vers un palier et se divergent à la fin vers des points différents correspondant peut-être à des résistances résiduelles différentes des mélanges étudiés.

- La réponse de sol utilisé pour cette étude se caractérise par une augmentation importante et rapide de la pression interstitielle en début de chargement jusqu'à l'obtention de pic du déviateur des contraintes, puis une diminution progressive de celle-ci pour tous les essais réalisés. On constate que la phase d'augmentation de la pression interstitielle croît avec l'ajout des nappes de géotextile et du pourcentage des fines d'une manière significative, s'accompagne

d'une augmentation de la contractance des échantillons, ce qui conduit à l'augmentation de la variation de la pression interstitielle et par conséquent à une diminution de la résistance maximale au cisaillement des mélanges comme il est illustré sur les figures (4.3b, 4.4b, 4.5b et 4.6b).

- Le chemin de contraintes s'aligne sensiblement sur les courbes d'état limite dans le cas des sols renforcés comparativement aux sols non renforcés. En d'autres termes, ce dernier montre le rôle des fines dans la diminution de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique (Figures: 4.3c, 4.4c, 4.5c et 4.6c)

4.3.2 Relation entre la résistance maximale et la teneur en fines des mélanges sable-limon

La figure 4.7 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un mélange de sable limoneux, moyennement dense, non renforcé et renforcé avec des nappes de géotextile (déviateur de contrainte au pic) en fonction de la teneur en fines (f_c). Cette figure montre bien que l'augmentation de la résistance au cisaillement non drainé au pic augmente linéairement avec le nombre de nappes de géotextile et diminue significativement avec l'augmentation de la teneur en fines dans les échantillons étudiés sous une pression de confinement de 100 kPa. Il est également à noter que ($R^2 = 0.941, 0.952, 0.911$ et 0.883 pour $N_g = 0, 1, 2$ et 3 respectivement).

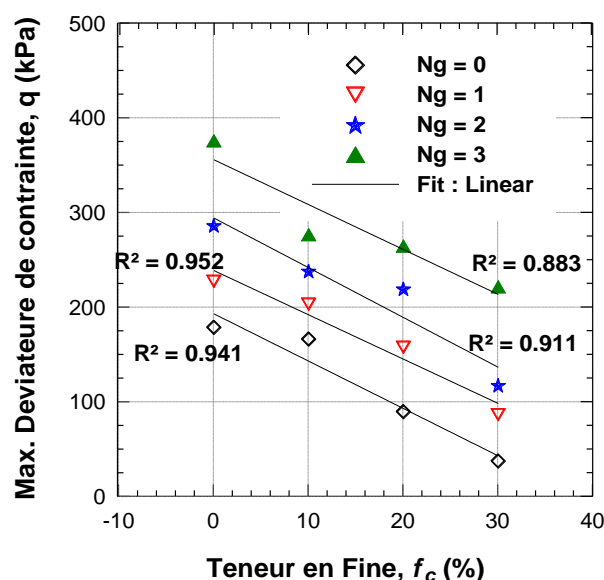


Figure 4.7 : Effet de la teneur en fines (f_c) sur la résistance au cisaillement maximale du sol renforcé par des nappes de géotextile

Un comportement diffère a été observé pour la variation de la pression interstitielle maximale de l'essai en fonction de la teneur en fines (Figure 4.8). La phase contractante indiquée par l'augmentation de la pression interstitielle est induite par une tendance à la densification du volume du sol, alors que la phase de dilatance, se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume des échantillons de sol. On peut remarquer dans notre étude, que la pression interstitielle augmente linéairement non seulement avec le nombre de nappes de géotextile, mais en même temps avec l'augmentation de la teneur en fines.

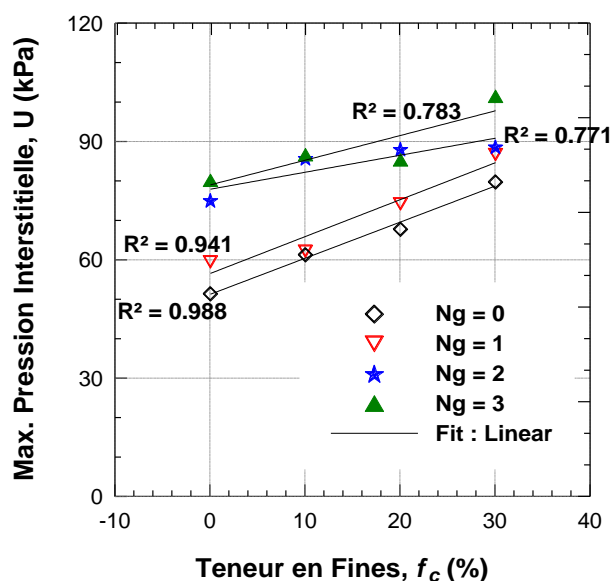


Figure 4.8: Effet de de la teneur en fines (f_c) sur la pression interstitielle maximale du sol renforcé par des nappes de géotextile

On note une bonne corrélation de la variation de la pression interstitielle (Δu) pour la série de 0 à 30% de teneur en fines ($R^2 = 0.988, 0.941, 0.771$ et 0.783 pour $N_g = 0, 1, 2$ et 3 respectivement). Il paraît que l'augmentation de la pression interstitielle (Δu) et la diminution de la résistance au cisaillement du sol dû à la présence de particules de fines induit une réponse contractive du mélange sable-limon. De plus, les nappes de géotextile réduisent les déformations latérales du sable limoneux renforcé et par conséquent la contractance du sol.

4.3.3 Effet de l'ajout des nappes de géotextiles sur le comportement de sable limoneux

L'un des principaux objectifs de la présente étude est d'observer l'influence de l'ajout des nappes de géotextiles sur le comportement du sable limoneux. L'emplacement des nappes de géotextiles

a été examiné pour montrer leur effet sur l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol. La figure 4.9 montre des images typiques d'échantillons non renforcés et renforcés par trois nappes de géotextiles après des essais triaxiaux non drainés effectués pour un sable limoneux.

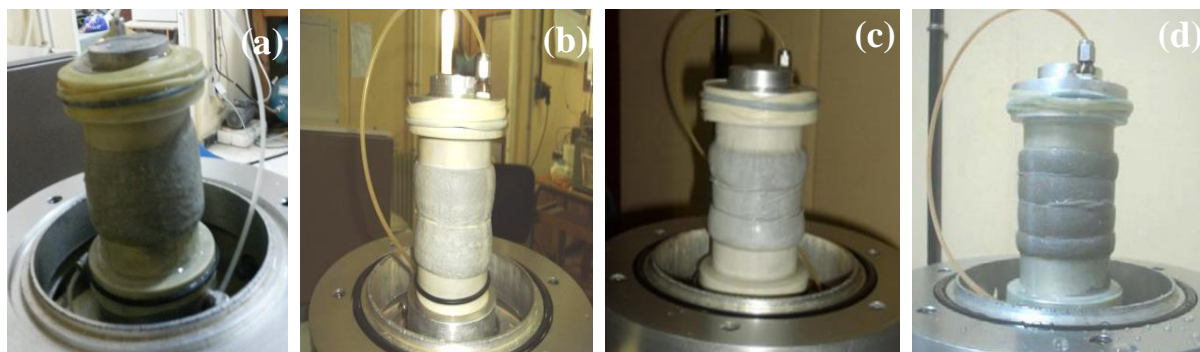


Figure 4.9: Mode de déformation des échantillons non renforcés et renforcés avec des nappes de géotextiles pour les essais triaxiaux CU:
a) non renforcé; (b) 1 couche; (c) 2 couches; d) 3 couches

L'échantillon non renforcé a été cisailé après avoir été bombé au milieu. Les échantillons de sable limoneux avec différents teneurs en fines renforcés avec des nappes de géotextile ont été cisailés lorsque le renflement s'est produit entre deux couches de renforcement adjacentes. L'inclusion des couches de géotextile a restreint le déplacement latéral du sol près de la zone renforcée, et par conséquent, un déplacement de sol plus important s'est produit entre deux couches de renforcement adjacentes. Lorsque le nombre de couches géotextiles a été augmenté (c.-à-d espace de renforcement vertical plus court), la déformation est devenue relativement uniforme (moins bombée). La déformation uniforme d'un échantillon suggère que les contraintes mobilisées sont redistribuées uniformément dans le sol, améliorant ainsi la résistance au cisaillement du sol renforcé. Un comportement similaire des échantillons renforcés a été rapporté par [Haeri et al. \(2000\)](#) [Benessalah 2017](#), [Brahim 2017](#) pour différents types de sol renforcé.

4.3.3.1 Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable propre ($f_c = 0$)

Pour étudier l'effet du renforcement par géotextile sur la réponse d'un sable propre ($f_c=0$) provenant de la région de Chlef, on a effectué une série d'essais triaxiaux non drainés pour évaluer la résistance au cisaillement des échantillons renforcés par des géotextiles tissés sous une pression de confinement de 100 kPa. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 4.10.

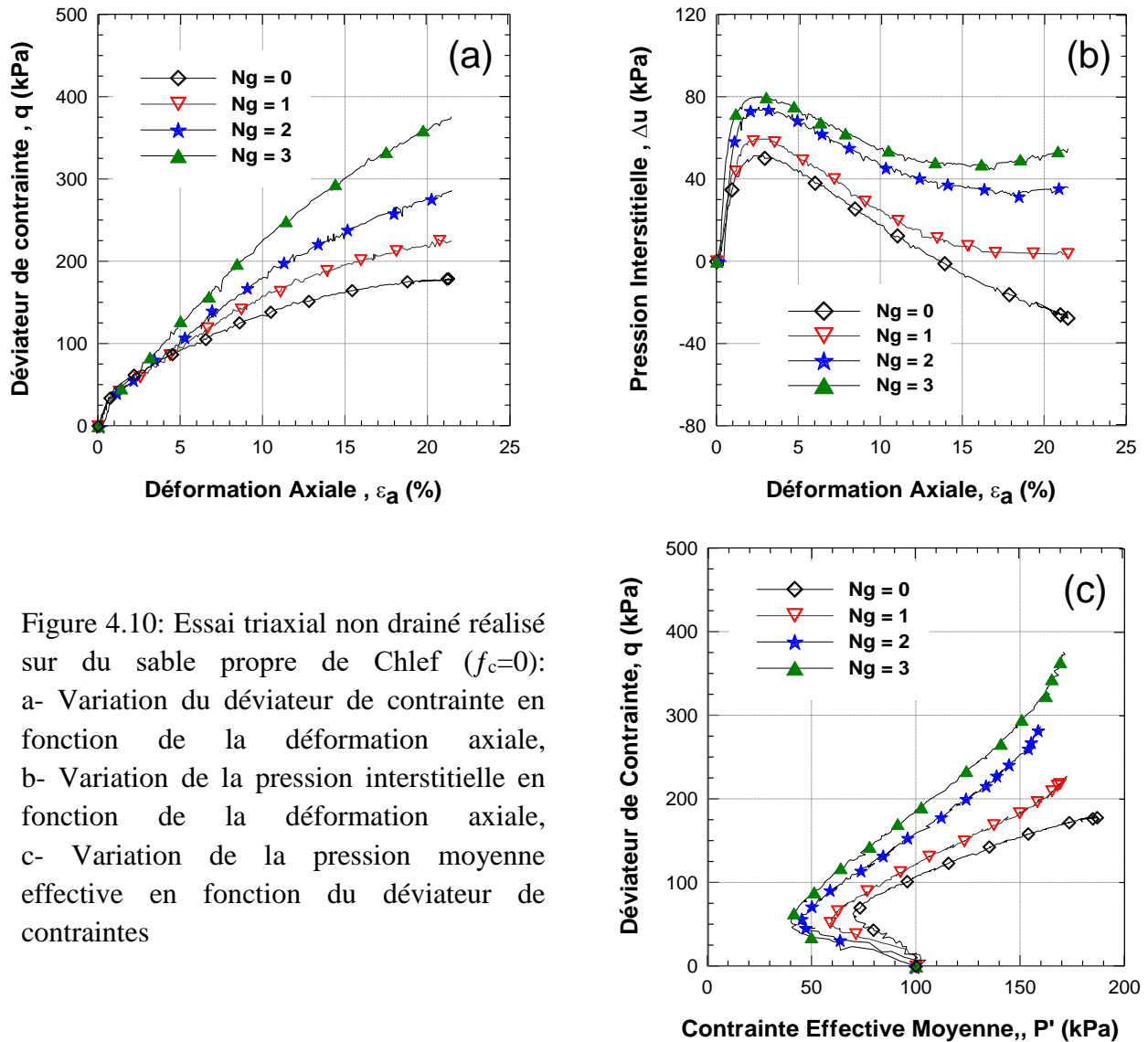


Figure 4.10: Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable propre de Chlef ($f_c=0$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes

Les courbes tracées montrent que la résistance au cisaillement du sable propre ($f_c=0$) augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile ajouté à l'échantillon sans présence d'un pic de rupture lors du cisaillement. Concernant la pression interstitielle (Δu), celle-ci augmente également avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile, et ce, jusqu'à une valeur proche de 5% de déformation axiale (figure 4.10b). Cette augmentation de la pression interstitielle est liée à l'action des inclusions de géotextile dans le sol qui s'oppose à la dilatance du sol et au développement des déformations radiales. Le chemin de contrainte dans le plan (P' , q) montre l'importance de l'ajout des nappes de géotextile dans la diminution de la pression moyenne effective et du déviateur maximal de contrainte (Figures 4.10c).

4.3.3.2 Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c=10\%$)

La figure 4.11a montre que la résistance au cisaillement du sol, caractérisée par le déviateur des contraintes augmente d'une manière significative avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile ($N_g = 1, 2$ et 3) sans atteindre le pic du déviateur des contraintes. Cette résistance passe de 160 kPa à la fin de l'essai pour le sable limoneux ($f_c = 10\%$) non renforcé, à des résistances de 200, 241 et 275 kPa pour les échantillons étudiés renforcés ($f_c = 10\%$) respectivement avec les trois nappes de géotextile ($N_g = 1, 2$ et 3) comme indique la 4.12a.

De plus, on note également, que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en fine (f_c) en comparant les résultats de la figure 4.12a ($N_g^{(f_c=10\%)} = 3 ; q = 276.3$ kPa) aux résultats de la figure 4.11a ; ($N_g^{(f_c=0)} = 3 ; q = 375.3$ kPa).

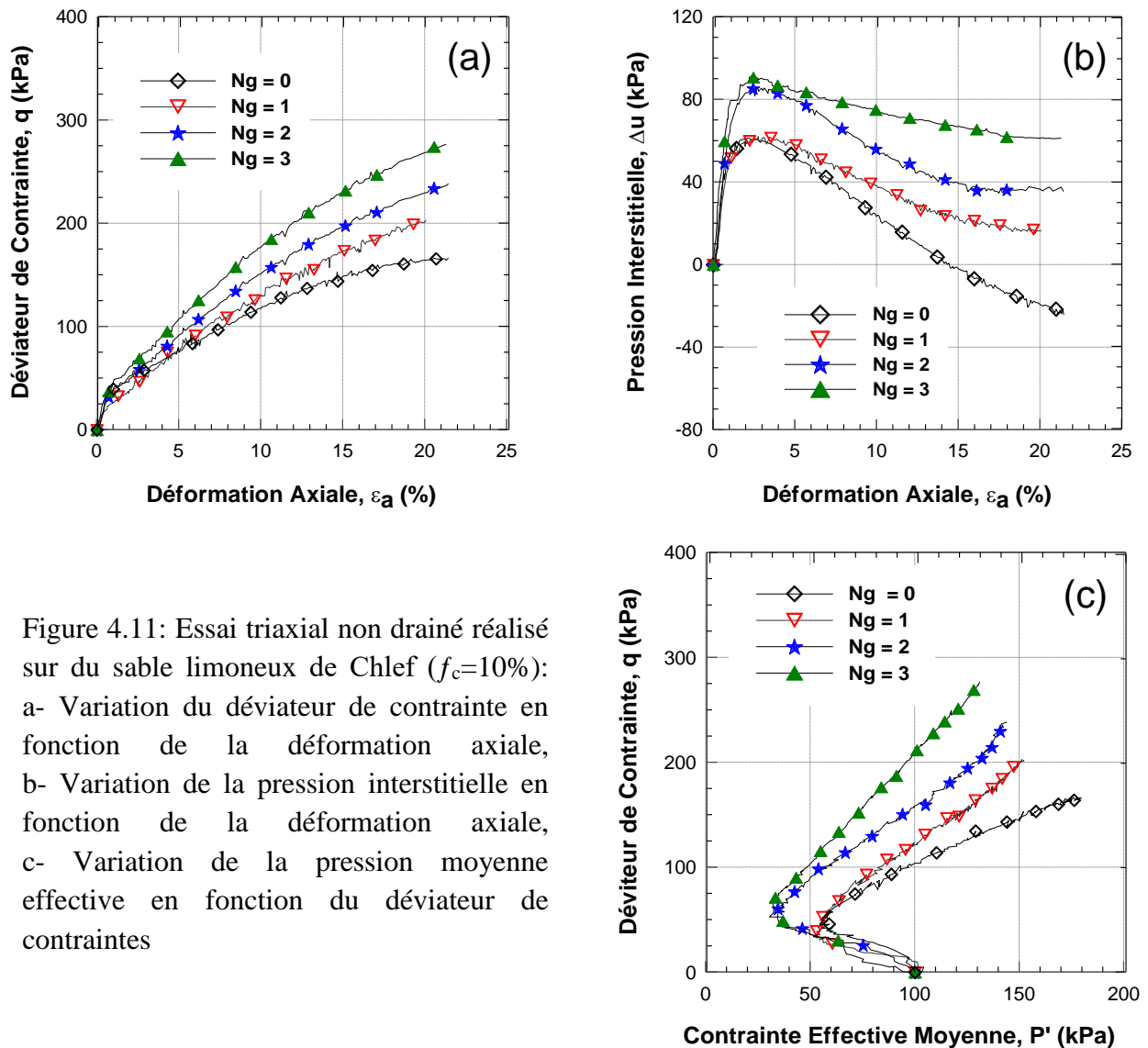


Figure 4.11: Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c=10\%$):
a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale,
c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes

En d'autres termes, les courbes de la pression interstitielle du sol renforcé sont illustrées dans la figure 4.11b, on remarque une augmentation jusqu'à un pic suivi d'une diminution pour l'échantillon non renforcé et renforcé par une nappe de géotextile (les échantillons montrent la présence d'une légère dilatance), on peut constater aussi qu'après l'augmentation du nombre de géotextiles une réduction du caractère dilatant; cela est dû à l'empêchement de la déformation radiale des échantillons par le frottement généré entre les couches et les particules de sol étudié ce qui empêche l'augmentation de la contraction du sol ; par conséquent la pression interstitielle présente une légère diminution, par rapport le cas de la pression interstitielle du sable propre étudié précédemment (Figure 4.10b), jusqu'à la fin du cisaillement (Figure 4.11b).

De même, le chemin de contraintes dans le plan (p' , q) montre le rôle des géotextiles et l'effet de l'ajout d'un pourcentage de 10% de fines dans la diminution de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique. On peut observer que, pour les échantillons renforcés avec 3 nappes de géotextile, la valeur maximale du déviateur enregistrée pour le sable propre est 375 kPa (figure 4.11c), tandis qu'elle égale à 275 kPa pour le sable limoneux ayant 10% des fines. À une pression de confinement donnée, les contraintes moyennes effectives diminuent lors du cisaillement, ce qui correspond à une pression interstitielle élevée, affaiblissant l'échantillon. Pour le sable limoneux ($f_c = 10\%$) renforcé, le cas est inverse, on y constate une faible contractance suivie d'une forte dilatance (Figure 4.11c).

