

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلم
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20Aout 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie Civil

Ref : D012121033



جامعة 20 اوت 1955 سكيكدة

كلية التكنولوجيا

قسم : الهندسة المدنية

المرجع : D012121033

Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de
Doctorat en sciences

En Génie Civil

Option : Géotechnique

**Etude expérimentale du comportement du sol renforcé par
polyéthylène**

Présentée par : **MISSAOUI Sabrina**

Soutenue publiquement

Devant le jury composé de :

Président	MESSAST Salah	Professeur	Université de Skikda
Rapporteur	BELACHIA Mouloud	Professeur	Université de Skikda
Co-Rapporteur	MEKSAOUINE Mohamed	Professeur	Université d'Annaba
Examineurs	SID Madani	Professeur	Université Souk Ahras
	BELABED Lazhar	Professeur	Université de Guelma
	GOUDJIL Kamel	MCA	Université de Jijel
	REHAB BEKKOUCHE	MCA	Université de Skikda
	Souhila		

RESUME

Dans cette étude, une méthode environnementale pour le renforcement des sols pulvérulents est proposée. Cette technique consiste en l'utilisation des déchets plastiques sous forme de fibres aléatoirement distribuées dans un sable de mer et avec des inclusions horizontales sous forme des disques, ces disques ont été incorporées dans le sable en différents espacement $\Delta H=38\text{mm}$, $\Delta H=25.3\text{mm}$, $\Delta H=19\text{mm}$ et $\Delta H=15.2\text{ mm}$, ces espacements sont exprimés par rapport a la hauteur d'échantillon de sable.

Le programme expérimental entrepris consiste à étudier l'effet de renforcement par matière plastique (Polyéthylène) sur les caractéristiques de résistance du sable et en plus de l'avantage environnemental de l'approche proposée dans cette étude, la création d'une nouvelle application qui permette d'absorber une quantité de déchets plastiques et d'améliorer la résistance au cisaillement et d'apporter plus de ductilité au sable, des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons avec 38 mm de diamètre et élancement de 76 mm pour déterminer (contraint – déformation), ainsi les caractéristiques de dilatation du sable de mer renforcé par deux formes (inclusions horizontales et fibres).

On a étudié le comportement mécanique de sable utilisé on faisant varier la contrainte de confinement, nombre d'inclusion et la forme de renforcement ainsi une combinaison entre deux formes (inclusion horizontale et fibre), les résultats mettent en évidence l'effet des nappes sur les caractéristiques mécaniques : l'angle de frottement, et le module de déformation croît avec la diminution de l'espacement des nappes de polyéthylène (ou l'augmentation du nombre de nappes), l'amélioration est caractérisé par l'augmentation de la résistance au pic, la déformation axiale à la rupture et la ductilité, et il réduit la dilatation et la déformation latérale .

Mots clés : *Comportement, Contraintes latérales, Essai triaxial, Résistance au cisaillement, sol renforcé, polyéthylène.*

ABSTRACT

In this study, an alternative and environmentally friendly method for the reinforcement of sandy soils is proposed. This technique consists at the use of plastic waste in the form of randomly distributed fibers in beach sand and with horizontal inclusions. These layers have been incorporated into the sand in different $\Delta H=38\text{mm}$, $\Delta H=25.3\text{mm}$, $\Delta H=19\text{mm}$ et $\Delta H=15.2\text{ mm}$.

The experimental program carried out on reinforced sand is consisted to investigate the effect of the plastic reinforcement (polyethylene) on sand resistance characteristics. In addition to the environmental advantages of the approach proposed in this study, creating a new application for valorizing of plastic waste, and to improve the shear resistance in order to transform the sand's brittle behavior to more ductile one, triaxial tests were carried out on samples with 38 mm diameter and enlacement of 76mm. The mechanical behavior of composite material was investigated thought varying the number of plastic layers, used of plastic leaves reinforcement and combination of the two forms.

The results demonstrated the effect of material layers on the mechanical characteristic: the friction angle, the characteristic angle and the deformation modulus grows with the decrease of the spacing of plastic material layers of polyethylene (or the increase of the number layers). The improvement is characterized by increasing peak strength, axial strain and ductility, and it reduces the dilatancy and the lateral strain.