4.3.3.3 Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c = 20\%$)

La figure 4.12 illustre les résultats des essais triaxiaux réalisés sur un sable limoneux ayant 20% de fines. En mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes de géotextile, on note que la résistance du sol, caractérisée par le déviateur des contraintes, augmente d'une manière significative. On aperçoit un léger pic des résistances pour des déformations axiales, relativement faibles ($\epsilon_a = 1$ à 2%) suivi d'un palier, mais assez faible, se stabilise après, pour une plage limitée de déformation (Figure 4.12a). De plus, on remarque que l'échantillon ayant 20% de fines présente une réponse au cisaillement non drainée sensiblement faible comparativement au sable limoneux ayant 10% de fines. Des valeurs du déviateur des contraintes (q) de 91 ; 149,5 ; 220,4 et 270.6 kPa, ont été obtenues pour ($f_c = 20\%$) (Figure 4.12a) par rapport aux résultats trouvés avec 10% de fines ($q = 173,3 ; 200 ; 237,4 ; 276,3$ kPa) (Figure 4.11a), pour $N_g = 0, 1, 2, 3$ respectivement.

D'autre part, dans la figure 4.12b, on remarque que la pression interstitielle augmente d'une manière significative jusqu'au pic avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile pour le sable limoneux ayant 20% de fines puis diminue légèrement que dans le cas du sable propre ($f_c=0$) et le sable limoneux ayant 10% de fines.

En chemin de contraintes, l'accumulation de surpression interstitielle positive fait diminuer la contrainte moyenne effective p' . Quand le point de charge traverse la droite caractéristique, il se trouve dans le domaine dilatant, ainsi (p') augmente et donc le point de contraintes est de nouveau dans le domaine contractant (Figure 4.12c).

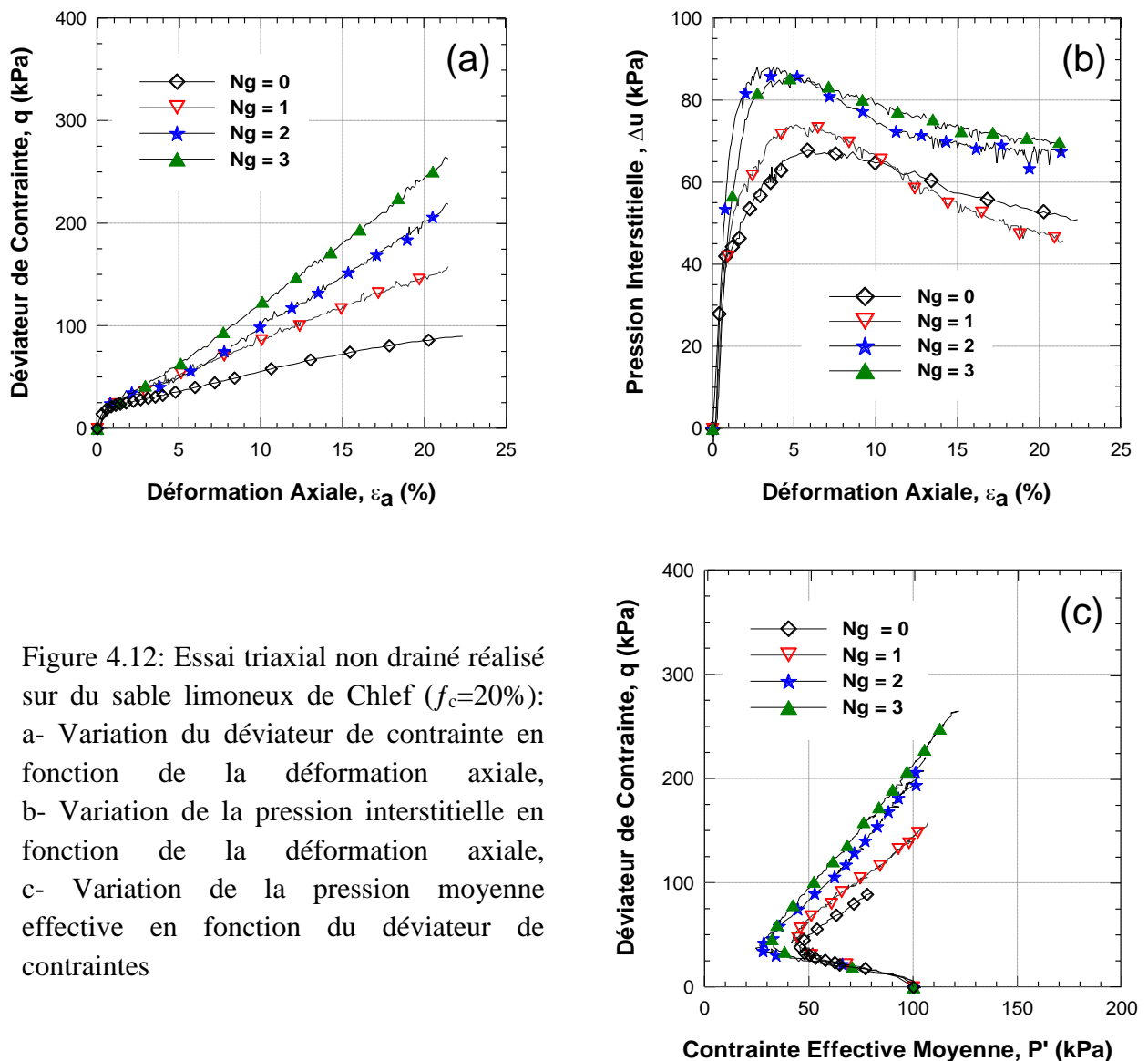


Figure 4.12: Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c=20\%$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes

4.3.3.4 Effet du renforcement par géotextile sur le comportement du sable limoneux ($f_c=30\%$)

Pour le cas d'un sable limoneux ayant 30% de fines non renforcé et renforcé par des nappes de géotextile, la figure 4.13a montre l'évolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale. D'après cette figure, on constate que le déviateur de contrainte augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile (N_g) et l'apparition du pic du déviateur tend à disparaître lorsque le nombre de nappes de géotextile augmente.

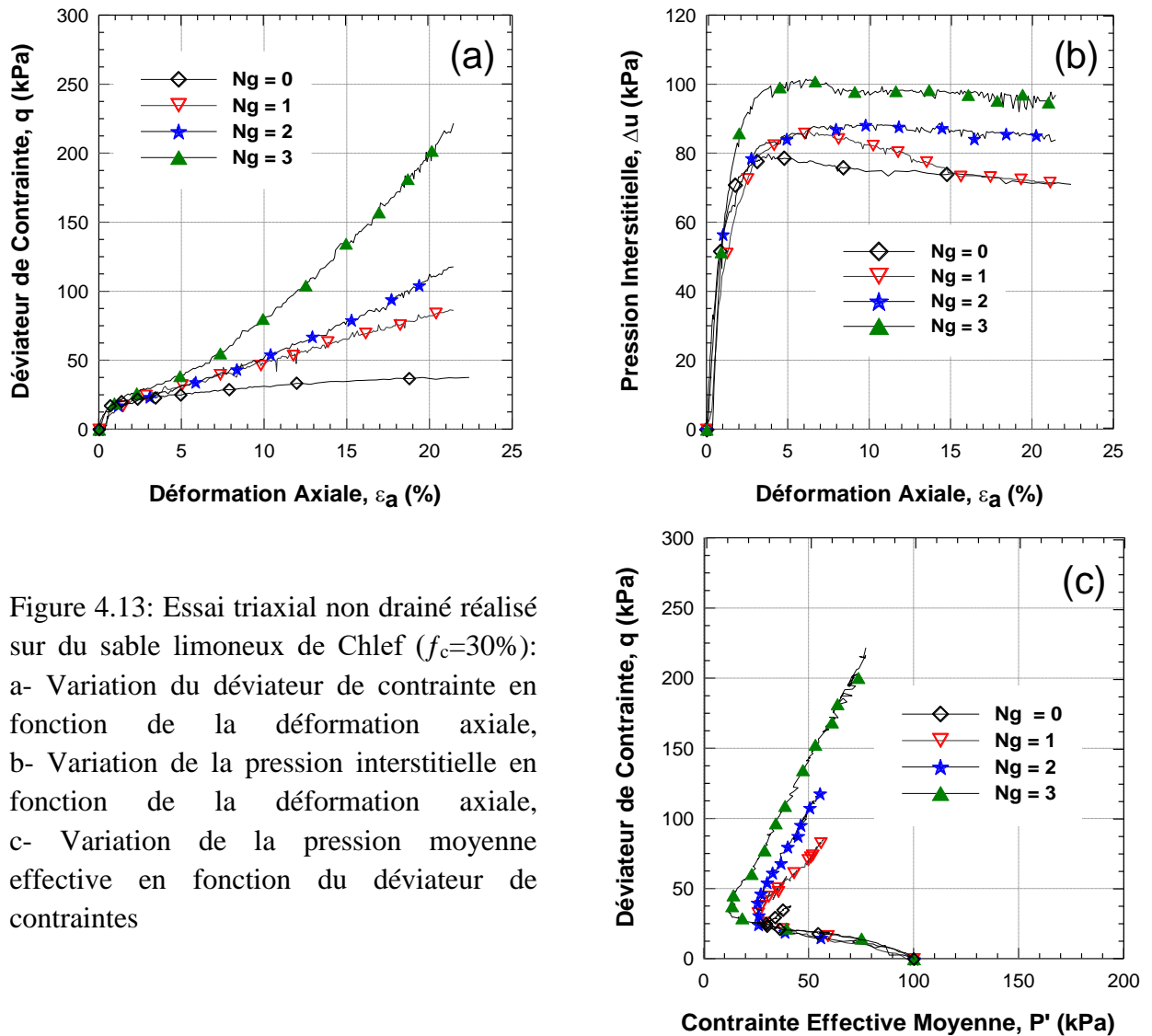


Figure 4.13: Essai triaxial non drainé réalisé sur du sable limoneux de Chlef ($f_c=30\%$): a- Variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale, b- Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale, c- Variation de la pression moyenne effective en fonction du déviateur de contraintes

De plus, on note que la résistance au cisaillement des échantillons avec 2 et 3 nappes de géotextiles augmente d'une manière linéaire ; la résistance maximale de l'échantillon caractérisée par le déviateur maximal (q_{max}) passe de 40 à 225 kPa quand le nombre de nappes N_g passe de 0 à 3 respectivement. En revanche, on remarque que la résistance au cisaillement du sable limoneux diminue avec l'augmentation de la teneur en fines. Cette résistance au

cisaillement diminue de 90, 160, 220 et 265 kPa lorsque la teneur en fines est de 20% à une résistance de 40, 90, 220, 225 kPa dans le cas d'un sable limoneux ayant 30% des fines, pour $N_g = 0, 1, 2$ et 3 respectivement.

On note sur les chemins de contraintes la présence d'une contribution des pressions interstitielles dans le sol. Effectivement, dès qu'une certaine valeur de contrainte est dépassée, les pressions interstitielles compensent les contraintes totales et engendrent alors une modification du chemin des contraintes. À cet effet, le chemin de contraintes dans le plan (p', q) montre, très clairement, que la présence des nappes de géotextile et l'ajout de 30% de fines dans le sol, diminue les valeurs de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique. Par contre, un comportement complètement différent a été observé par [M. Meftahi et al. \(2016\)](#), où des essais triaxiaux non drainé ont été réalisés sur des sols limoneux sous différents teneurs en fines, ont constaté que la disposition des nappes de géotextile a un effet significatif sur l'amélioration des valeurs de la pression moyenne effective et la contrainte maximale déviatorique.

En revanche, l'analyse des résultats obtenus de la figure [4.13c](#) a permis de constater que dans le plan (p', q) les courbes de chemins de contrainte s'alignent, plus particulièrement, bien sûr la courbe d'état limite. Ils sont très proches, entre eux, pour le sable limoneux ayant 30% de fines avec différents nombres de nappes de géotextile ($N_g = 0, 1, 2$ et 3) comparativement aux courbes des chemins de contraintes des autres mélanges étudiés précédemment (Figures : [4.10c](#), [4.11c](#), [4.12c](#)).

4.3.3.5 Discussion des résultats obtenus

L'un des principaux objectifs de la présente étude est d'observer l'influence de la disposition des nappes de géotextiles sur le comportement du sable limoneux renforcé.

- On peut constater à partir de cette étude, que l'augmentation du nombre de nappes de géotextile induit une augmentation significative de la résistance au cisaillement. Nos résultats sont en accord avec ceux qui ont été trouvés dans la littérature par ([Al-Omari et al. \(1989\)](#), [Unnikrishnan et al. \(2002\)](#), [Kuohsing Yang et al. \(2016\)](#)). Comme on peut le constater également, la résistance au cisaillement pour les échantillons non renforcés diminue avec l'accroissement de la teneur en fines. Un comportement similaire pour les échantillons renforcés avec différents nombres de nappes de géotextile.

- La présence des nappes de renforcement dans le sol étudié a pour effet d'amplifier la phase d'augmentation de la pression interstitielle (phase de contractance) au début du

cisaillement afin de donner naissance, par la suite, à la dilatance aux déformations élevées. Ce résultat est observé pour un faible nombre de nappes de géotextile ($N_g = 1$) et s'accroît quand le nombre croît à 3 nappes. Ce phénomène est en accord avec celui trouvé par différents auteurs ([Maher et Gray \(1990\)](#), [Ranjan et al. \(1994\)](#)).

- On peut voir que l'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges est, observée pour des faibles teneurs en fines ($f_c = 0$ et 10%), et devient très prononcée au-delà de 20%. Après l'ajout d'un pourcentage de 30% des fines au sable étudié, les essais ont conduit cette étude à une structure de sol plus compressible et par conséquent accélère le risque de cisaillement pour le mélange sable-limon dans la gamme de 30% de teneur en fines, ce comportement a été bien expliqué par [Lade et Yamamuro \(1997\)](#).

- Il paraît que l'augmentation de la résistance au cisaillement et la pression interstitielle à la rupture, en fonction d'augmentation du nombre de nappes de géotextiles, sont dus à la présence des particules de fines qui induisent à une réponse contractive du mélange sable-limon. Cela confirme l'amélioration de la résistance des sols par le renforcement à l'aide des géotextiles en raison de développement d'une contrainte latérale au sable limoneux renforcée, due à la force de traction mobilisée par les nappes de géotextile ajoutées. Les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec les résultats de [Kuo-Hsin Yang et al. 2016](#).

4.3.4 Relation entre la résistance maximale des mélanges sable-limon et le nombre de nappes de géotextiles (N_g)

La figure 4.14 montre l'évolution du déviateur de contraintes maximales en fonction du nombre de géotextiles pour différentes teneurs en fines $f_c = 0$ jusqu'à 30%. On observe une augmentation linéaire de la résistance au cisaillement caractérisé par le déviateur de contrainte maximale avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile.

En même temps, cette résistance au cisaillement maximal diminue avec l'augmentation supplémentaire de la teneur en fines jusqu'à 30%. Ce qui traduit par un effet important sur le comportement du sol qui se manifeste lorsque la teneur en fines augmente. Le coefficient de corrélation moyen $R^2 = 0.979, 0.999, 0.992$ et 0.935 pour $f_c = 0, 10, 20$ et 30% respectivement.

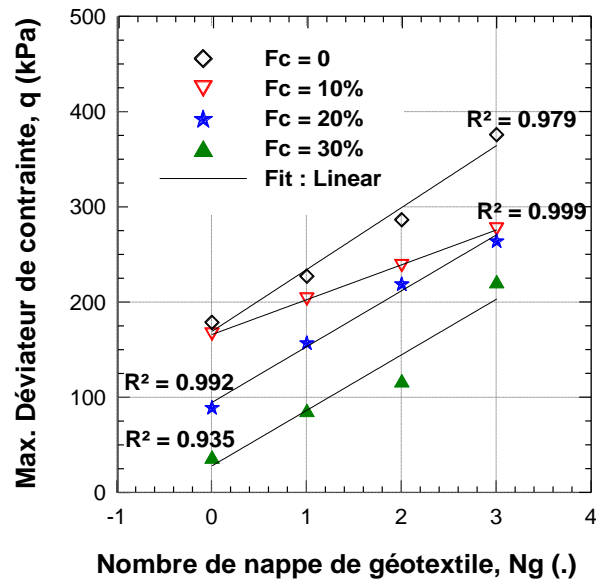


Figure 4.14: Effet du nombre de nappes de géotextile (N_g) sur la résistance au cisaillement maximale du mélange sable-limon

En d'autres termes, on peut constater un comportement différent sur la figure 4.15 concernant la variation de la pression interstitielle maximale, comme montre cette figure, la pression interstitielle augmente linéairement avec le nombre de nappes de géotextile et en même temps avec l'augmentation de la teneur en fines ($R^2 = 0.965, 0.828, 0.817$ et 0.915 pour $f_c = 0, 10, 20$ et 30% respectivement).

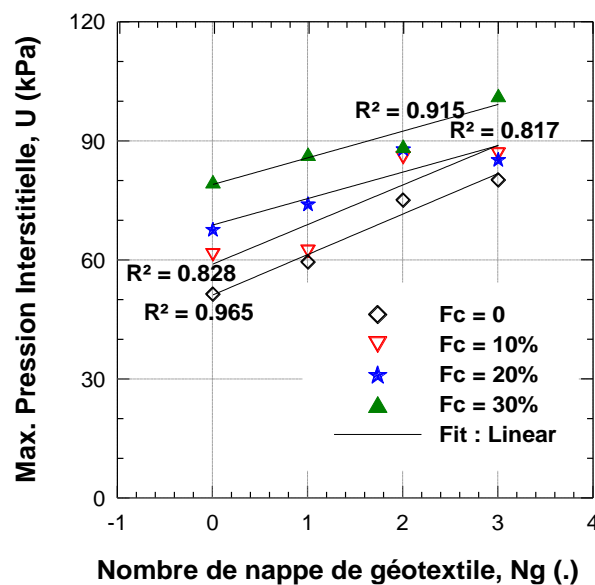


Figure 4.15: Effet du nombre de nappes de géotextile (N_g) sur la pression interstitielle maximale du mélange sable-limon

La présence de fines encourage le phénomène de liquéfaction qui se réduit d'une manière significative par le renforcement avec des nappes géotextiles après une diminution des déformations latérales du sable renforcé et par conséquent la dilatation des sols.

4.3.5 Influence du nombre de nappes de renforcement et pourcentage des fines sur l'angle de frottement du sol

La Figure 4.16 montre la variation de l'angle de frottement du sol en fonction de la teneur en fines limoneuses contenues dans les mélanges variant de 0 (sable propre) à 30 % de fines par rapport à l'augmentation du nombre de nappes de géotextile ajoutées en condition non drainée. Il est à noter que l'angle de frottement augmente ; mais de manière linéaire avec l'augmentation du nombre de nappe de géotextile et la teneur en fines. Par conséquent, l'influence de cette dernière, expliquent leur rôle sur l'augmentation de la phase de contractance des sols étudiés.

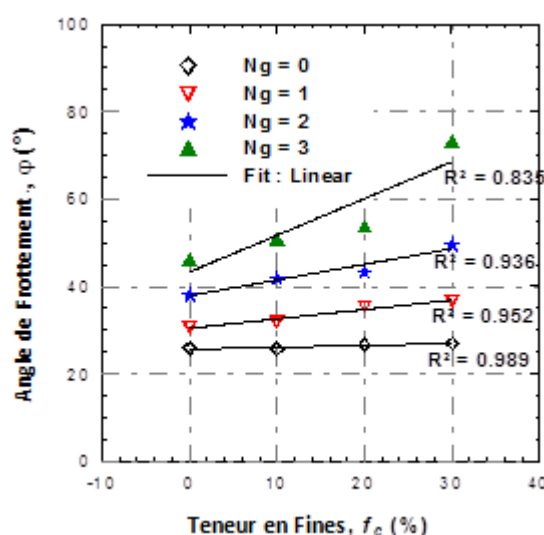


Figure 4.16: Effet de de la teneur en fines (f_c) sur l'angle de frottement du sol renforcé par des nappes de géotextile

Du point de vue variation de la teneur en fines, la Figure 4.17 montre que les essais effectués avec les différentes teneurs en fines ($f_c = 0, 10\%, 20\%$ et 30%) présentent une augmentation de l'angle de frottement avec l'augmentation de nombre de nappes de géotextiles ajouté par rapport à l'augmentation des teneurs en fines de manière exponentielle. Cette augmentation est liée à l'action des inclusions de géotextile dans le sol qui s'oppose à la dilatance du sol et au développement des déformations radiales.

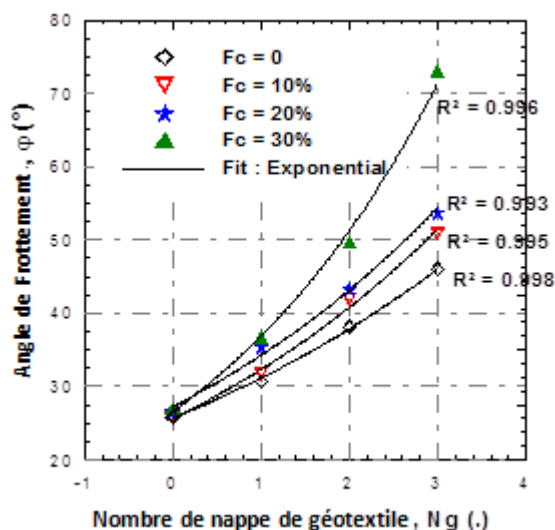


Figure 4.17: Effet du nombre de nappe de géotextile (N_g) sur l'angle de frottement du mélange sable-limon

4.3.6 Influence du nombre de nappes de géotextile sur le rapport de contraintes

Selon Arab et al. (2013), Benessalah et al (2016), Benessalah (2017), Brahim (2017), l'analyse de la contribution du géotextile au comportement contrainte-déformation, peut être obtenue avec le rapport (R_q) qui caractérise l'accroissement de la contrainte apportée par le renforcement normalisé par le nombre de nappes de géotextile (N_g) :

$$R_q = (q_{N_g} - q_0) / N_g \quad 4.01$$

Où: q_{N_g} et q_0 sont respectivement les valeurs du déviateur de contraintes pour les échantillons renforcés et non renforcés au cours de l'essai triaxial.

Sur la Figure 4.18a, on remarque que pour l'échantillon de sable propre ($f_c=0$) renforcé par une seule nappe et cisailé sous une contrainte initiale $\sigma'_c = 100$ kPa, le géotextile commence à contribuer à l'amélioration du sable à partir de 6% de déformation axiale ; tandis que pour les échantillons renforcés avec deux nappes, l'amélioration du sable est observée à partir de 5% de déformation axiale. Par contre, pour les échantillons renforcés avec trois nappes, le géotextile commence à contribuer à l'amélioration du sol dès le début du chargement.

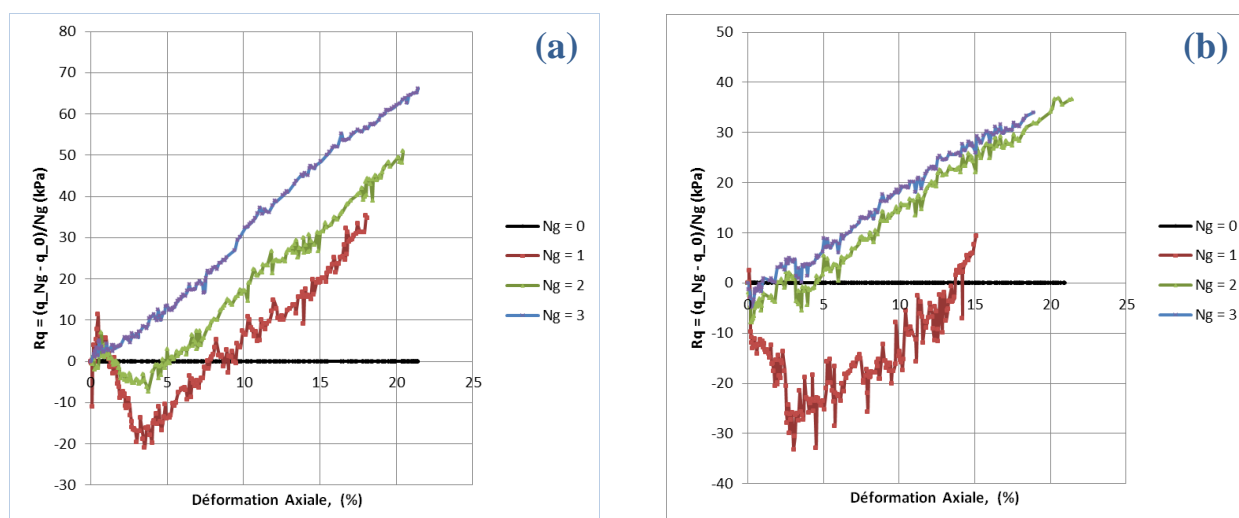


Figure 4.18 : Essais triaxiaux non drainés sur des échantillons moyennement denses sous une contrainte de cisaillement de 100 kPa; Variation de R_q pour (a) Sable propre ($f_c = 0$); (b) Sable limoneux ($f_c = 10\%$)

Les mêmes observations sont relevées pour les échantillons de sable limoneux ayant 10% de fines (Figure 4.18b), c'est-à-dire que le géotextile contribue à l'amélioration de la résistance du sol à partir de 14% de déformation axiale pour le cas d'une seule nappe de géotextile ($N_g=1$), cette déformation, dans ce cas, est plus importante que celle obtenue pour l'échantillon de sable propre. En ce qui concerne le cas des échantillons renforcés avec deux et trois nappes, l'amélioration du sable est observée à partir de 5% et 2% de déformation axiale pour ($N_g = 2, 3$) respectivement.

Ces résultats indiquent la présence de deux phases distinctes concernant l'évolution de R_q en fonction de ε_1 . La première phase correspond aux faibles valeurs de la déformation axiale pour laquelle la contribution du géotextile à l'amélioration des sols est négligeable. La seconde phase permet de mettre en évidence l'action du renforcement qui dépend de la teneur en fines.

Cependant, les différents essais menés montrent que l'influence du géotextile sur la contraction du volume diminue avec l'augmentation de la teneur en fines ajoutées aux échantillons étudiés.

De même, la figure 4.19 présente l'influence du renforcement par des géotextiles sur l'accroissement des variations de volume (R_v) normalisé afin d'avoir une meilleure appréciation par le nombre de nappes de géotextile (N_g) et la teneur en fines ajoutée aux échantillons :

$$R_v = (\varepsilon_{vN_g} - \varepsilon_{v0}) / \sigma'_c / N_g \quad 4.02$$

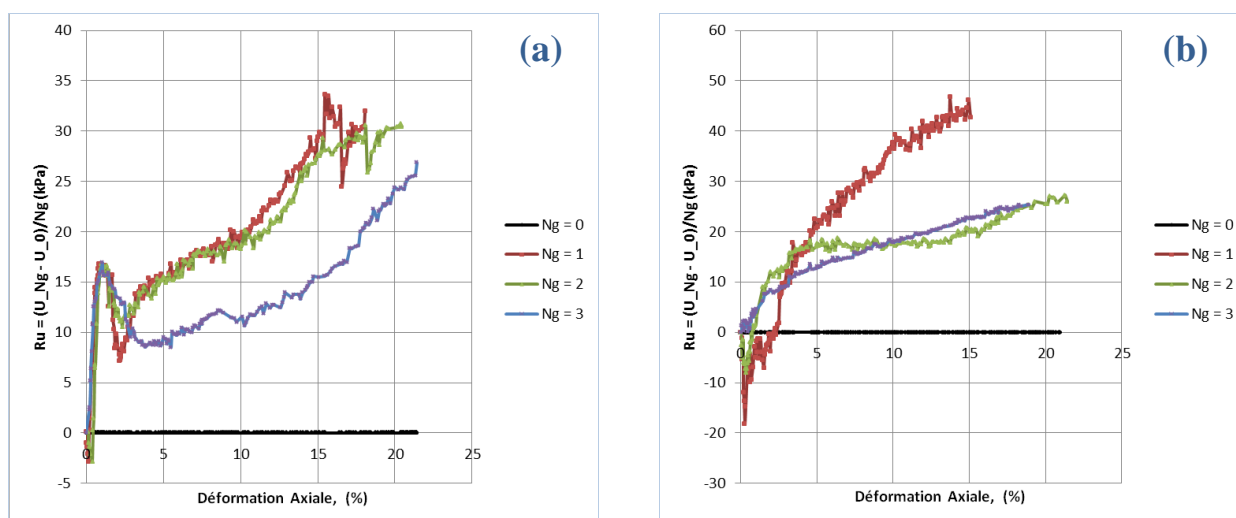


Figure 4.19: Essais triaxiaux non drainés sur des échantillons moyennement denses sous une contrainte de cisaillement de 100 kPa; Variation de R_v pour (a) Sable propre ($f_c = 0$); (b) Sable limoneux ($f_c = 10\%$)

La figure 4.19 résume l'influence de la présence des nappes de géotextile sur le rapport (R_v) dans le cas des essais non drainés d'un sable propre (Figure 4.19a) et sable limoneux ayant 10% de fines (Figure 4.19b). Ces figures montrent clairement la présence de deux zones similaires à celle observée au rapport des contraintes (R_q). La première correspond à l'influence du géotextile sur le changement volumétrique. Cette zone est marquée par un faible effet des géotextiles. La seconde zone traduit l'action du renforcement qui est caractérisée pour le sable propre de ($f_c = 0$) et le sable limoneux avec ($f_c = 10\%$). Ce résultat indique une diminution de la contribution du géotextile à la contraction du sol avec l'augmentation de pourcentage de fines.

4.4. Conclusions

Il ressort de cette étude que les essais triaxiaux développés ont permis d'apporter plus de précision et de détails sur le comportement du sol étudié (sable limoneux). En effet, les expériences réalisées ont permis, également, de dégager plusieurs points :

- À première vue, on remarque que les échantillons du sable propre et sable limoneux, renforcés par des nappes de géotextile sous l'effet de confinement appliqué (100kPa), résistent mieux que les échantillons non renforcés, en termes d'amélioration du comportement de sol sous l'influence de la teneur en fines. Le mécanisme de renforcement est attribué à cause de la force de traction mobilisée dans les nappes de géotextile par le biais d'une interaction sol-géotextile.

- La résistance au cisaillement est très affectée par la présence des fines, néanmoins l'ajout de ces particules, amplifie de plus en plus la phase d'augmentation de la pression interstitielle, accompagnée d'une chute de résistance, de plus, les fines ajoutées occupent les vides entre les grains de sable, ils seront éjectés dans les vides, ce qui cause l'effondrement de la structure du sol. Cela traduit l'influence négative des fines sur le comportement du sol. Par contre, le sable propre présente une résistance au cisaillement plus importante, expliquée par une nouvelle restructuration des grains au cours de leur déplacement, ce qui a formé une nouvelle matrice plus dense avec une meilleure réorientation des grains développant par conséquent une nouvelle résistance.
- La résistance au cisaillement du sable diminue sensiblement avec l'ajout de fines. Les échantillons de sable propre ($f_c=0$), présentent un comportement fragile, ils montrent une rupture franche par cisaillement, caractérisée par un plan de rupture oblique apparent. Pour les échantillons de sable limoneux, le cisaillement n'apparaît plus dès le premier ajout de fines (10%). Après l'augmentation de pourcentage de la teneur en fines, le comportement des mélanges se rapproche de plus en plus vers le comportement des sols fins limoneux. Dans cette étude, l'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges est observée pour des teneurs en fines inférieures ($f_c = 0$ et 10%), et devient très prononcée au-delà de 20%.
- Le sable contenant jusqu'à 30% de limon a moins de résistance au cisaillement que le sable propre. Cependant, avec l'augmentation supplémentaire de la teneur en limon, les chemins de contraintes et la résistance au cisaillement montrent une tendance au renforcement et une augmentation de cette résistance.
- La pression interstitielle à la rupture est plus élevée pour les échantillons renforcés que pour les échantillons non renforcés et augmente avec le nombre de nappes de géotextile.
- Concernant l'apport du géotextile au renforcement, on remarque deux zones caractéristiques du comportement du sol qui se traduisent par une variation linéaire entre le rapport des contraintes (R_q) et le déplacement axial ε_1 . Pour les faibles valeurs du déplacement axial, la contribution du géotextile à l'amélioration du sol est négligeable. Pour une valeur de la contrainte de confinement donnée, le rapport des déformations volumiques (R_v) augmente avec le nombre de nappes de géotextile.

CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU SOL RENFORCE PAR GEOTEXTILE

Ce chapitre présente une étude numérique visant à mieux appréhender le comportement du sol limoneux renforcé et non renforcé à l'aide d'un modèle numérique par la méthode des éléments finis. Les spécificités du code de calcul seront tout d'abord rappelées. La méthode de calibration des paramètres par comparaison entre des résultats expérimentaux et numériques de l'essai triaxial sera développée.

5.1. Introduction

En complément à l'étude expérimentale, la simulation numérique est indispensable pour fournir plus d'informations à moindre coût sur le comportement et les sollicitations des sols renforcés par des géotextiles. De ce fait, ce dernier chapitre se propose d'analyser les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique d'un sol renforcé par des nappes de géotextile. Un modèle numérique a été adopté à partir du code ABAQUS. Ce code basé sur la méthode des éléments finis a été utilisé avec succès par de nombreux auteurs pour la modélisation de systèmes comportant des géosynthétiques. Il présente différents avantages pour notre problème, car il permet notamment de prendre en compte, les déplacements entre les matériaux aux interfaces, les déformations des matériaux et le comportement du sol. Les études expérimentales composées d'essais triaxiaux drainés réalisés par [Benessalah \(2017\)](#), sur le sol de la région de Chlef, forment une base de données intéressante sur laquelle les simulations numériques peuvent être validées. Les différents résultats des essais triaxiaux sur un chemin de compression drainé sont nécessaires à la calibration du modèle numérique afin de déterminer des matériaux numériques équivalents à ceux utilisés dans le programme expérimental.

5.2. Modélisation numérique du sable non renforcé et renforcé par des nappes de géotextiles

Dans le cadre de notre travail nous nous sommes attachés à la simulation d'un essai triaxial, plus justement, un essai biaxial de révolution mis en œuvre sur des échantillons, de forme cylindrique, enveloppés par une membrane de confinement, sur un échantillon de sol tridimensionnel (3D) établi dans le programme ABAQUS (6.14). Le comportement de sol est bien connu lors de cet essai.

Des essais drainés ont été faits. Les embases sont considérées parfaitement lisses dans la simulation. Dans la réalité, l'échantillon de sol est en contact avec le papier filtre qui n'est pas complètement lisse, ni complètement rugueux. Alors l'idéal serait de créer un élément d'interface avec les propriétés du papier filtre. Mais le but de cette étude étant la création d'un modèle numérique pour les sols non renforcés et renforcés par des nappes de géotextiles, alors les aspects secondaires de la simulation ont été mis de côté.

5.2.1 Modélisation numérique du sable non renforcé

Les essais triaxiaux numériques sont nécessaires à la calibration du modèle numérique, pour déterminer les matériaux numériques équivalents à ceux utilisés dans le programme expérimental. Pour un essai triaxial, il y avait quatre étapes:

- Une étape d'équilibre des contraintes en place (géostatique),
- Une étape où les pressions interstitielles sont créées (forte charge dans un temps très court),
- Une étape de consolidation (environ 24 heures)
- Puis une étape de cisaillement.

En utilisant le même principe du modèle numérique utilisé pour le travail de [Fournier \(2000\)](#), qui empêche de commencer l'analyse à la fin de la consolidation. Le nombre d'éléments retenus est de 1680 car un trop grand nombre d'éléments occasionne des analyses divergentes. En résumé, la simulation numérique de l'essai triaxial se fait en deux étapes : une étape d'équilibre des contraintes (GEOSTATIC) et l'étape de cisaillement.

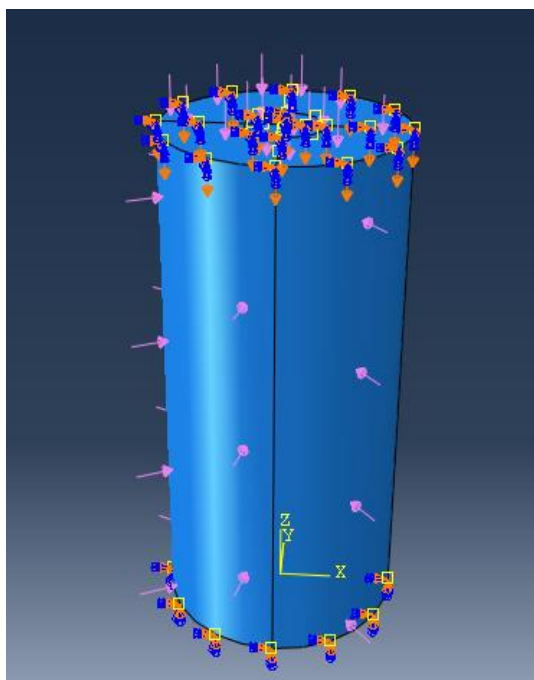


Figure 5.1 : Model numérique d'une cellule triaxiale - ABAQUS (6.14)

5.2.1.1 Maillage utilisé

Notre maillage en éléments finis de l'essai triaxial comporte 1680 éléments et 1815 nœuds, représentent l'échantillon de sol. Les commandes comprises entre *NODE et *MATERIAL concernent le maillage du système.

Les éléments finis employés sont des C3D8R, éléments solides en trois dimensions avec 8 points et une intégration réduite (un point de Gauss) de forme hexaédrique. En utilisant un élément d'une géométrie cylindre plein, ce dernier est nommé (soil) et est considéré comme une section solide. Les dimensions de l'échantillon simulé sont de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur, est généré à l'aide d'éléments cylindriques, les axes x et z étant situés à la base du cylindre et l'axe y orienté le long de l'axe du cylindre, la flèche autour de l'échantillon représente la pression de confinement. La simulation par éléments finis a été réalisée avec l'élément solide. La figure 5.2 montre le maillage par éléments finis de l'échantillon du sol.