Keywords: *Behavior, Lateral strain, Triaxial test, Shear strain, Reinforcement soil, polyethylene.*

ملخص

في هذه الدراسة ، تم اقتراح طريقة بديلة وصديقة للبيئة لتعزيز التربة الرملية. تتكون هذه التقنية من استخدام النفايات ΔH البلاستيكية في شكل ألياف موزعة عشوائياً في الرمل مع طبقات أفقية. تم دمج هذه الطبقات في الرمال في مسافات مختلفة من طول العينة. $\Delta H = 15.2\text{mm}$ و $\Delta H = 19\text{mm}$ ، $\Delta H = 25.3\text{mm}$ ، $\Delta H = 38\text{mm}$

يتكون البرنامج التجريبي الذي تم تنفيذه على الرمل المقوى من أجل التحقيق في تأثير التسليح البلاستيكي (البوليثلين) على خصائص مقاومة الرمل. بالإضافة إلى المزايا البيئية للنهج المقترح في هذه الدراسة ، إنشاء تطبيق جديد لتقييم النفايات البلاستيكية ، وتحسين مقاومة القص من أجل تحويل سلوك الرمال الضعيف إلى سلوك أكثر مرونة، تم إجراء اختبارات ثلاثية المحاور على عينات بقطر 38 مم وتثبيت 76 مم. تم التحقيق في السلوك الميكانيكي للرمل المدعم، وذلك بتغيير شكل المادة البلاستيكية المتمثلة في الطبقات البلاستيكية، و الألياف البلاستيكية والجمع بين الشكلين.

أوضحت النتائج تأثير عدد طبقات المواد البلاستيكية المدعمة على الخاصية الميكانيكية للرمل: زاوية الاحتكاك ، وعامل التشوه الذي يتزايد مع انخفاض تباعد طبقات المواد البلاستيكية (أو زيادة عدد الطبقات) ويتميز التحسن بزيادة قوة الذروة والإجهاد المحوري والليوننة ، كما أنه يقلل من التوتر والإجهاد الجانبي و التشوهات الأفقية.

الكلمات المفتاحية: تعزيز التربة، السلوك، الإجهاد الجانبي، اختبارات ثلاثية المحاور، مقاومة القص، البوليثلين

Remerciements

Gloire à Dieu le seul et unique omniscient et omniprésent

Ce travail de recherche n'aurait pas été possible sans le soutien et la participation de plusieurs personnes auxquelles je souhaite exprimer toute ma gratitude.

Mes plus vifs remerciements s'adressent À mon Directeur de thèse Monsieur le Pr BELACHIA Mouloud, qui pendant mes années de thèses n'a jamais été absent, il était toujours présent pour m'offrir le soutien scientifique et moral et m'encourager par ses aides précieuses pour arriver jusqu'au bout de mon chemin.

A Monsieur le Pr MEKSAOUINE Mohamed de l'université d'Annaba, qui m'a fait l'honneur d'accepter de co-diriger cette thèse et qui n'a cessé de me prodiguer ses conseils et ses orientations judicieuses.

A Monsieur MESSAST Salah Professeur à l'Université 20 aout 1955 Skikda, qui a bien voulu accepter la présidence de ce jury, de même Messieurs, le Professeur SID Madani de l'université de Souk Ahras, Professeur BELABED Lazhar de l'université de Guelma, et Madame Docteur REHAB BEKKOUCHE Souhila Maitre de conférence de l'université de Skikda, à qui je leur remercie profondément d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Merci à tous ceux qui, de prêt ou de loin m'ont aidé dans la préparation de cette thèse plus particulièrement a toute l'équipe de Laboratoire des Travaux Publics /Est Annaba.

Qu'il me soit enfin permis de remercier toute ma famille pour leur amour et leur soutien constant. Je leur dédie cette thèse.

MISSAOUI NECIB. S

RESUME

Dans cette étude, une méthode environnementale pour le renforcement des sols pulvérulents est proposée. Cette technique consiste à l'utilisation des déchets plastiques sous forme de fibres aléatoirement distribuées dans un sable de mer et avec des inclusions horizontales sous forme des disques, ces disques ont été incorporées dans le sable en différents espacement $\Delta H=38\text{mm}$, $\Delta H=25.3\text{mm}$, $\Delta H=19\text{mm}$ et $\Delta H=15.2\text{ mm}$, ces espacements sont exprimés par rapport à la hauteur d'échantillon de sable.