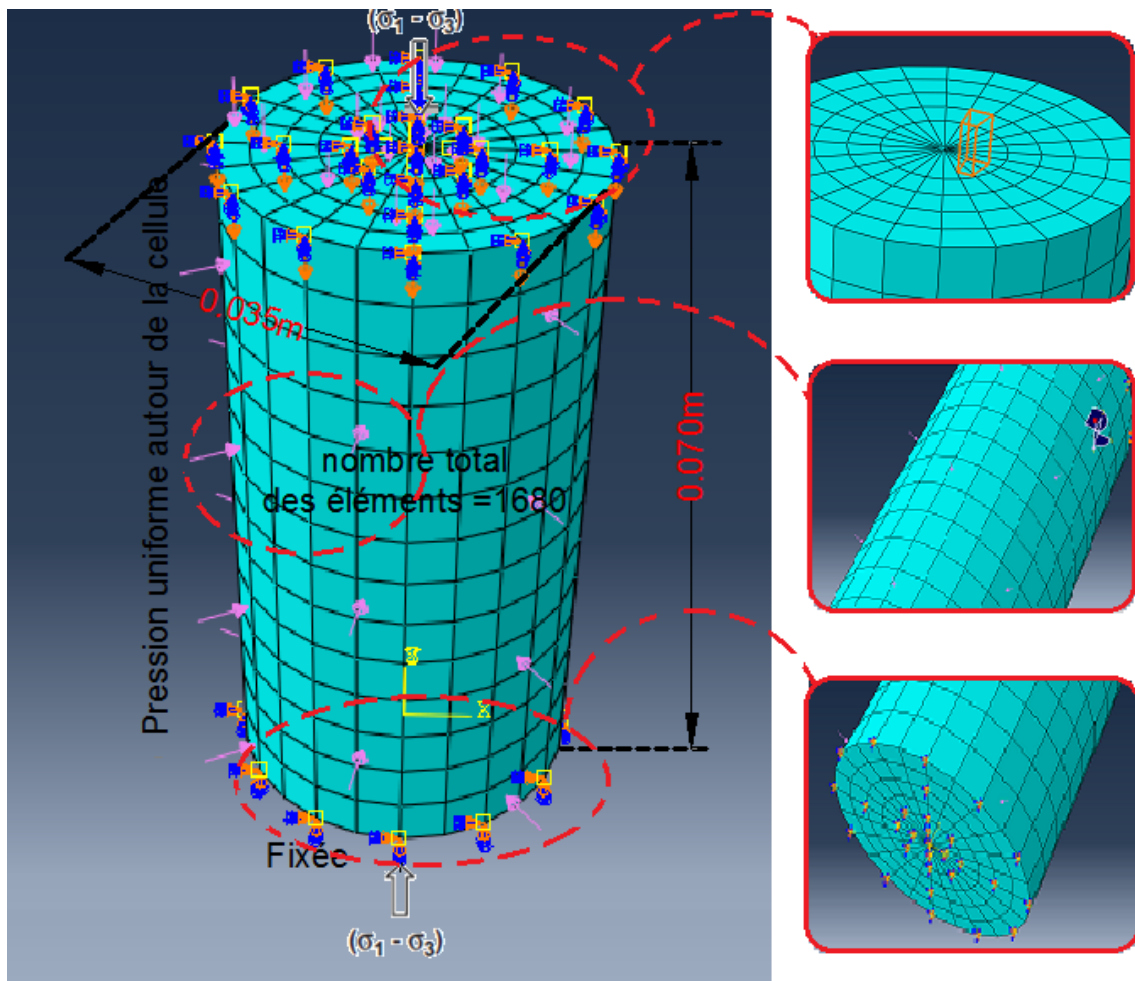


Figure 5.2 : Maillage d'échantillon de sol avec ABAQUS (6.14)

5.2.1.2 Conditions initiales et propriétés du sol

Avant la première étape de l'analyse, il est primordial de spécifier les conditions en place initiales ainsi que les caractéristiques du matériau utilisé. Les conditions initiales sont décrites dans la présente simulation. Il s'agit de l'indice des vides et des contraintes initiales.

- L'indice des vides initial a été considéré constant dans tout l'échantillon.
- Les essais sont des essais drainé pour un sol consolidé.

Par ailleurs, un certain nombre de facteurs, propres à la simulation numérique, peuvent affecter le comportement triaxial. Ainsi, dans le but de valider l'utilisation de notre modèle pour la caractérisation du comportement mécanique des matériaux, nous avons vérifié que la vitesse de sollicitation, l'amortissement local introduit ou encore les propriétés des parois, n'influent pas sur les résultats de simulation.

5.2.1.3 Lois de comportement de sol étudié

Le modèle de comportement étudié, est le modèle de Mohr-Coulomb, c'est un modèle plastique parfaitement élastique simule le comportement du sol étudié. Ce dernier est un modèle de simulation bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Même s'il existe des modèles constitutifs élastoplastiques dans le logiciel ABAQUS, le modèle de Mohr-Coulomb est jugé satisfaisant dans le cas présent, car les chemins de contraintes anticipés sont principalement dominés par une rupture lorsqu'une charge significative est appliquée sur l'échantillon de sol.

Les paramètres introduits pour le modèle de Mohr-Coulomb sont les suivants :

- Le module d'Young E et le coefficient de poisson ν (pour décrire le comportement élastique) ;
- L'angle de frottement φ et l'angle de dilatance Ψ ;
- La cohésion C
- L'indice des vides

5.2.1.4 Caractéristiques du sol utilisé

Dans le cadre de cette thèse, nous exploiterons les résultats des essais triaxiaux monotones drainés, constituées par un sol ayant des paramètres similaires à celles des matériaux réels. Ces essais sont réalisés par [Benessalah \(2017\)](#) sur le sable de la région de Chlef.

L'objectif de notre investigation étant d'aboutir par l'analyse numérique, un modèle simple du comportement monotone du matériau composite sable - géotextile. En prenant en considération la géométrie et les dimensions de l'éprouvette, les conditions aux limites, les conditions de drainage, le mode de chargement imposé pendant l'essai triaxial aux échantillons étudiés et on suppose que la force non équilibrée de chaque nœud est normalisée par la force gravitationnelle agissant sur ce nœud. Les propriétés du sable considérées sont présentées dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Paramètres de sol renforcé et sol non renforcé pour la modélisation

Paramètres	Nom	Sol non renforcé	unité
Modèle type	Model	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique des grains	γ_s	26.5	kN/m ³
Module d'Young	E	1800	KPa
Coefficient de Poisson	ν	0.30	-
Cohésion	C	0	KPa
Angle de frottement	Φ	30	°
Angle de dilatance	Ψ	0.10	°
Indice de vide	e	0.692	-

5.2.1.5 Hypothèse et Procédure de calcul

Les hypothèses de calcul par éléments finis dans cette étude sont :

- La loi de comportement utilisée pour le sol étudié est celle de Mohr-Coulomb.
- La loi de comportement utilisée pour le géotextile est élastique linéaire.
- Le module de Young est considéré dans l'analyse constant.

Un essai triaxial dans les conditions drainées signifie que la pression interstitielle initiale est maintenue constante. Si la pression interstitielle est nulle, la pression cellulaire est constante. Alors, seule la pression axiale varie à cause de la charge due au piston. La vitesse de l'essai drainé est lente pour permettre d'avoir des variations de volume (consolidation) et des pressions interstitielles nulles. Pour que le calcul numérique puisse simuler autant que possible les conditions réelles des essais expérimentaux avant et après le renforcement par des nappes de géotextile, l'analyse par éléments finis est effectuée en deux étapes: étape de consolidation et étape de cisaillement.

La première étape présente en un seul incrément d'analyse, un drainage autorisé sur la surface supérieure et inférieure de notre cylindre modélisé. Au cours de cette phase, une pression de confinement de 100 kPa 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 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) (où 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. Au cours de cette étape, la commande « géostatique » est appelée pour s'assurer que l'équilibre est respecté dans l'échantillon du sol. L'option géostatique garantit que la condition de contrainte initiale dans l'échantillon de sol est comprise dans la surface de rendement initial du modèle Mohr coulomb.

La deuxième étape correspond à la phase déviatoire de l'essai triaxial. Une fois l'équilibre de consolidation isotrope obtenu, une vitesse de déformation est appliquée en tête d'échantillon (dans la direction verticale Z) par rapprochement de l'embase supérieure, tout en maintenant latéralement une contrainte constante $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$. Dans cette étape de cisaillement, ayant une durée de 10^9 secondes, l'application du chargement est empêché de se déplacer vers le bas à un très faible taux (5×10^{-10} cm/s). Ce faible taux de déplacement est utilisé pour garantir que la pression d'eau interstitielle est toujours nulle dans l'échantillon de sable. Un pas de temps automatique avec un changement de pression d'eau interstitielle maximale de 0,007 kPa par incrément de temps est utilisé. Cette procédure est utile pour charger des étapes de très longue durée.

Lorsque le chargement commence au début de l'étape, le taux de changement de pression d'eau interstitielle est élevé ; par conséquent, de petits incréments de temps sont utilisés. Plus tard, lorsque le taux de changement de pression interstitielle diminue, des incréments de temps plus

importants sont utilisés. En revanche, on peut utiliser une durée plus courte pour cette étape de chargement avec un pas de temps fixe. Cependant, nous devons assurer que la pression de l'eau dans les pores augmente pendant cette étape est maintenue égale à zéro. Cela peut être fait facilement en traçant les courbes de la variation volumique au centre de l'échantillon du sol en fonction du temps.

5.2.2 Résultats de la modélisation numérique

À la lumière de la comparaison des résultats du modèle numérique et de l'expérience exécutés par [Benessalah \(2017\)](#), les différents résultats des essais triaxiaux sur un chemin de compression drainé sont analysés et confrontés, ce qui permet de dégager de différentes analyses des phénomènes observés.

Les résultats de la modélisation numérique sont illustrés sur les figures suivant. La figure 5.3a montre la forme finale de l'échantillon et les déformations obtenus pour le cas non renforcé à l'aide du logiciel ABAQUS.

La confrontation entre les résultats expérimentaux conduit aux observations suivantes :

- L'éprouvette est en forme de tonneau ;
- Forte similitude entre les vecteurs expérimentaux et numérique (Figure 5.3a et Figure 5.3b)

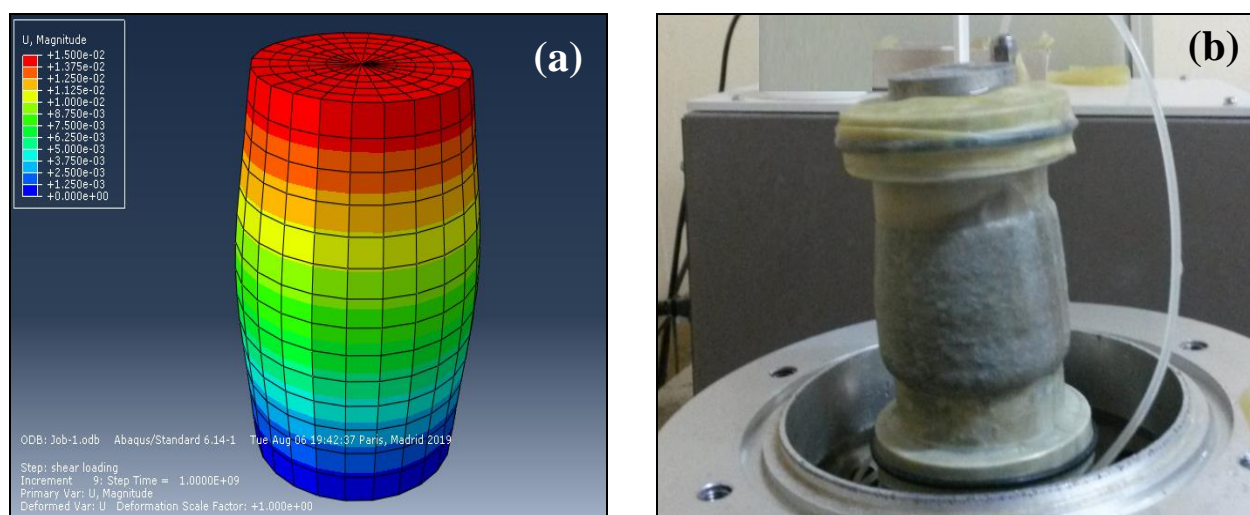


Figure 5.3 : Forme et déplacement de l'échantillon
a)- après l'analyse numérique ; b) après l'étude expérimentale

5.2.2.1 Résultats numériques des essais triaxiaux sur sable non renforcé par géotextile

Nous présentons au début les essais réalisés sur des sables non renforcés, en mettant l'accent sur l'effet de la pression de confinement au déviateur des contraintes et à la variation de volume des échantillons, durant la modélisation numérique de l'essai.

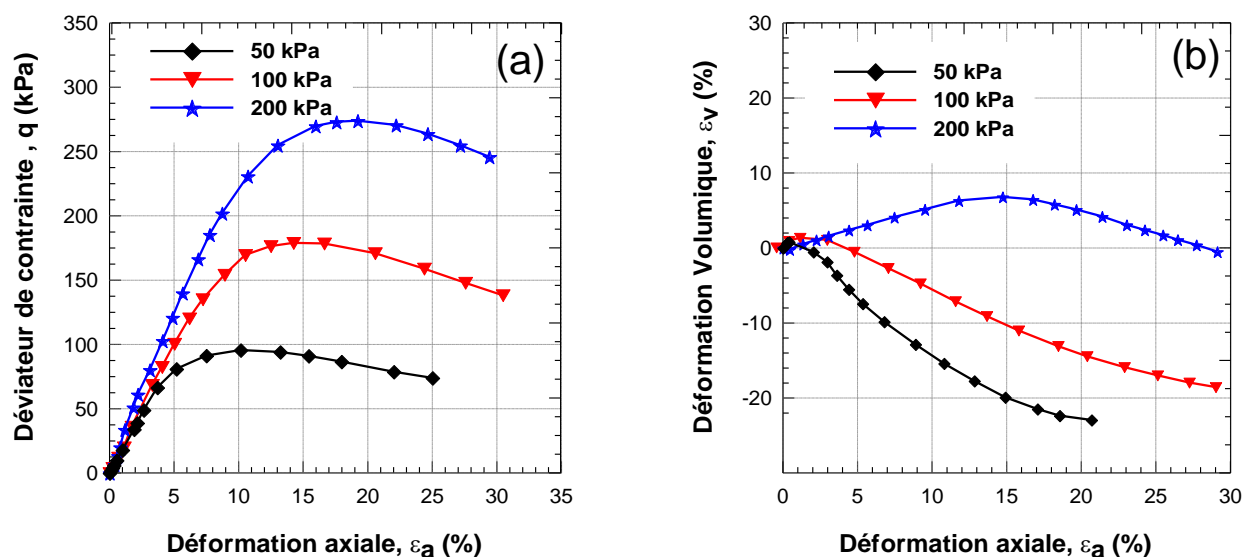


Figure 5.4 : Résultats de la modélisation numérique d'essais de compression drainés menés sur le sable non renforcé :

- (a) Déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale,
- (b) Déformation volumique en fonction de la déformation axiale

Les résultats de la modélisation numérique illustrés sur la figure 5.4, montrent l'évolution de la résistance au cisaillement drainé en fonction de la déformation axiale. Il est à noter sur la figure 5.4a que la résistance au cisaillement du sol, retenue par la modélisation numérique, augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la pression de confinement. Le sol modélisé présente dès les premières déformations axiales une augmentation rapide et presque linéaire du déviateur q jusqu'à un maximum q_{\max} qui marque un pic légèrement ouvert. Ensuite, l'évolution du déviateur des contraintes décroît continuellement jusqu'à la fin de l'essai en fonction de la déformation axiale sous les trois pressions de confinement étudiées. Des valeurs au pic du déviateur des contraintes (q) de 95,6 ; 89,2 et 233,5 kPa ont été obtenues pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa, respectivement. Ce comportement traduit une rupture franche ou encore rupture fragile souvent observée au cisaillement des sols pulvérulents dans leurs états naturels.

La figure 5.4b montre l'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement axial trouvé à partir de la modélisation numérique. On peut observer que pour les échantillons cisailés

sous une contrainte de confinement initiale de $\sigma'_c = 50$ kPa ; la déformation volumique suit d'abord un comportement contractant jusqu'à une très faible déformation axiale de 2 %, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai. Pour les échantillons cisailés sous une contrainte de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa, l'échantillon se contracte aux très faibles déformations axiales jusqu'à un déplacement axial de 4 % et se dilate, par la suite, jusqu'à la fin de l'essai. En revanche, sous une pression de confinement élevée ($\sigma'_c = 200$ kPa), on remarque la présence d'une phase de contractance seulement. Il est à noter que l'augmentation de la contrainte de confinement, pour une étude numérique, induit à une augmentation de la contractance du sable.

À cet effet, la modélisation numérique comme outil permettant non seulement d'évaluer la résistance au cisaillement de matériaux modélisés, mais aussi de comprendre les mécanismes associés par les essais réalisés expérimentalement.

5.2.2.2 Déformations observées sur les échantillons numériques non renforcés

Après la modélisation numérique, nous obtenons des échantillons qui sont généralement en forme de tonneau, car en effet, au niveau des extrémités, les déformations latérales sont supposées nulles. Par contre au milieu de l'échantillon, les déformations latérales sont libres, ce qui conduit à une augmentation de la section transversale et par conséquent à cette forme tonneau.

Les résultats de la modélisation numérique illustrés sur la figure 5.5 montrent les déformations d'un matériau granulaire numérique présentés à une géométrie déformable. Il a été remarqué que les déformations, de point de vue numérique, sont moins importantes pour les échantillons étudiés sous une pression de confinement de 50 kPa, l'échantillon dans ce cas présente un léger bombement considéré négligeable.

Toutefois, la déformation et le bombement deviennent de plus en plus importants avec l'augmentation de la pression de confinement (100, 200 kPa). En effet, en phase de cisaillement, le sol étudié, présente une pression qui augmente légèrement aux premières déformations axiales sous l'effet des efforts verticaux jusqu'à la fin de l'essai. Ces variations de pression reflètent parfaitement le caractère habituel contractant du sable en condition drainé, décrit au cours de cette étude numérique.

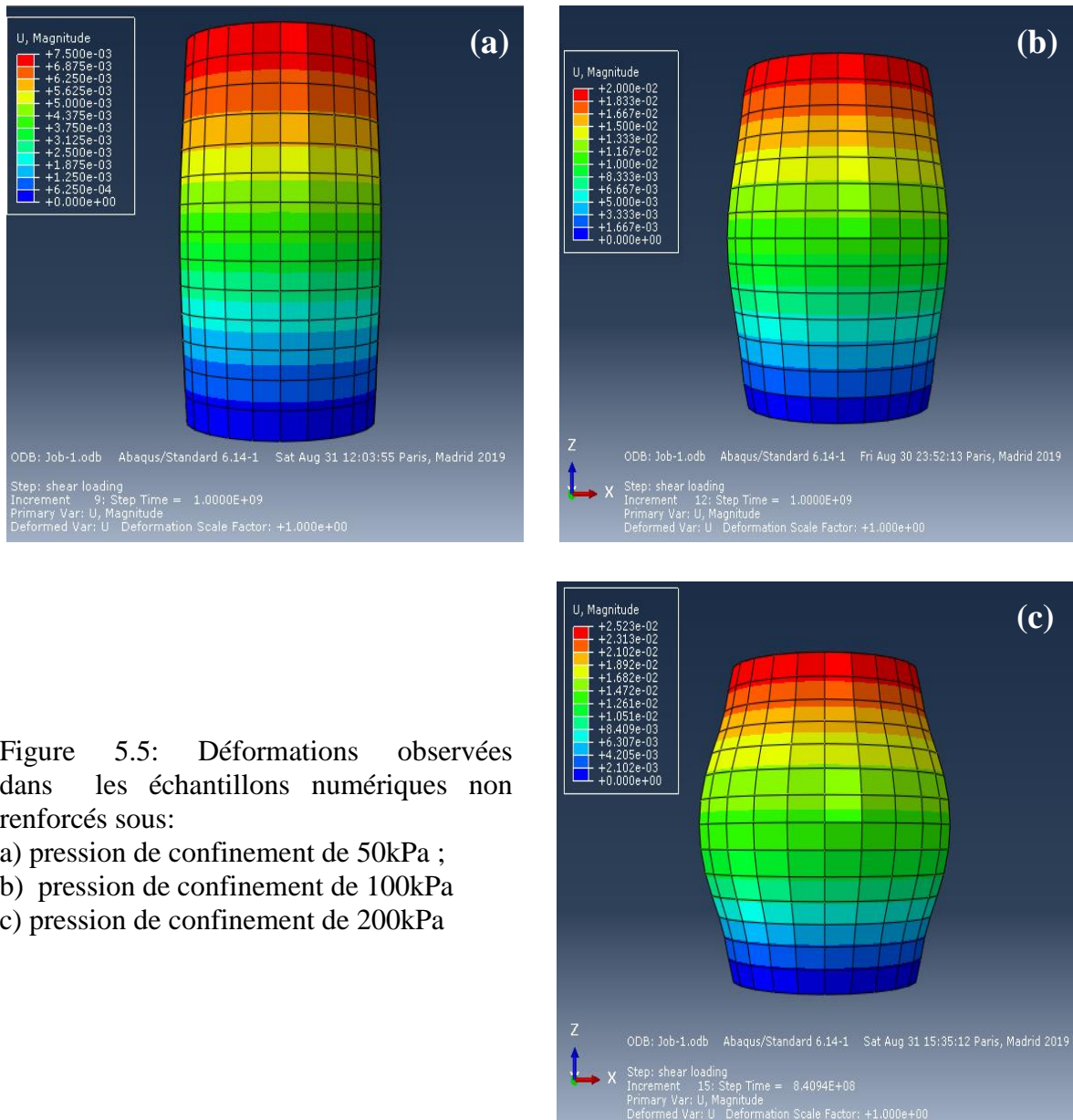


Figure 5.5: Déformations observées dans les échantillons numériques non renforcés sous:
a) pression de confinement de 50kPa ;
b) pression de confinement de 100kPa
c) pression de confinement de 200kPa

5.2.2.3 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour le sable non renforcé

Les essais triaxiaux numériques sont nécessaires à la calibration du modèle numérique afin de déterminer les matériaux équivalents à ceux utilisés dans le programme expérimental. Les comparaisons entre les résultats du modèle numérique et les résultats expérimentaux montrent le bien-fondé des hypothèses du modèle numérique. Cependant, les conditions initiales et les propriétés du sol considérées dans l'analyse numérique sont également décrites pour les simulations d'un matériau granulaire non renforcé. Les paramètres de calcul ont été calibrés sur les courbes présentés sur la figure 5.6.

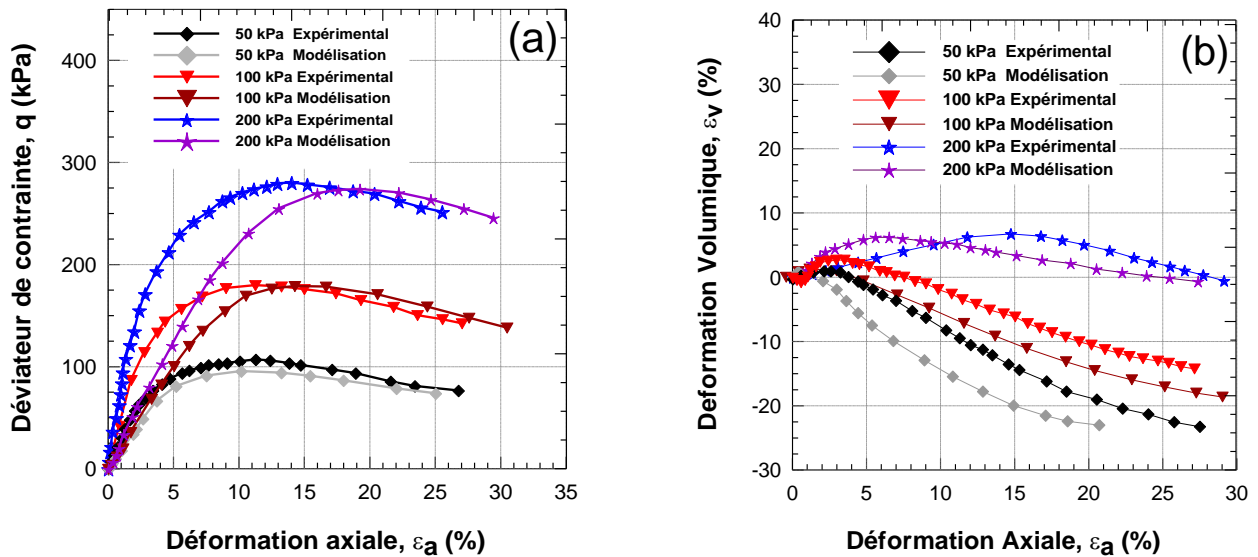


Figure 5.6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique
Essais de compression drainés menés sur sable non renforcé:
(a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial,
(b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial

En comparant entre des résultats expérimentaux et numériques, Sur le cas présenté (sable non renforcé), il apparaît une concordance notée, sous des pressions de confinement de $\sigma'_c = 50, 100$ kPa. Les courbes du déviateur des contraintes présentent des allures très proches (Figure 5.6a) et les déformations volumiques subissent d'abord un comportement contractant, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai (Figure 5.6b). Tandis que pour une forte pression de confinement $\sigma'_c = 200$ kPa, les allures des courbes sont légèrement différentes et le comportement du sol ne montre qu'une phase de contractance ; on peut noter que les courbes de déviateur tracées à partir de la modélisation ont des allures légèrement inférieures à ceux trouvés expérimentalement. Il semble donc que sous un confinement important, le matériau granulaire s'allonge plus dans la modélisation que dans la réalité. Ces résultats sont en concordance avec les résultats trouvés par [Fournier \(2000\)](#).

La corrélation est très bonne et on peut admettre que le code de calcul est validé. À cet effet, le calcul numérique permet donc de représenter le comportement d'un sol pulvérulent (dans notre cas, sable) en trois dimensions. Cela signifie que le modèle numérique incorporé dans la méthode des éléments finis est capable de décrire le comportement triaxial drainé d'un sol pulvérulent.

5.2.3 Modélisation numérique du sable renforcé par des nappes de géotextiles

Nous présentons dans ce qui suit, une étude numérique des essais triaxiaux d'un matériau granulaire renforcé avec différentes nappes de géotextile (N_g), sous une pression de confinement de 100 kPa. De nombreuses simulations numériques ont été effectuées en faisant varier, le nombre des nappes de géotextile ajoutées au sable modélisé.

L'objectif de l'étude numérique est de trouver la contribution des nappes de géotextile à la fois sur la courbe de contrainte-déformation et la courbe de variation du volume-déformation pour des échantillons modélisés. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques de l'essai triaxial sera développée par la suite.

5.2.3.1 Modélisation de géotextile

Les géotextiles sont des produits textiles présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques. Le comportement mécanique de ces structures fibreuses est complexe. En général, des hypothèses simplificatrices doivent être faites pour modéliser ces matériaux.

Le géotextile utilisé est le NOTEX GX 100/50. Les données techniques fournies par les fabricants sont résumées dans le tableau 5.2.

Dans cette étude, ce matériau utilisé pour le renforcement du sol étudié, est également considéré élastique isotrope. Son module de Young (20 MPa) est obtenu selon un essai de traction réalisé au laboratoire avec un coefficient de Poisson $\nu=0,30$.

On observe d'abord les principaux contacts des composants de ces essais entre les grains de sol étudié d'une part, et d'autre part le contact entre le géotextile et le sol lors du renforcement. Ces contacts sont directement définis dans le code ABAQUS.

Nous avons utilisé ABAQUS/Standard pour lequel, d'un point de vue général, on modélise le contact des surfaces (une surface maîtresse et une surface esclave, appelé "méthode de surface" ci-après) à l'aide des éléments de contact dont l'utilisation est "transparente" pour l'utilisateur.

Tableau 5.2 : Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de géotextile utilisé

Caractéristiques	Norme	Valeur	Tolérance
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES			
Masse surfacique (g/m ²)	NF EN ISO 9864	300	± 10%
Epaisseur sous 2 kPa (mm)	NF EN 964-1	1.25	± 20%
Porosité surfacique (%)		43	
CARACTERISTIQUES MECANIQUES			
Résistance à la rupture en traction (kN/m)	NF EN ISO 10319	sp*:100 st*:50	Mini. val Mini. val
Résis. en traction à 2% de déformation SP (kN)		16	
Résis. en traction à 3% de déformation SP (kN)		23	
Résis. en traction à 5% de déformation SP (kN)		38	Mini. val
Déformation à la rupture en traction (%)	NF EN ISO 10319	sp*: 11 st*: 11	± 20% ± 20%
Module sécant d'élongation SP (kN/m)		2%: 800 3%: 760 5%: 760	
Perforation dynamique (mm)	NF EN ISO 13433 19	19	± 20%
Poinçonnement statique CBR (kN)	NF EN ISO 12236	2.5	-10%

* sp = Sens production / st = Sens trame

La plupart des problèmes de contact peuvent être modélisés par la méthode de surface sous ABAQUS. Ces problèmes de contact peuvent être en deux ou en trois dimensions ; les deux parties du contact sont déformables ou une est déformable et l'autre est rigide ; les grands déplacements sont aussi bien traités que les petits déplacements dans le code (c'est un avantage très important du code ABAQUS). Dans cette méthode, toutes les surfaces en contact doivent être définies au début de la simulation et ne peuvent être changées au cours de l'analyse, ensuite l'utilisateur doit indiquer quelles paires de surfaces peuvent potentiellement entrer en contact pendant l'analyse et enfin des lois de comportement aux interfaces doivent être définies, soit par les modèles proposés par ABAQUS, soit par des modèles développés par l'utilisateur mieux adaptés aux interfaces étudiées. Dans certains cas où la méthode de surface n'est pas utilisable, ABAQUS propose des éléments de contact spécifiques pour des problèmes tels que le contact entre deux tuyaux de canalisation ou des tubes modélisés par des éléments poutres, éléments barres où l'un se positionne dans l'autre (Figure 5.7). L'utilisation des éléments de contact sera

présentée avec la formulation en grand déplacement et le modèle de propriété de contact par la suite. (Peng He, 2006)

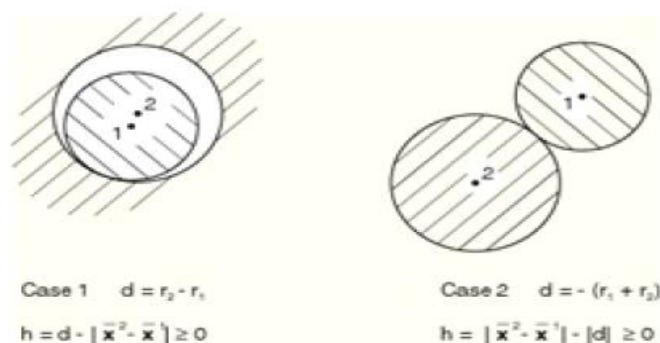


Figure 5.7: Exemple des cas d'utilisation des éléments de contact spécifiques

Lors d'un contact, sol/géotextile, la détermination des paramètres d'interface sont fondamentaux dans la conception des structures de sol renforcés par géotextiles. Ceux-ci peuvent être déterminés par différents types des essais expérimentaux. Il existe trois essais permettant d'évaluer les caractéristiques en cisaillement des interfaces entre un géotextile et un matériau naturel : l'essai au plan incliné, l'essai de cisaillement direct et l'essai d'extraction (Tano, 2018).

La modélisation des interfaces permet de prendre en compte les phénomènes d'interaction qui sont fondamentaux dans le traitement des problèmes en géotechnique. Egalement appelés problèmes de contact. Pour modéliser ces contacts mécaniques, les techniques de modélisation numérique font appel à des éléments spécifiques pour la représentation de ces interfaces (par exemple couche mince, méthode hybride, épaisseur nulle). Dans notre cas, le contact sol-géotextile est régi par une interface ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb.

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures). Les caractéristiques des interfaces sont :

- La cohésion C (contrainte)
- L'angle de dilatance,
- L'angle de frottement φ ,
- La résistance à la traction T (force).

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. En effet, dans cette étude, l'interface sol-géotextile peut présenter un angle de frottement égal à 27° et une cohésion négligeable.

5.2.3.2 Hypothèse et Procédure de calcul

Différentes conditions aux limites présentées dans la section précédente peuvent être utilisées pour modéliser l'essai triaxial. Dans notre cas, on souhaite reproduire les conditions expérimentales utilisées en laboratoire pour un sol renforcé par des nappes de géotextile. Le système sol-géotextile est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis ABAQUS.

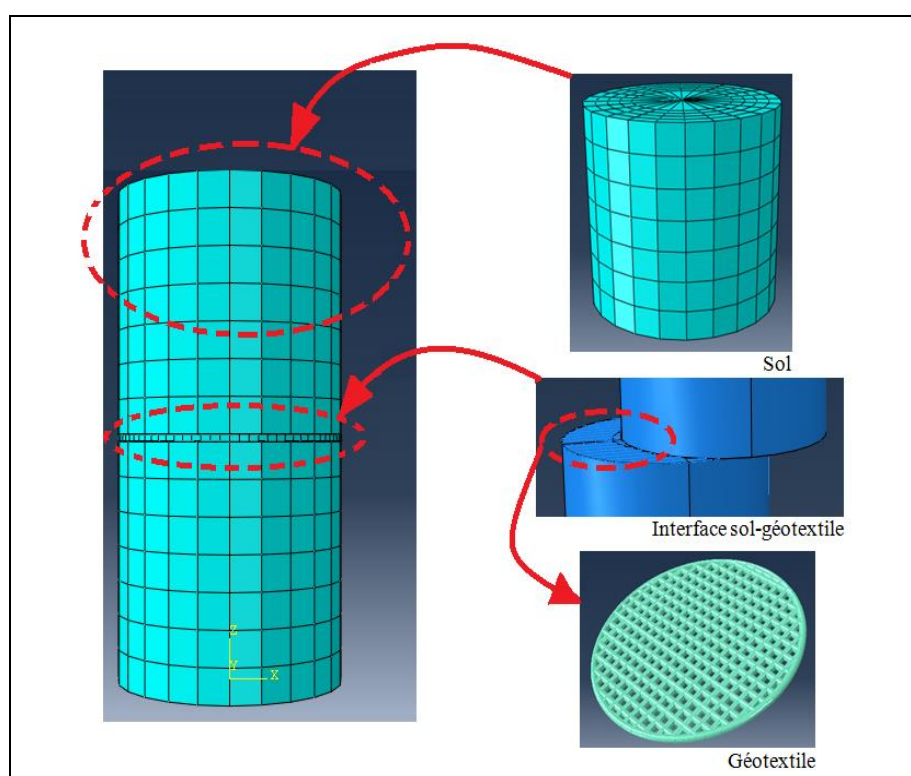


Figure 5.8 : Maillage du système sol- géotextile (ABAQUS 6.14)

Le comportement du sable renforcé par des nappes géotextiles sera présenté par la suite, en mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes de géotextile noté (N_g) sur le déviateur des contraintes et la variation de volume des échantillons durant l'essai, sous une pression de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa. Les mesures réalisées peuvent être comparées aux valeurs calculées par le modèle numérique développé sous ABAQUS.

5.2.3.3 Résultats de la modélisation numérique sous l'effet des inclusions géotextiles

Le comportement du matériau granulaire renforcé sera présenté en mettant l'accent sur l'effet du nombre des nappes de géotextiles noté (N_g). La Figure 5.9a illustre l'évolution du déviateur des contraintes q par rapport au déplacement axial pour l'ensemble des essais triaxiaux numériques. On remarque que la force de cisaillement augmente significativement avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile dans les échantillons numériques sous une contrainte de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa.

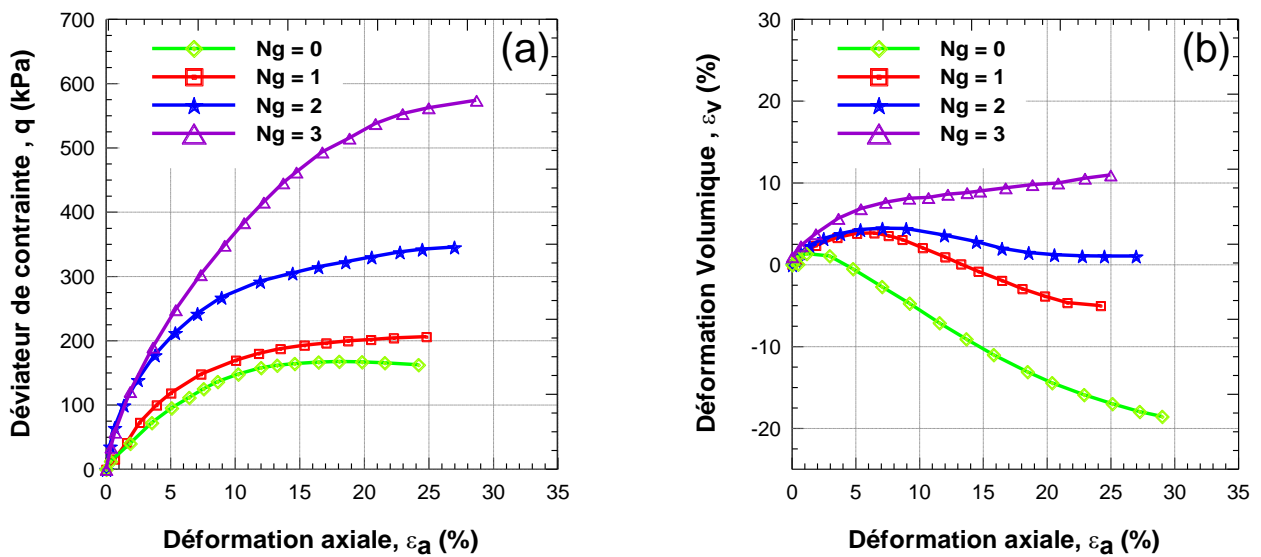


Figure 5.9: Résultats de la modélisation numérique d'essais de compression drainés menés sur le sable renforcé :
 (a) Déviateur de contrainte en fonction du déformation axiale,
 (b) Déformation volumique en fonction du déformation axiale

En ce qui concerne les variations de volume, nous observons une phase contractante plus importante que celle obtenue par des échantillons non renforcé ($N_g = 0$), comme le montre la figure 5.9b. Cette augmentation de la phase de contractance induite principalement par la compressibilité du géotextile. Tandis que pour la phase de dilatance, nous n'observons pas une différence très claire entre les échantillons modélisés non renforcé et renforcés avec des nappes de géotextiles ce qui conduit à dire que, dans la phase de dilatance, les variations de volume se font sans intervention du géotextile. La modélisation numérique proposée permet de simuler correctement l'effet de l'ajout des nappes de renforcement observé expérimentalement.

5.2.3.4 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques pour le sable renforcé

La Figure 5.10 montre les confrontations des résultats de nos simulations numériques avec les essais expérimentaux correspondants. Sur les courbes déviatorique numériques (Figure 5.10a, 10b, 10c, 10d), on observe que les valeurs de contraintes déviatorique numériques et expérimentaux sont tout à fait comparables. L'apport du renforcement par des nappes de géotextile est mis en évidence en comparant les résultats numériques avec ceux obtenus sans renforcement.