Le programme expérimental entrepris consiste à étudier l'effet de renforcement par matière plastique (Polyéthylène) sur les caractéristiques de résistance du sable et en plus de l'avantage environnemental de l'approche proposée dans cette étude, la création d'une nouvelle application qui permette d'absorber une quantité de déchets plastiques et d'améliorer la résistance au cisaillement et d'apporter plus de ductilité au sable, des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons avec 38 mm de diamètre et élancement de 76 mm pour déterminer (contraint –déformation), ainsi les caractéristiques de dilatation du sable de mer renforcé par deux formes (inclusions horizontales et fibres).

On a étudié le comportement mécanique de sable utilisé en faisant varier la contrainte de confinement, nombre d'inclusion et la forme de renforcement ainsi une combinaison entre deux formes (inclusion horizontale et fibre), les résultats mettent en évidence l'effet des nappes sur les caractéristiques mécaniques : l'angle de frottement, et le module de déformation croît avec la diminution de l'espacement des nappes de polyéthylène (ou l'augmentation du nombre de nappes), l'amélioration est caractérisé par l'augmentation de la résistance au pic, la déformation axiale à la rupture et la ductilité, et il réduit la dilatation et la déformation latérale .

Mots clés : *Comportement, Contraintes latérales, Essai triaxial, Résistance au cisaillement, sol renforcé, polyéthylène.*

ABSTRACT

In this study, an alternative and environmentally friendly method for the reinforcement of sandy soils is proposed. This technique consists at the use of plastic waste in the form of randomly distributed fibers in beach sand and with horizontal inclusions. These layers have been incorporated into the sand in different $\Delta H=38\text{mm}$, $\Delta H=25.3\text{mm}$, $\Delta H=19\text{mm}$ et $\Delta H=15.2\text{ mm}$

The experimental program carried out on reinforced sand is consisted to investigate the effect of the plastic reinforcement (polyethylene) on sand resistance characteristics. In addition to the environmental advantages of the approach proposed in this study, creating a new application for valorizing of plastic waste, and to improve the shear resistance in order to transform the sand's brittle behavior to more ductile one, triaxial tests were carried out on samples with 38 mm diameter and enlacement of 76mm The mechanical behavior of composite material was investigated thought varying the number of plastic layers, used of plastic leaves reinforcement and combination of the two forms.

The results demonstrated the effect of material layers on the mechanical characteristic: the friction angle, the characteristic angle and the deformation modulus grows with the decrease of the spacing of plastic material layers of polyethylene (or the increase of the number layers)

The improvement is characterized by increasing peak strength, axial strain and ductility, and it reduces the dilatancy and the lateral strain.

Keywords: *Behavior, Lateral strain, Triaxial test , Shear strain, Reinforcement soil, polyethylene.*

ملخص

في هذه الدراسة ، تم اقتراح طريقة بديلة وصديقة للبيئة لتعزيز التربة الرملية. تتكون هذه التقنية من استخدام النفايات البلاستيكية في شكل ألياف موزعة عشوائياً في الرمل مع طبقات أفقية. تم دمج هذه الطبقات من $\Delta H = 15.2\text{mm}$ و $\Delta H = 19\text{mm}$ ، $\Delta H = 25.3\text{mm}$ ، $\Delta H = 38\text{mm}$ في الرمال في مسافات مختلفة طول العينة.

يتكون البرنامج التجريبي الذي تم تنفيذه على الرمل المقوى من أجل التحقيق في تأثير التسليح البلاستيكي (البوليثلين) على خصائص مقاومة الرمل. بالإضافة إلى المزايا البيئية للنهج المقترح في هذه الدراسة ، إنشاء تطبيق جديد لتقييم النفايات البلاستيكية ، وتحسين مقاومة القص من أجل

تحويل سلوك الرمال الضعيف إلى سلوك أكثر مرونة، تم إجراء اختبارات ثلاثية المحاور على عينات بقطر 38 مم وثابت 76 مم. تم التحقيق في السلوك الميكانيكي للرمل المدعم، وذلك بتغيير شكل المادة البلاستيكية المتمثلة في الطبقات البلاستيكية، و الألياف البلاستيكية والجمع بين الشكلين.