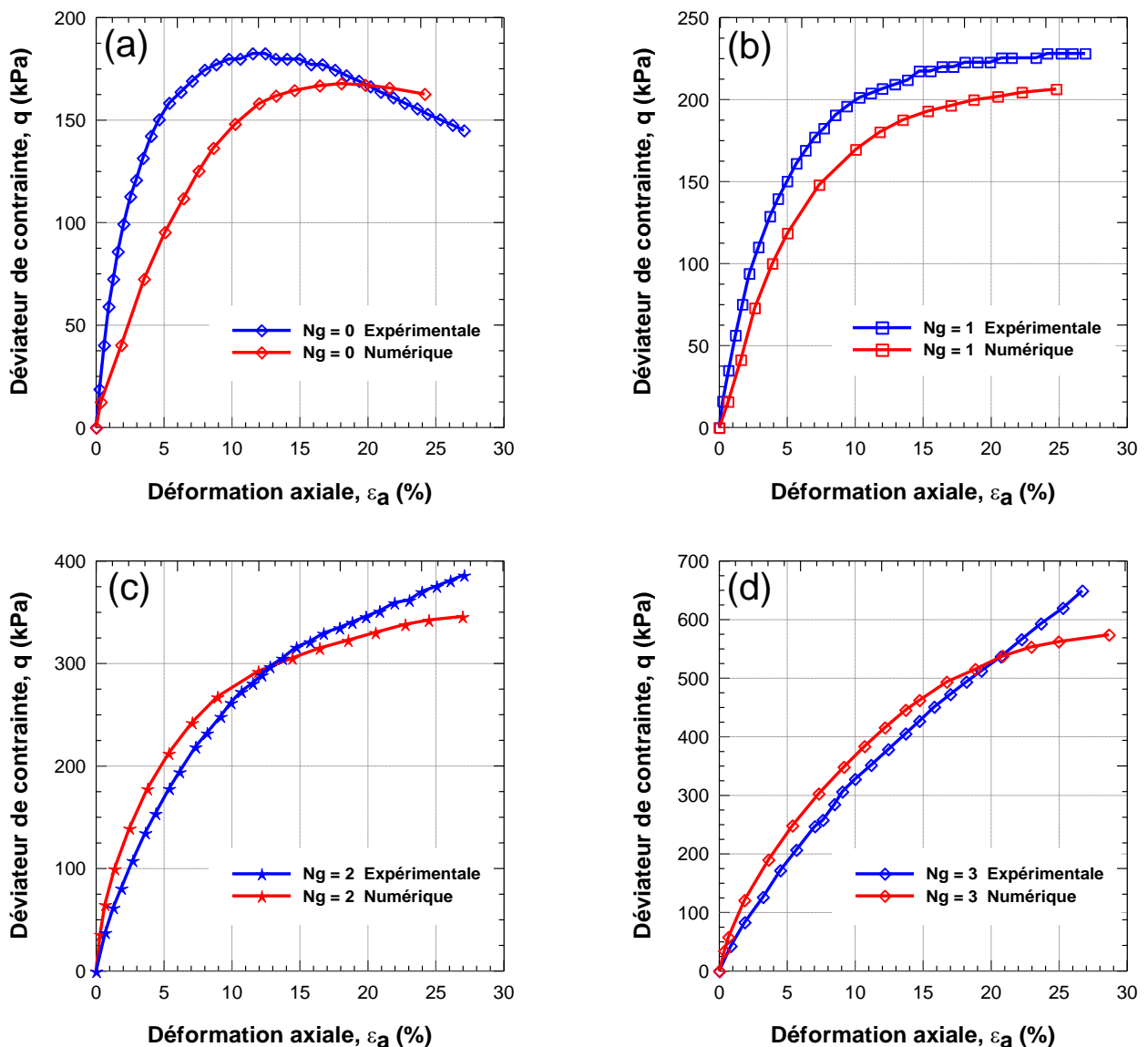


Figure 5.10 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique
Essais de compression drainés menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa):
Variation du déviateur de contrainte par rapport au déplacement axial,
(a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une nappe ($N_g = 1$),
(c) sol renforcé par deux nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$)

Expérimentalement, une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol sableux avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. Ce comportement est observable pour les simulations numériques, néanmoins ils montrent la même tendance. La valeur du déviateur de contrainte au pic des échantillons renforcés par trois nappes est nettement supérieure à celle des échantillons renforcés par deux nappes et une seule nappe. En d'autres termes, l'augmentation de la résistance au pic est due à l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. Cette augmentation de résistance s'accompagne d'une augmentation de la contractance des échantillons, en raison des nappes de renforcement, qui empêchent la croissance de la déformation radiale et augmente par conséquent la phase de contraction de l'échantillon. D'autre part, La dispersion des résultats obtenue numériquement est inférieure à la dispersion de résultats expérimentaux classiques issus d'essais réalisés. Les différences que l'on observe cependant peuvent être liées au comportement et aux paramètres de matériau granulaire modélisé qui peut varier d'une expérimentation à l'autre dû à sa mise en place.

Les courbes numériques de déformation volumique suivent les courbes expérimentales (Figure 5.11). Les déformations volumiques numériques paraissent moins importantes que les déformations expérimentales au-delà d'environ 3% de déformation axiale, ceci peut être expliqué par le fait que l'échantillon expérimental se déforme irrégulièrement en début d'essai, mais au-delà du pic, il ne peut plus être considéré comme un cylindre. D'un autre côté, les déformations volumiques sont fortement influencées par le nombre de nappes de géotextile pour la contrainte de confinement testées ($\sigma'_c = 100$ kPa). Les nappes de géotextile réduisent la déformation latérale du matériau renforcé et réduit par conséquent la contractance du sol.

En effet, une légère contractance est observée au début des essais numériques et expérimentaux pour le sable non renforcé ($N_g = 0$) et renforcé avec une nappe de géotextile ($N_g = 1$), suivie par une autre phase plus importante se manifeste où le sens de variation du volume s'inverse, caractérisant de ce fait le comportement dilatant du matériau le long de l'essai. Par contre, dans le cas d'un sol renforcé avec deux ou trois nappes de géotextile ($N_g = 2$, $N_g = 3$), les courbes montrent une absence de la phase de contractance le long de l'essai, en raison principalement de la dilatance des nappes de géotextiles ajoutés ; ces déniées vont engendrer par leurs effets de dilatance une augmentation de la résistance au cisaillement. On constate que les évolutions expérimentales réalisées sont bien reproduites par le modèle numérique.

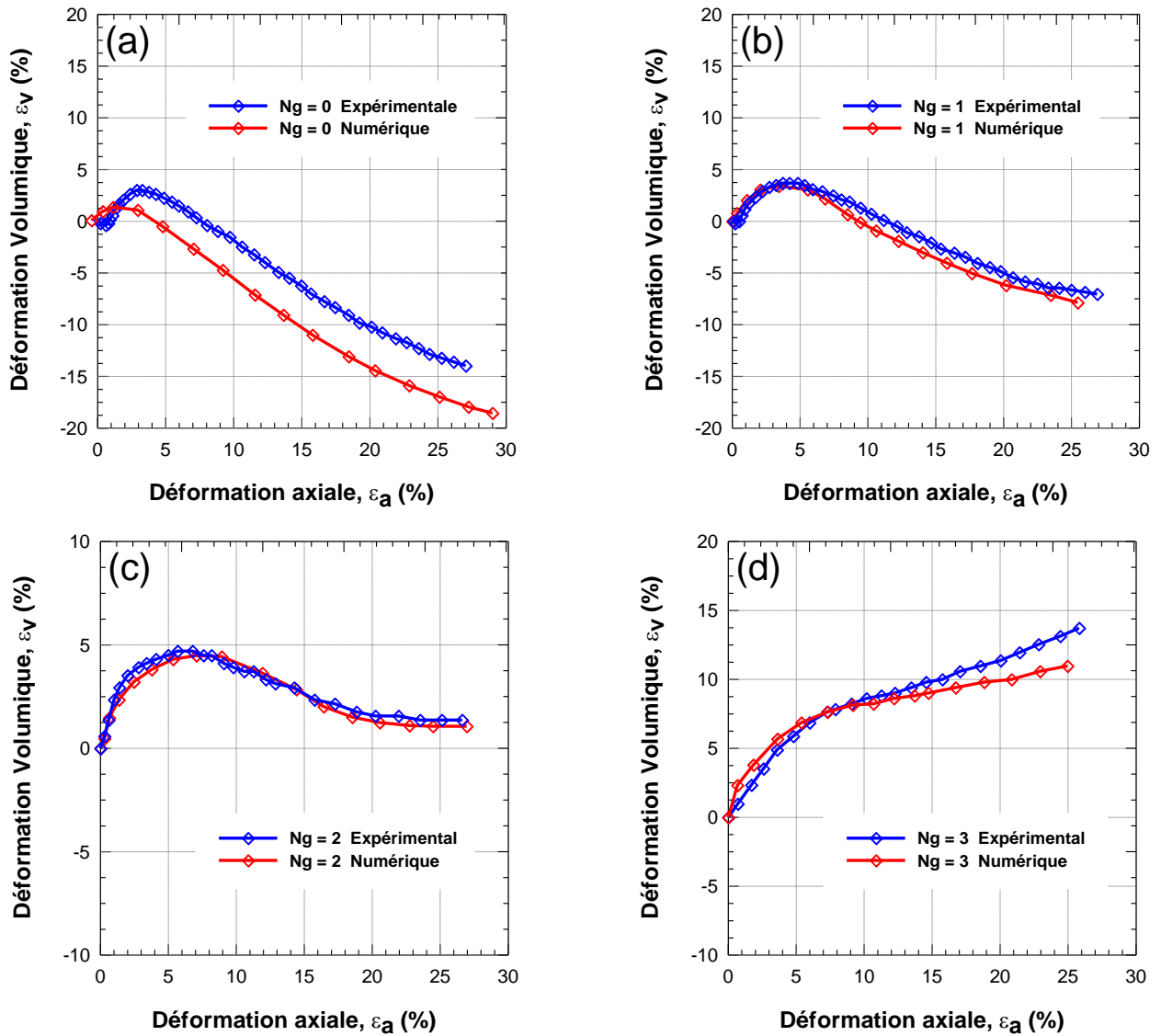


Figure 5.11 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numérique
Essais de compression drainés menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa):
Variation de la déformation volumique par rapport au déplacement axial,
(a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une nappe ($N_g = 1$),
(c) sol renforcé par deux nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$)

La figure 5.12 compare les résultats expérimentaux et numériques en termes de déviateurs (Figure 5.12a) et déformations volumiques (Figure 5.12b). L'augmentation de la résistance et de la dilatance avec l'ajout des nappes de géotextile est bien observée mais l'influence de renforcement par des nappes relative est beaucoup plus marquée au sein des essais expérimentaux. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux montre que notre modèle peut reproduire de manière satisfaisante le comportement jusqu'au pic. De ce fait, le modèle avec ses conditions aux limites peut être utilisé pour simuler le comportement au cisaillement des matériaux granulaires dans un essai triaxial. Sur ce point, des essais complémentaires sont donc nécessaires pour assurer les résultats trouvés.

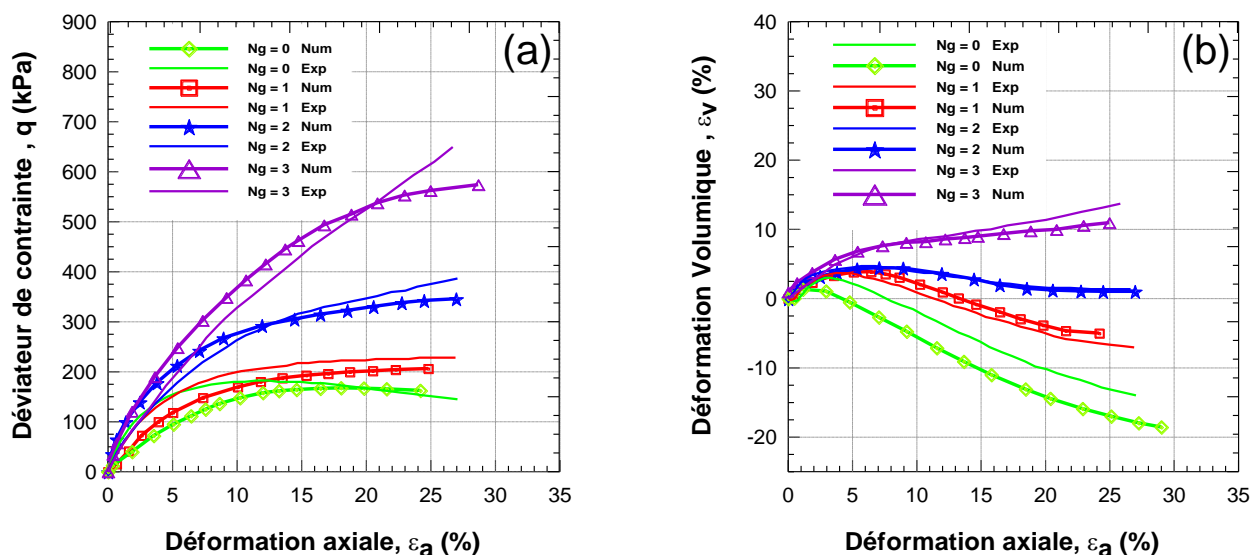


Figure 5.12 : Evolutions du déviateur de contrainte) et de la déformation volumique pour le modèle numérique et l'expérience d'un essai de compression drainé menés sur sol renforcé ($\sigma'_c = 100$ kPa)

5.3. Conclusions

La modélisation de l'essai triaxial et la détermination des paramètres numériques du sol sont nécessaires à la calibration du modèle numérique afin de déterminer les matériaux numériques équivalents à ceux utilisés dans le programme expérimental. La modélisation numérique développée permet de simuler avec précision le comportement du sol lors d'un essai triaxial drainé en introduisant des lois de comportement identifiant le matériau granulaire et le géotextile utilisés.

D'un point de vue numérique, les résultats des modélisations réalisés avant et après le renforcement du sol, par des nappes de géotextile, montrent:

- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol non renforcé avec l'augmentation de la contrainte de confinement.
- Une augmentation significative de la force de cisaillement est remarquée, avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile dans les échantillons étudiés, pour une contrainte de confinement donnée ($\sigma'_c = 100$ kPa) ;
- Une forte influence des déformations volumiques avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile pour un confinement de $\sigma'_c = 100$ kPa, ce qui montre que la présence des nappes de géotextile modélisés, réduise la déformation latérale du matériau granulaire renforcé et réduise par conséquent la contractance du sol.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques des échantillons d'un matériau granulaire ayant les caractéristiques du sable de Chlef, indique que les résultats numériques concordent bien avec les résultats expérimentaux obtenus. Notre étude montre que les conditions aux limites appliquée dans cette étude, permet déjà une représentation acceptable du comportement global des matériaux.

De plus, la modélisation numérique développée offre un outil pour compléter les essais expérimentaux. Les résultats obtenus dans la présente investigation montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le code en éléments finis ABAQUS, donne des résultats concordant avec les résultats observés lors d'essais triaxiaux réalisés au laboratoire, ce qui prouve une bonne qualité de modélisation numérique. Certainement, la modélisation numérique ne peut pas modéliser exactement l'état des matériaux réels, mais elle donne une vision simplifiée du comportement mécanique des matériaux, notamment lorsqu'on s'intéresse à l'influence des divers paramètres sur le comportement global des matériaux.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Dans le cadre de ce travail de recherche, nous avons élaboré un plan qui consiste à étudier le comportement des sols renforcés par des géotextiles, en mettant l'accent sur les mélanges d'un sol limoneux (sable de la région d'Oued Chlef) qui a connu de nombreux phénomènes d'instabilité lors du séisme de Chlef en 1980. L'objectif de cette étude concerne dans une première partie, une étude expérimentale du comportement des sols limoneux renforcés par des fibres et des nappes de géosynthétique, et dans une deuxième partie, une étude numérique basée sur la méthode des éléments finis pour simuler le comportement d'un matériau granulaire non renforcé et renforcé par des nappes de géotextile.

Le programme expérimental porte sur l'étude du comportement du sable mélangé avec des quantités variables de limon, non renforcés et renforcés par des inclusions géosynthétiques. L'étude a été menée à travers les principaux types de sollicitations mécaniques à savoir, le cisaillement direct à la boîte et le cisaillement triaxial à l'aide de l'appareil triaxial.

A l'issue de ce travail, les conclusions les plus importantes sur le comportement mécanique des sols limoneux étudiés, renforcés par des éléments géotextiles (fibres ou nappes), sont résumées ci-dessous :

Pour des échantillons de sable-limon renforcé par des fibres synthétiques sous des essais de cisaillement direct :

1. La contrainte de cisaillement du sable limoneux étudié est fortement influencée par la teneur en eau, la teneur en fines et la teneur en fibres synthétique.
2. Le confinement a un effet important sur le comportement mécanique du sable propre ($f_c=0\%$) et du mélange sable-limon ($f_c=10\%$, 20% , 30% et 40%) étudiés. On constate également que la résistance au cisaillement augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la contrainte de confinement.
3. Les essais sur le mélange sable-limon ont montré que l'ajout des fines affecte d'une manière considérable la résistance au cisaillement, à l'état sec et humide. Ces résultats indiquent que la présence des fines dans le sol a pour effet d'augmenter la phase de contractance et par conséquent diminuer la résistance au cisaillement.

4. L'étude de comportement des mélanges sable-limon à une densité moyenne ($D_r = 50\%$) a montré une diminution des résistances maximales et résiduelles au cisaillement avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui entraîne une réduction des caractéristiques mécaniques, telles que l'angle de frottement interne.
5. L'ajout des fibres en polyester à un effet bénéfique sur les caractéristiques mécaniques du sol. L'utilisation de ces matériaux pour le renforcement, a montré une certaine efficacité imputable au mécanisme de frottement entre le matériau synthétique et les particules de sol qui contribuent à augmenter la liaison entre les grains.
6. Les caractéristiques mécaniques sont améliorées par l'addition des fibres en polyester ($f_b = 0,1 ; 0,25 ; 0,3$ à $0,5\%$), en particulier pour les échantillons humides. Nous avons montré également qu'une teneur en fibres de 0.25% est une valeur critique présente un optimum pour le sable propre et le sable limoneux. L'ajout des fibres permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement, mais aussi contribue à limiter la contractance du sol.

En seconde lieu, il ressort de cette étude que les essais triaxiaux monotones en conditions non drainées, ont permis d'apporter plus de précision et de détails sur le comportement du sol étudié (sable limoneux).

1. En cisaillement non drainé, Les échantillons du sable propre et sable limoneux, renforcés par des nappes de géotextile sous l'effet de confinement appliqué (100kPa), résistent mieux que les échantillons non renforcés, en termes d'amélioration du comportement de sol. Le mécanisme de renforcement est attribué à cause de la force de traction mobilisée dans les nappes de géotextile par le biais d'une interaction sol-géotextile.
2. L'ajout des fines amplifie de plus en plus la phase d'augmentation de la pression interstitielle. Cette augmentation conduit à une réduction de la contrainte moyenne effective. Cela traduit une influence négative des fines sur le comportement du sol.
3. L'analyse du comportement des échantillons de sable propre ($f_c=0$), au cours des essais triaxiaux, a permis de constater qu'il présente un comportement fragile. Les essais ont indiqué la présence d'une rupture franche par cisaillement, caractérisée par un plan de rupture oblique apparent. Pour les échantillons de sable limoneux, le cisaillement n'apparaît plus dès le premier ajout de fines (10%). Après l'augmentation du pourcentage

des teneurs en fines, le comportement des mélanges se rapproche de plus en plus vers le comportement des sols fins limoneux. Dans ce cas, aucun plan de cisaillement n'est observé ; néanmoins, quelques microfissures externes sont remarquées dans les zones les plus bombées. Dans cette étude, l'influence des fines sur le comportement non drainé des mélanges est observée pour des teneurs en fines inférieures ($f_c = 10\%$), et devient très prononcée au-delà de 20%.

4. Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol étudié, renforcés avec des nappes de géotextile par rapport à la résistance des échantillons non renforcés sous un confinement de 100 kPa. Le sable contenant jusqu'à 30% de limon a une faible résistance au cisaillement que le sable propre. Cependant, avec l'augmentation supplémentaire de la teneur en fines, les chemins de contraintes et la résistance au cisaillement résiduelle montrent une tendance au renforcement qui est expliquée par la dilatance et par conséquent une augmentation de la résistance au cisaillement.
5. L'inclusion de nappes de géotextile entraîne une augmentation significative des résistances au cisaillement au pic et des résistances résiduelles du sable propre et du sable limoneux ayant différentes teneurs en fines.
6. Lors d'une pression de confinement constante (100 kPa), l'apport de géotextile au renforcement du sol, présente deux zones caractéristiques traduisent par une variation linéaire entre le rapport des contraintes (R_q) et le déplacement axial ε_1 . Pour les faibles valeurs du déplacement axial, la contribution du géotextile à l'amélioration du sol est négligeable. Le rapport des déformations volumiques (R_v) augmente avec le nombre de nappes de géotextile.

En outre, il ressort que les essais triaxiaux développés, ont permis d'apporter plus de précisions et de détails sur le comportement des mélanges (sable-limon) notamment en ce qui concerne l'importance de l'inclusion de géotextile et son rôle dans l'augmentation de la résistance au cisaillement.

D'un autre côté, l'emploi de la méthode des éléments finis dans le cadre de ces travaux de recherche se justifie par la nécessité d'appréhender le comportement des sols non renforcés et renforcés par des inclusions géotextiles. Le modèle numérique a débuté par la simulation des essais triaxiaux drainés, non renforcés et renforcés, sur la base des résultats expérimentaux et de vérifier par la suite son efficacité par la comparaison entre les résultats mesurés et ceux calculés.

D'un point de vue général, la modélisation numérique utilisée, avec le logiciel d'éléments finis ABAQUS, a permis de simuler correctement le comportement de sol avant et après le renforcement lors d'un essai triaxial drainé. Le comportement du sable renforcé par des nappes géotextiles a été présenté, en mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes noté (N_g). Les résultats du modèle numérique se convergent vers les résultats expérimentaux. Pour le cas présenté (matériau granulaire non renforcé ou renforcé avec des nappes de géotextile), la corrélation étant très satisfaisante, cela nous permet de conclure à la bonne validité modèle proposé. A partir de cette étude, on peut affirmer que le modèle numérique peut être appelé de manière plus précise à partir des résultats des essais expérimentaux et qu'il permettra d'aboutir à des prédictions plus réalistes de l'interaction Sol/Renforcement. Le modèle retenu reste à approfondir suivant certains axes, notamment la loi de comportement des géosynthétiques et les différentes conditions de l'essai triaxial.

Les résultats obtenus permettent de mieux comprendre le comportement des sols limoneux notamment pour les régions exposées à une activité sismique importante. Ces travaux présentent également un intérêt plus vaste pour les sols limoneux, sachant que les matériaux étudiés sont parmi les plus répandus dans la région du nord Algérien en particulier et à travers le monde en général et peuvent constituer des éléments de base pour de nombreuses activités et recherches dans le domaine de la géotechnique.

RECOMMANDATIONS

Les résultats expérimentaux obtenus peuvent être intégrés dans une base de données et pourront servir à d'éventuels développements de modèles numériques afin de mieux appréhender le comportement des interfaces sol/géosynthétique. Il serait intéressant de déterminer les caractéristiques des sols renforcés et d'utiliser ensuite des codes d'éléments discrets en 3D, pour étudier le comportement des ouvrages dans des sites ayant subi des renforcements pour les différents problèmes existant dans le sol. Des développements par des approches analytiques doivent être proposés sur des ouvrages en vraie grandeur dans le but de valider les résultats expérimentaux trouvés en laboratoire.

Les prolongements directs de ce travail sous d'autres aspects expérimentaux sont à encourager, en s'intéressant particulièrement aux essais triaxiaux dynamiques sur des échantillons de sol renforcés par inclusions géosynthétiques. Ces essais doivent être réalisés pour vérifier leur influence sur la résistance au cisaillement des sols compte tenu du fait que les géosynthétiques réduisent les déformations volumiques qui augmentent la pression interstitielle.

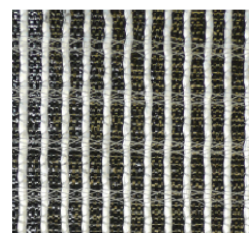
ANNEXES

RAPPORTS D'ESSAIS DE CARACTERISATION DE GEOTEXTILES

Cette annexe regroupe les principales étapes d'essais de caractérisation réalisés sur les géotextiles étudiés. Les différentes caractéristiques de ce type de géotextile obtenues de la société AFITEX sont présentées dans une fiche technique, qui a été confirmée par la suite par des examens plus ou moins normalisés au niveau de l'organisme national de contrôle technique des travaux publics (CTTP) en Algérie.

A1.1. Fiche technique du produit

AFITEX
L'intelligence des sols



GEOTER 150

Descriptif & Composition

Géotextile composite de renforcement et de séparation, tissé-tricoté-tramé, à mise en tension immédiate.

Caractéristiques Mécaniques & Dimensionnelles

Caractéristiques	Norme	valeur	unité	
Masse surfacique	NF EN ISO 9864	363	g/m ²	
Résistance à la rupture en traction	NF EN ISO 10319	Sens longitudinal	150	
		Sens transversal	10	
Déformation à la rupture en traction		Sens longitudinal	11	%
		Sens transversal	8	
Perforation dynamique	NF EN 13433	14	mm	
Poinçonnement statique CBR	NF EN 12236	3,8	kN	

Caractéristiques hydrauliques

Perméabilité	NF EN ISO 11058	30.10 ⁻³	m/s
Ouverture de filtration	NF EN ISO 12956	198	µm

Conditionnement

Rouleau	Longueur	100	m
	Largeur	5,3	m

Les spécifications techniques sont susceptibles d'être modifiées à tout moment.
Veuillez vous rapprocher du service technique afin de valider que vous disposez bien de la dernière version.

AFITEX 13-15 rue Louis Blériot
28300 CHAMPHOL
tel: +33(0) 2 37 18 01 51
fax: +33(0) 2 37 18 01 60



mars-12

Geoter FPET 150 mono

A1.2 Essais sur propriétés de base des géotextiles

Pour l'exécution des essais de laboratoire, il est recommandé de disposer d'un échantillon de surface suffisante, autour de 12 m² comportant toute la largeur d'un rouleau, et dont la longueur est d'au moins 3 m. Cet échantillon ne doit être prélevé ni au début, ni à la fin d'une unité de production. Pour la réalisation de tous les essais susceptibles d'être exécutés, une aire minimale de 25 m² est recommandée par la norme française NFG 38-011.

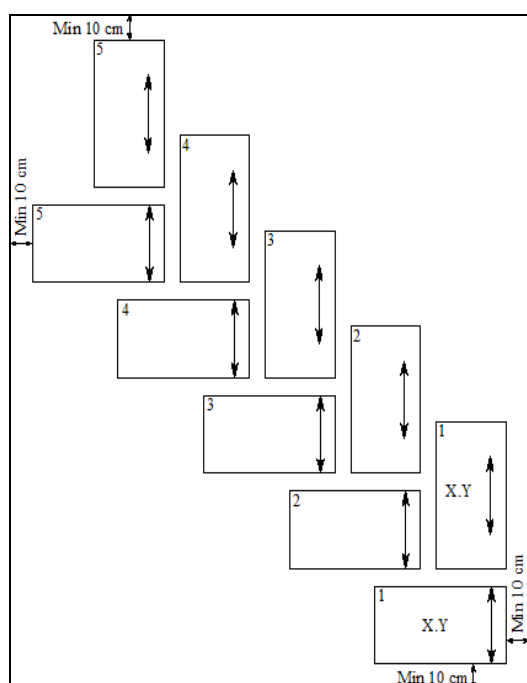


Figure A1.1 : Plan de prélèvement des éprouvettes de géotextile.

A1.2.1 Masse par unité de surface et homogénéité

La masse surfacique peut être déterminée par des essais normalisés tels que EN 965. L'essai est applicable à tout type de géotextiles (Figure A1.2). La masse surfacique est la masse d'un tissu géotextile par unité de surface.

$$M = \frac{m \times 10000}{S} \quad (\text{Eq. A1.1})$$

Où :

m : la masse d'une éprouvette de 100 cm² en gramme.

S : La surface de l'éprouvette en cm².



Figure A1.2 : Principe de calcul de la masse surfacique des géotextiles

En comparant les résultats trouvés ($M_s=325.9 \text{ g/m}^2$) avec de la fiche technique ($M_s=363 \text{ g/m}^2$), on trouve que cette dernière à presque la même masse surfacique ce qui montre la faisabilité des essais testés.

Tableau A1.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques des fibres de géotextile utilisé

épreuve	Dimensions (cm ²)	Poids (g)	Masse surfacique (g/m ²)
1	100	3.29	329
2	100	3.31	331
3	100	3.14	314
4	100	3.29	329
5	100	3.25	325
6	100	3.27	327
7	100	3.31	331
8	100	3.25	325
9	100	3.16	316
10	100	3.32	332
Moyenne (g/m²)			325.9
Ecart-type			6.24
Coefficient de variation			1.92

A1.2.2 Essai de traction

Le comportement en traction est sûrement la caractéristique la plus importante d'un géotextile pour ses applications en renforcement. Les propriétés de traction de ce type de géotextile ont été

déterminées à partir d'un essai de traction réalisé selon la norme française (EN ISO 10319). Deux séries d'essais de traction différents sur le GEOTER 150 réalisées avec cinq échantillons de dimensions 500 mm (largeur) x 100 mm (longueur dans le sens de traction). La force moyenne de traction à la rupture et l'allongement moyen correspondant sont déterminés. Les résultats de l'essai indiquent que le géotextile est un matériau de traction anisotrope.



Figure A1.3: Comportement en traction-déformation du géotextile (CTTP; Juillet 2017)

L'allure des courbes charge - déplacement (Figure A1.4) montre une partie linéaire qui représente le comportement élastique du matériau, dans cette partie la charge augmente considérablement pour de faibles déplacements. Contrairement à la seconde partie où les déformations sont importantes à de faibles charges. Les résultats de mesure des contraintes et des déformations à la rupture, montrent que la résistance à la traction et la rigidité du géotextile dans la direction longitudinale (c'est-à-dire la direction la plus forte et la plus rigide) étaient plus grandes que celles dans la direction transversale (c'est-à-dire la direction la plus faible et la plus souple). En effet, la résistance en traction du GEOTER 150 est obtenue par l'action des câbles polymères haute résistance.

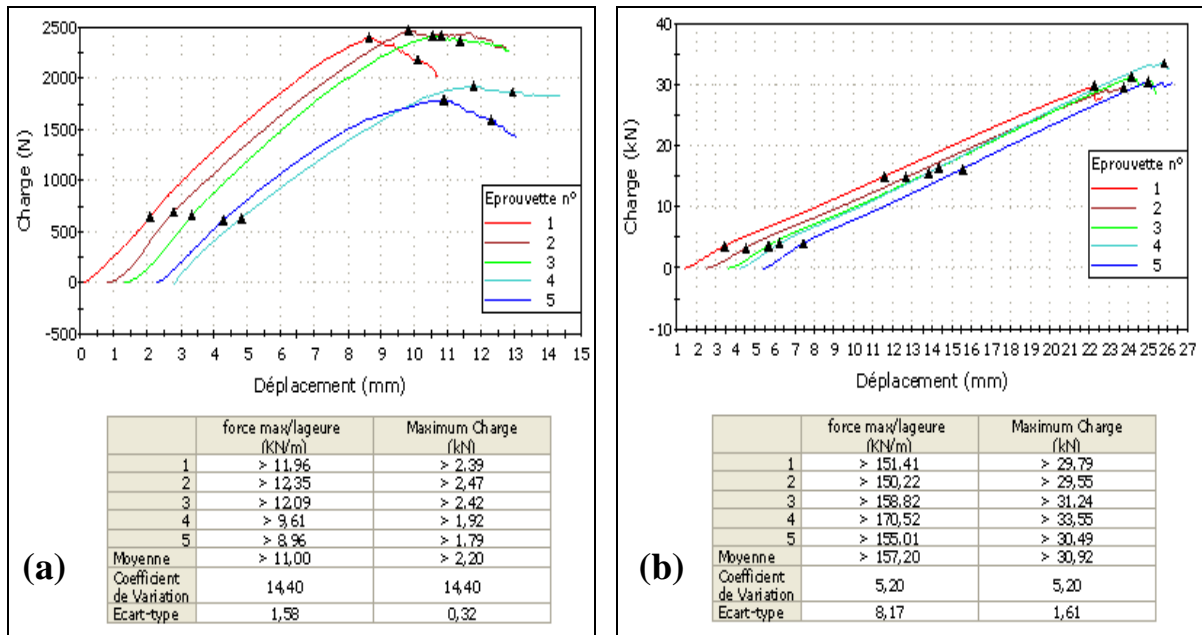


Figure A1.4: Résultats des essais de traction sur le géotextile. (a) Sens largeur du géotextile ; (b) Sens production du géotextile

A1.2.3 Essai de perforation dynamique (essai par chute d'un cône)

On utilise le même dispositif de fixation de l'éprouvette que pour l'essai de poinçonnement ; on fait tomber au centre de l'éprouvette de géotextile une masse conique d'acier ayant un poids propre de 600 g sur les bords du trou selon la norme ISO-13433-01/08/2006.

La mesure du diamètre du trou provoqué par la chute de la masse conique donne le diamètre moyen de l'ouverture avec les coefficients de variation comme il est mentionné sur le tableau A1.2 dans le but d'identifier la résistance à la perforation du géotextile utilisé dans cette étude.

Tableau A1.2: Résultats de l'essai de perforation dynamique sur le géotextile utilisé

Eprouvette	Diamètre du trou (mm)	Moyenne (mm)	Ecart-type	Coefficient de variation (%)
1	14	13,40	0,55	4,09
2	13			
3	13			
4	14			
5	13			

La connaissance des propriétés de géotextile de type *GEOTER 150* utilisé dans cette étude est généralement vérifiée à partir d'essais réalisés au niveau du laboratoire dans le but de suivre la philosophie de ce type de géotextile. Ces essais indiquent que le GEOTER est conforme aux règles géotechniques pour les ouvrages renforcés et que son utilisation est adaptée aux durées de vie souhaitée dans les ouvrages avec les coefficients adaptés.

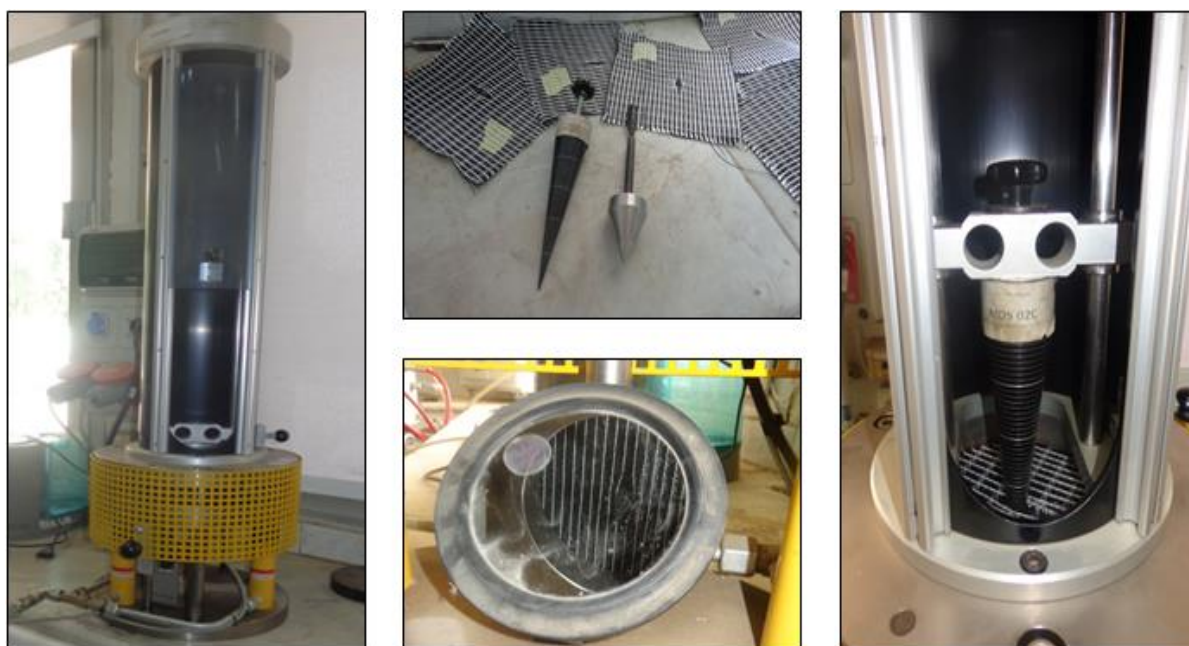


Figure A1.5: Résultats de l'essai de perforation dynamique sur le géotextile GEOTER 150

A1.2.4 Essai de poinçonnement statique CBR (ISO 12236 – 01/09/2006)

Ce mode d'essai est réalisé avec une presse CBR modifiée. La pression de serrage de la bague doit éviter tout glissement de l'éprouvette pendant l'essai. Le diamètre de l'éprouvette est de 150mm. Un cylindre de 50 mm de diamètre et d'une hauteur minimale de 100 mm est utilisé comme poinçon. L'arête du piston est arrondie par un rayon de 2,5mm.

La force de poinçonnement est enregistrée durant tout l'essai. Durant le processus de l'essai, les charges utilisées pour le calcul des déplacements du géotextile sont mesurées. Ces mesures permettent d'établir une courbe caractérisant le comportement du géotextile testé.



Figure A1.6: Résultats des essais de poinçonnement statique sur le géotextile. (a) Dispositif d'essai de poinçonnement ; (b) Résultats du géotextile

Comme résultat, on donne la force moyenne de poinçonnement correspondant à la force maximale moyenne enregistrée $R_p=3.85$ kN (selon la fiche technique $R_p=3.80$ kN) avec un coefficient de variation égale à 4,27 ce qui montre que les données de la fiche technique sont proches des résultats trouvés.

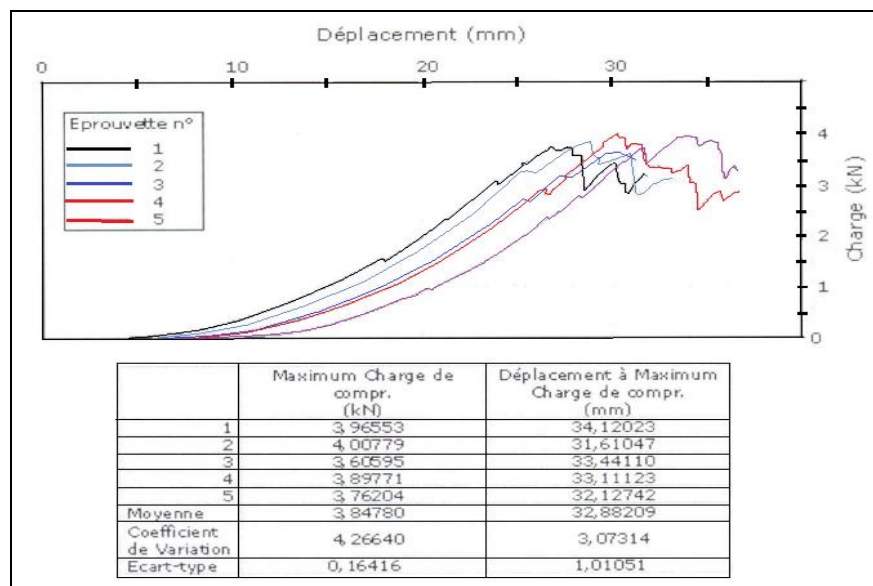


Figure A1.7: Résultats de l'essai de poinçonnement statique.

REFERENCES

1. Al-Omari R.R., Al-Dobaissi H.H., Nazhat Y.N., et Al-Wadood B.A., (1989): “Shear strength of geomesh reinforced clay”. *Geotextiles and Geomembranes*, 8(4), 325-336.
2. Amini, F., Qi G. Z., (2000) : “Liquefaction Testing of Layered Silty Sands”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, 208-217.
3. Anagnostopoulos C.A., Papaliangas T.T., Konstantinidis D., Patronis, C., (2013): “Shear strength of sands reinforced with polypropylene fibers”. *Geotech. Geol. Eng.* 31,401-423.
4. Aouali N., Benessalah I., Arab A., Ali B., Abed M., (2018) : “Shear Strength Response of Fiber Reinforced Chlef (Algeria) Silty Sand: Laboratory Study”. *Geotech Geol Eng* 2018. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0641-5>
5. Aouadi, A., (2013) : “adaptation des sols compressibles en utilisant le concept de l'état caractéristique”. *Thèse de Magistère, Université de Chlef, Alegria.*
6. Arab A., (2008): “Behaviour soils under monotonic and cyclic loading, Ph.D. dissertation”. *Univ. of Scienc. And technology of Oran, Oran, Algeria.*
7. Arab A., (2009): “Monotonic and cyclic behaviour of silty sand”. *C. R. Mecanique* 337 (2009) 621–631.
8. Arab, A., Shahrour, I., Lancelot, L. (2011): “A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand”. *Journal of Iberian Geology*, Vol.37, N°1, 29-36.
9. Arab, A., M.Sadek, M.Belkhatir, I.Shahrour (2014): “Monotonic preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Silty Sand: a Laboratory Study”. *Arabian Journal for Sciences Engineering*, 39:685–694; DOI 10.1007/s13369-013-0700-4.
10. Araidou S, (1995): “Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : Comportement et dimensionnement”. *Ecole nationale des ponts et chaussées, France.*
11. Bastien Le H., (2007): “Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique.”. *Université Grenoble 1, France.*
12. Bahda F., (1997): *Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées: “ Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial: expérience et modélisation”*. PP, 08-12.