أوضحت النتائج تأثير عدد طبقات المواد البلاستيكية المدعمة على الخاصية الميكانيكية للرمل: زاوية الاحتكاك ، وعامل التشوه الذي يتزايد مع انخفاض تباعد طبقات المواد البلاستيكية (أو زيادة عدد الطبقات) ويتميز التحسن بزيادة قوة الذروة والإجهاد المحوري والليونة ، كما أنه يقلل من التوتر والإجهاد الجانبي و التشوهات الأفقية.

الكلمات المفتاحية: تعزيز التربة، السلوك، الإجهاد الجانبي، اختبارات ثلاثية المحاور، مقاومة القص،

البوليثلين

Table des matières

	<i>Pages</i>
RESUME	i
ABSTRACT	ii
ملخص.....	iii
TABLE DES MATIERES.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	viii
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	xv
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I NOTION GENERALES SUR LES SABLES ET LEUR COMPORTEMENT	
I.1 Introduction	5
I.2.Caractérisation des sols	5
I.2.1 Classification des sols	5
I.2.2 Caractérisation des sols grenus, sols fins	8
I.2.2.1 Classification	8
I.2.2.2 Définition du sable	9
I.2.2.3 Arrangement des particules	9
I.2.3 Propriétés mécaniques des sols	9
I.2.3.1 Rupture du sol	9
I.2.3.2 La résistance au cisaillement	10
I.2.4 Comportement des sols pulvérulent	17
I.2.4.1 Les courbes effort-déformation	17
I.2.4.2 Notion de courbe intrinsèque	18
I.2.4.3 Critère de Mohr Coulomb	18
I.2.4.4 L'angle de frottement interne	19
I.2.5 Les paramètres intrinsèques	20
I.2.5.1 La cohésion c'	20
I.2.5.2 L'angle de frottement interne φ°	20
I.2.6 L'influence des paramètres d'état initial	20
I.2.6.1 Rôle de l'indice des vides initial	20

I.2.6.2 Rôle du niveau de contrainte isotrope	20
I.2.6.3 Indice des vides critiques	21
I.2.6.4 variation de volume	21
I.3 Conclusion	22

Chapitre II LE RENFORCEMENT DES SOLS

II.1 Introduction	23
II.2 Le renforcement des sols	23
II.2.1 Type de stabilisation	24
II.2.1.1 Stabilisation chimique.....	24
II.2.1.2 Stabilisation thermique	24
II.2.1.3 Stabilisation mécaniques	25
II.2.2 Avantages de stabilisation du sol	25
II.2.3 Définition du renforcement des sols	25
II.2.4 Types de renforcement	26
II.2.4.1 Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques	26
II.2.4.2 Renforcement par ancrages	27
II.2.4.3 Le renforcement par géotextiles	28
II.2.4.4 Le renforcement par geogrilles	28
II.2.4.5 La terre armée	29
II.2.5 Définition de geosynthétiques.....	30
II.2.6 Caractéristiques des geosynthétiques.....	30
II.2.6.1 Résistance à l'endommagement.....	31
II.2.6.2 Coefficient de frottement $f\phi$	31
II.2.7 Types de geosynthétiques	32
II.2.7.1 Géotextiles	32
II.2.7.2 geogrilles	33
II.2.7.3 Les géomembranes	34
II.2.7.4 Géocomposite	34
II.2.8 Principe de fonctionnement	36
II.2.9 Renforcement par fibres	36
II.2.9.1 Géotextiles A Base De Fibres Aramides	36
II.2.9.2 Fibres synthétiques	37

II.2.9.3 L'effet de la stabilisation par les fibres sur les propriétés des sols	38
II.3 Utilisation des matériaux en plastique dans le renforcement des sols	39
II.3.1 La technique pneusol	39
II.3.2 Renforcement des sols par déchets plastiques	40
II.4 Applications des geosynthétiques en soutènement	41
II.5 Importance des déformations latérales dans le calcul des structures de soutènement.....	41
II.5.1 Pour les structures de soutènement en sol renforcé	42
II.6 Importance des déformations latérales dans le calcul des structures de soutènement.....	43
II.6.1 Fonctionnement interne	43
II.6.2 Fonctionnement externe.....	44
II.6.3 Stabilité globale.....	44
II.6.4 Efforts mesurés dans le renforcement	44
II.6.5 Déformations mesurées dans le renforcement	44
II.7 travaux antérieurs.....	44
II.8 conclusion	57