13. Bayat, M, E.Bayat, H.Aminpour, Salarpour, (2012): “Shear strength and pore-water pressure characteristics of sandy soil mixed with plastic fine. *Arabian Journal of Géosciences*7:1049-57 doi: 10.1007/s12517-012-0753-9”.
14. Belkhatir Mostefa, Tom Schanz, Ahmed Arab, (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.
15. Benessalah I., (2017) : “Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l’impact”. Thèse de doctorat, Université de chlef, Algérie.
16. Benessalah I., Arab A., Villard K., Merabet R., Bouferra (2016): “Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand: A Laboratory Study”. *Journal of Geotechnical Geological Engineering*. DOI 10.1007/s10706-016-9988-7.
17. Benessalah I. et al (2015): “Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters”. *Arab Journal Sci. Eng. Vol. 41* , pp. 1343–1353.
18. Boudlal O., (2013) : “Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations”. Thèse de doctorat, Université de Tizi-ouzou, Algérie.
19. Belkhatir M., Hanifi M., Arab A., Della N., Schanz T., (2011): “The Undrained shear strength characteristics of silty sand: an experimental study of the effect of fines”. *Geologia Croatica* (64/1) 31–39, doi: 104154/gc.2011.03.
20. Belkhatir M., Arab A., Schanz T., Missoum H., Della N., (2011): “Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics”. *Granular Matter* (2011) 13:599–609, DOI 10.1007/s10035-011-0269-0.
21. Bouferra R., Shahrour I., (2003): “Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand”, *Ground Improvement*, Vol 8, N° 1, 2003, p. 1-5.
22. Bouferra R., Shahrour I., (2004): “Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand”. *Proceeding of the ICE Ground Improvement* 8(1):1-5 doi: 10.1680/grim.2004.8.1.1
23. Brahim A., (2017): “Evaluation en laboratoire de la performance d’un sable limoneux renforcé par fibres et géosynthétique”. Thèse de doctorat, Université de chlef, Algérie.

24. Canou J., Benahmed N., Dupla J.C, Gennaro D., (2000): “comportement mécanique et liquéfaction des sables”. *Revue Française de Géotechnique*.
25. Casagrande A., (1936): “Characteristics of Cohesion less Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills”. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*. Vol. 23, No. 1, pp. 1332.
26. Casagrande, M.D.T., Coop M.R., Consoli N.C., (2006): “Behavior of a fibre reinforced bentonite at large shear displacements”. *Journal of Geotech. Geoenviron. Eng.* 132(11), 1505-1508.
27. Castro G., (1969): “Liquefaction of sands”. *PhD Thesis, Harvard Univ., Cambridge, 112p*.
28. Castro G., Poulos S.J. (1977): “Factors affecting liquefaction and cyclic mobility”. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, 103:6, 501-5016.
29. Chang NY., Yeh ST., Kaufman LP., (1982): “Liquefaction potential of clean and silty sands”. *Proceedings of 3rd international microzonation conference, vol 2. Seattle, USA, pp 1017–1032*.
30. Chan C.K., (1985): “Instruction manual, CKC E/P cyclic loading triaxial system user’s manual”, *Soil Engineering Equipment Company, San Francisco*.
31. Chemmam.M, Arab.A, Belkhatir M., Bouferra R., (2015): “Behavior of loose silty sand of Chlef river: effect e flow plastic fine contents and other parameters”. *Marine Georessources and Geotechnology*.doi:10.1080/1064119x.2015.1014983.
32. Chemmam.M, (2016): “Etude en laboratoire du comportement des sols à la liquéfaction statique”. *Thèse de doctorat, Université de chlef, Algerie*.
33. Chen X., Zhang J., Li Z., (2014): “Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests”. *Geotextiles and geomembranes*. 42 (2014) 312 –328.
34. Consoli N.C., Cruz R.C. and Floss M.F. 2011: “Variables controlling strength of artificially cemented sand: Influence of curing time”. *Journal of Materials in Civil Engineering* 23 (5), 692-696.

35. *Consoli N.C., Casagrande M.D.T, Prietto P.D.M., Thome A., (2003): "Plate load test on finer-reinforced soil". Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 129 (10): 951-955.*
36. *Consoli N.C., Prietto P.D.M., Ulbrich L.A., (1998): "Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil". Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124 (12): 1211-1214.*
37. *Coulet C., Rakotondramanitra J.D., Bacot J., (1987): "Soil reinforcement making use of waste plastic materials study with large shear box machine". VIIIth National Conference on Soil Mecanics and Foundation Engineering, Wroclaw, Pologne.*
38. *Collins, K., Mcgown A., (1974): "The form and function of microfabric features in a variety of natural soils". Géotechnique, 24(2), pp. 223-254.*
39. *Cubrinovski M., Ishihara K., (2002): "Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands. Soils and Foundations". Japanese Geotechnical Society. Vol. 42, No. 6, 65-78, December 2002.*
40. *Della N., Arab A., Belkhatir M., Missoum H., (2011) : "Influence de la méthode de reconstitution d'un sable lâche sur la résistance statique à la liquéfaction". XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011.*
41. *Della N., Arab A., Belkhatir M., (2011): "A laboratory study of the initial structure and the over consolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria". Arab J Geosci 4(5– 6):983–991.*
42. *Dhouib A., Wehr J., Soyez B., Priebe H.J., (2004) : "Méthode de Priebe: origine, développement at applications". Comptes rendus Symposium International sur l'amélioration des sols en place. 9-10 Septembre 2004, pp131-143.*
43. *Didier F., (2010) : "Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Étude expérimentale et dimensionnement". Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, France.*
44. *Dos Santos A.P.S., Consoli N.C., Heineck K.S., Coop M.R., (2010): "High-pressure isotropic compression tests on fibre-reinforced cemented sand". Journal Geotech. Geoenviron. Eng. 136(6), 885–890.*
45. *Dupla J.C., (1989): "Etude d'un concept: l'état caractéristique", rapport de DEA, 76p.*

46. Dupla J.C., (1995) : “Application de la sollicitation d’expansion de cavité cyclique à l’évaluation des caractéristiques de liquéfaction d’un sable”, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
47. El gonnouni M., (2010) : “Résistance au cisaillement des sols”, Ecole Hassania des travaux publics. Casablanca, Maroc.
48. Estrada M. N., (2008): “Etude numérique du cisaillement des géomatériaux granulaires cohésifs : relation micro-macro, microstructure, et application à la modélisation de glissements de terrain ”. Thèse de doctorat. Université des sciences et techniques du Languedoc, Université de Montpellier 2.
49. Evesque P., (2000) : “Eléments de mécanique quasi-statique des milieux granulaires mouillés ou secs”, Mécanique des milieux granulaires.NS 1, 1-60 (2 000).
50. Flitti A., Della N., (2017) : “Experimental study of the shear resistance of granular Material: influence of initial state”. *Journal of theoretical and applied mechanics*. DOI: 10.15632/jtam-pl.55.2.523
51. Fournier I., (2017) : “Développement d'un modèle numérique général de comportement des géomatériaux”. Thèse de (M.Sc), Université de Laval, Canada.
52. Gambin M. (1981) : “L’utilisation de la consolidation dynamique pour la réalisation du nouveau port de pêche de Sfax en Tunisie”. *Navires, Ports et Chantiers*, avril, pp 3-8.
53. Habib P., et Luong M.P., (1978) : “Sols pulvérulents sous chargements cycliques”. *Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique*, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp. 49-79.
54. Haeri S.M., Noorzad R., Oskourouchi A.M. (2000): “Effect of geotextile reinforced on the mechanical behaviour of sand”. *Geotextiles and Geomembranes* 18, pp. 385-402.
55. Haza E., (1997) : “Ouvrages en Terre Renforcés par Géosynthétiques, Sollicités Localement en Tête : Expérimentation et Méthode de calculs”. Thèse de doctorat, Université de Joseph Fourier - Grenoble, PP 5-14.
56. Hazen A., (1920): “Hydraulic-Fill Dams”, *Transactions of the ASCE*, pp. 1713-1745.
57. Hyodo M., Yamamoto Y., Sugiyama M. (1994): “Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress”. *Soils and Foundations*. 34(4): 1-11.

58. *Ishihara, K. (1985): "Stability of natural deposits during earthquakes". Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, Vol. 2, pp. 321-376.*
59. *Jenck O., (2018): "Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique". Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.*
60. *Johansson J., (2000): "Soil liquefaction". <http://www.ce.washington.edu/-liquefaction>.*
61. *Katsuti A., Masaaki O., Hitoshi M., Kosei I., Masanobu A., Toshiyuki S., (1991) "A Protection Method for Soil Liquefaction Using Geotextiles". Okumura Technical Research report. VN N°17 1991 PP 97-104.*
62. *Koester J.P., (1994): "The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength. Ground Failures under Seismic Conditions". Geotechnical Special Publication. No. 44, 330-345.*
63. *Koerner R.M., (1994): "Designing with Geosynthetics". Third Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1994.*
64. *Krishna Rao S. V., Nasr A. M. A., (2011): "Laboratory Study on the Relative Performance of Silty-Sand Soils Reinforced with Linen Fiber". Journal of Geotech. Geol. Engineering (2012) 30:63–74. DOI 10.1007/s10706-011-9449-2*
65. *Kumar R., Kanaujia V.K., Chandra D., (1999): "Engineering behaviour of fibre-reinforced pond ash and silty sand". Geosynth. Int. 6(6), 509–518 (1999).*
66. *Kuo-H., Minh D., Wubete M., Chia-Nan L., Ranjiv G., (2016): "Behavior of geotextile-reinforced clay in consolidated-undrained tests: reinterpretation of porewater pressure parameters". Journal of Geo. Engineering, Vol. 11, No. 2, pp. 45-57, August 2016 <http://dx.doi.org/10.6310/jog.2016.11>.*
67. *Lade P.V., Duncan J.M., (1973): "Cubical triaxial tests on cohesionless soil". Journal Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE, vol. 99, N° SM, pp.793-812.*
68. *Lade P.V., Yamamuro, J.A., (1997): "Effects of Non-Plastic Fines on Static Liquefaction of Sands". Canadian Geotechnical J. 34,918-928.<http://dx.doi.org/10.1139/t97-052>.*
69. *Lade P.V., Liggio C.D.J.R, Yamamuro J.A, (1998): "Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 21 No. 4, December 1998, pp.336-347.*

70. Lee K.L., Fitton J.A., (1968): "Factors Affecting the Dynamic Strength of Soil", *American Society for Testing and laterals, STP450, Vibration Effects on Soils and Foundations.*
71. Luong M. P., (1978) : "État caractéristique du sol". *C. R. Académie des Sciences, Paris. France. N° 287 B, pp. 305-307.*
72. Luong M. P., (1980) : "Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents". *Revue Française de Géotechnique, N°10. pp. 39-53.*
73. Ladd R.S., (1978): "Preparing test specimens using undercompaction". *Geotechnical Testing Journal 1978, 1(1):16E23.*
74. Lalarakotoson S.J., (1998) : "Les interfaces géosynthétiques sous faible confinement an plan incline". *Thèse de Doctorat, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.*
75. Madhavi L.G., Vidya S.M., (2006): "Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand", *Geotextile and Geomembranes. Vol.25, pp.23-32.*
76. Maher M.H., Gray D.H., (1990): "Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers". *Journal of Geotechnical Engineering. ASCE 116(11), 1661-1677 (1990)*
77. Maher M.H., Ho Y.C., (1994): "Mechanical properties of kaolinite/fibre soil composite". *Journal of Geotechnical Geoenviron. Engineering. 120(8), 1381– 1393 (1994).*
78. Mahmoudi Y., (2017) : "Etude expérimentale du comportement mécanique des sols surconsolidés: Influence de la structure initiale". *Thèse de doctorat, Université de Chlef, Algeria.*
79. Meftahi M., Naeini S.A., (2016): "Monotonic liquefaction resistance of silty sand reinforced with geotextile". *International Journal of Geotechnical Engineering. <http://www.tandfonline.com/loi/yjge20>.*
80. Michalowski R.L., Zao A., (1996): "Failure of fibre reinforced granular soils". *Journal of Geotechnical Engineering. 122(3), 226–234 (1996).*
81. Moghaddas T.S.N., Asakereh A., (2007): "Strength evaluation of wet reinforced silty sand by triaxial test" *International Journal of Civil Engineering. Vol. 5, No. 4, December 2007.*
82. Naeini S.A., (2001): "The influence of silt presence and sample preparation on liquefaction potential of silty sands". *PhD Dissertation, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran.*

83. Naeini S.A., Baziar M.H., (2004): "Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 24, 181–187 (2004).
84. Noorany I., Uzdavines M., (1989): "Dynamic behavior of saturated sand reinforced with geosynthetic fibers". *Proceedings of geosynthetics 89 conference. North American Geosynthetics Society.* p. 385–96.
85. Noorzad R., Mirmoradi S.H.,(2009): "Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay", *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 2010, 386–392.
86. Ozkul Z.H., Gokhan B., (2002): "Shear behaviour of compacted rubber fibre-clay composite in drained and undrained loading". *Journal of Geotech.Geoenviron. Eng.* 133(7), 767–781 (2007)
87. Pecker A., (1984): "Dynamique des sols". *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 259 p. Paris. France.
88. Peng H., (2006): "Modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques". *Thèse de doctorat, Université bordeaux 1, France.*
89. Pedro L., Cannou J., Dormieux L., Kazan Y., (2005): "Mechanical behavior of a coarse grained soil under monotonic shear". *Revue française de géotechnique*, N° 112, pp 35-42.
90. Perkins S.W., Cuelho E.V., (1999): "Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests". *Geosynthetics international.* Vol. 6, n° 5, pp 321- 346.
91. Perkins S.W., (2000): "Constitutive modeling of geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes.* Vol. 18, pp 273-292.
92. Perkins S.W. and Edens. M.Q. (2003), "Finite element modeling of a geosynthetic pullout test". *Geotechnical and Geological Engineering*, 21, pp 357-375.
93. Pham Viet A., (2013): "Effets de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols: modélisation numérique 1D/3 composantes". *Thèse de doctorat en géotechnique. université paris est, France.*
94. Pitman T. D., Robertson P. K., Sego D. C., (1994): "Influence on fines on the collapse of loose sands". *Canadian Geotechnical Journal.* 31, 728-739. *Doit:* 10.1139/t94-084.
95. Reiffsteck P., Tacita J.L., Mestat P., Pilniere F., (2007): "La presse triaxiale pour éprouvettes cylindriques creuses du LCPC adapté à l'étude des sols naturels", *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 2007, pp 109-131. <hal-00350485>

96. Richa B., (1992) : “Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par géotextiles”. Ph.D. dissertation, Univ. Joseph Fourier, Grenoble I, Grenoble, France.
97. Robitaille V., Tremblay., (1997) : “Mécanique des sols : Théorie et pratique”. Modulo, Quebec, 652p.
98. Saitta A., (1994) : “Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité”. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. France.
99. Schofield J. C., (1968): “Reconnaissance survey of silica sands, parengarenga”. *Industrial rocks and minerals*.
100. Seed H. B., Idriss, I. M., (1971): “Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol. 97, No SM9, Proc. Paper 8371, September 1971, pp. 1249-1273.*
101. Shan H.Y., Daniel D.E., (1994): “Slope stability of final covers containing geosynthetic clay liners”. *Fifth international conference on geotextiles, geomembranes and related products, Singapore, 5-9 September 1994, vol. 3, pp 1023-1028.*
102. Soude M., (2012) : “Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S® ”. *Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont II.*
103. Tano B.G., (2018) : “Etude analytique, numérique et expérimentale du comportement mécanique des systèmes géosynthétiques : application au cas des barrières de sécurité des extensions d'ISDND”. *Thèse de doctorat, Université de Grenoble Alpes, France.*
104. Tatsuoka F., Ishihara K., (1974): “Yielding of sand in triaxial compression”. *Soils and Foundations, 14, 2, pp. 63-76.*
105. Tatsuoka F., Ochi K., Fujii S., Okamoto M., (1986): “Cyclic Undrained Triaxial and Torsional Shear Strength of Sands for Different Sample Preparation Methods”. *Soils and Foundations, 26(3), 23–41.*
106. Terzaghi K., (1925): “*Erdbaumechanik auf Badenphysikalischer Grundlage*”. Deuticke Edit., Vienna.
107. Terzaghi K., (1956): “*Varieties of submarine slope failures*”. *Harvard Soil Mech. Series, N: 52, 16 p.*

108. Thevanayagam S. (1997): "Dielectric dispersion of porous media as a fractal phenomenon", *Journal of Applied Physics*. Vol. 82, No. 5, pp. 2538-2547.
109. Thevanayagam S., (1998): "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 124, n° 6, p.479-491.
110. Thevanayagam S., Nesarajah S., (1998): "Fractal model for flow through saturated soil". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124(1), pp. 53-66.
111. Tronsoco J.H., Verdugo R., (1985): "Silt content and Dynamic Behaviour of Tailing Sands", *11th Proceeding of International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*: 1311–1314.
112. Tsuchida H., (1970): "Prediction and Countermeasure against Liquefaction in Sand Deposits". *Abstract of the Seminar of the Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Yokosuka, Japan*, pp. 3.1-3.33. Japanese.
113. Tuna S. C., Altun S., (2012): "Mechanical behaviour of sand-geotextile interface". *Scientia Iranica*. Vol. 19, no. 4, pp. 1044–1051.
114. Unnikrishnan N., Rajagopal K., Krishnaswamy N.R., (2002). "Behavior of reinforced clay under monotonic and cyclic loading". *Geotxtiles and Geomembranes* 20, pp.117-133.
115. Vaid P.V., Sivathayalan S., (1995): "Errors in estimates of void ratio of laboratory sand specimens", *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 33, pp.1017-1020.
116. Vaid Y. P., (1994): "Liquefaction of silty soils in Ground Failure under Seismic Conditions". *Geotech. Spl. publ. No. 44*, S. Prakash and P. Dakoulas (eds.), 1-16.
117. Villard P., Gourc J.P., Feki N., (1999): "Analysis of geosynthetic lining system (GLS) undergoing large deformations". *Geotextiles and Geomembranes*, 1999, vol.17, pp 17-32.
118. Villard P., Kotake N., Otani J., (2002): "Modeling of reinforced soil in finite element analysis". *Proceeding of the 7th International conference geosynthetics. Nice, France. 22-27 September*, vol. 1, pp 39-95.
119. Wichter L. et al. (1986), "Large scale test on the bearing behavior of a woven-reinforced earth", *Proceedings of the 3th International Conference on Geotextiles, Vienna, Italia*, PP 1073-1078.

120. Wilson F., Koerner R.M., (1993): "Finite element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behavior of geogrids in a pullout loading condition". *Geotextiles and Geomembranes Journal*, 12: 479- 501.
121. Yamamuro J.A., Lade P.V. (1997): "Static liquefaction of very loose sands". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 34, pp. 905-917.
122. Yamamuro, J.A., Lade, P.V., (1998): "Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands". *Journal of Geotech. Geoenviron.* 124 (9), 868–877.
123. Zeigler S., Leshchinsky H.I.L., Perry E.D., (1998): "Effect of short polymeric fibres on crack development in clays". *Soils Found* 38(1), 247–253 (1998)
124. Zlatovic S., Ishihara K., (1995): "On the influence of nonplastic fines on residual strength". *Proceeding IS-Tokyo, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 1, 239–244.
125. Zlatovic S., Ishihara K., (1997): "Normalized behaviour of very loose non-plastic soils: effects of fabric". *Soils and foundations*, Vol.37, N° 4, pp.47-56.