Chapitre III MATERIAUX ET PROCEDURES D'ESSAIS

III.1 Introduction	58
III.2 Localisation du site de prélèvement	58
III.3 Caractérisation géologique	59
III.4 Matériaux utilisés	60
III.4.1 Le sable	60
III.4.1.1 Analyse granulométrique du sable.....	60
III.4.1.2 Equivalent de sable	62
III.4.1.3 La masse volumique	64
III.4.1.4 Constituant des Grains Solide	66
III.4.1.5 Les indices des vides max et min.....	66
III.4.2 Le polyéthylène	67
III.4.2.1 Détermination de la masse volumique pour fibre plastique	68
III.4.2.2 Caractéristiques des matériaux de renforcement	68
III.5 Mesure des caractéristiques mécaniques du sol	69
III.5.1 Principe de l'essai triaxial	69
III.5.2 La cellule triaxiale	70
III.5.3 Préparation de l'échantillon	71

III.5.3.1 Préparation d'échantillon renforce par couche plane	73
III.5.3.2 Préparation d'échantillon renforce par fibre	73
III.5.3.3 Programme d'essai	74
III.6 Conclusion	75
Chapitre IV RESULTATS ET DISCUSSIONS	
IV.1 Introduction	77
IV.2 Sable non renforce	77
IV.2.1 Effet de la contrainte de confinement	77
IV.2.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale	77
IV.2.3 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale	87
IV.3 Comportement du sable renforcé	99
IV.3.1 Sable renforcé avec inclusion horizontales	99
IV.3.1.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale	99
IV.3.1 .2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale	103
IV.3.2 Sable renforce avec des fibres plastiques	108
IV.3.2 .1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale	108
IV.3.2 .2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale	112
CONCLUSIONS GENERALES	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	121
ANNEXES	

Liste des figures

Figure I.1	Diagramme triangulaire	6
Figure I.2	Classification LCP.....	7
Figure I.3	Classification GTR.....	7
Figure I.4	Classification des sols.....	8
Figure I.5	Structure de sable	9
Figure I.6	Contraintes à la rupture.....	10
Figure I.7	Boite de cisaillement direct	12
Figure I.8	Cellule triaxiale.....	12
Figure I.9	Courbe effort –déformation.....	14
Figure I.10	Plan de Mohr-Coulomb - courbe intrinsèque.....	14
Figure I.11	Résultat d'un essai UU (sol fin).....	15
Figure I.12	Résultat d'un essai CD (sol fin).....	15
Figure I.13	Résultat d'un essai CU (sol fin).....	16
Figure I.14	Courbes caractéristiques d'un essai de cisaillement.....	17
Figure I.15	Courbe intrinsèque.....	18
Figure I.16	Plan de Mohr Coulomb.....	19
Figure II.1	Renforcement par ancrages.....	27
Figure II.2	Bande en polymère.....	27
Figure II.3	Exemple de géogridde uniaxial.....	28
Figure II.4	Principe d'un massif en terre armé.....	29
Figure II.5	Comportement d'une inclusion à la traction	30
Figure II.6	Nappes de renforcement géotextiles et géogridde .	33
Figure II.7	Rôles principaux des matériaux géosynthétiques	35
Figure II.8	Mécanisme de mise en tension des treillis et géogriddes durant le compactage.....	36
Figure II.9	La fibre d'aramide.....	37
Figure II.10	Chantier expérimental Pneusol à Bou-Smail.....	39
Figure II.11	Courbes contrainte , deformation volumetrique – deformation axiale pour sable renforcé par geotextil,38mm,100mm,S.M. Haeri	46

	et al, (2000).....	
Figure II.12	Courbe contrainte- deformation d'échantillon renforcé par trois types de géotextile , S.M. Haeri et al, (2000).....	47
Figure II.13	Des photographies présente l'échantillon non renforcé et renforcé a la rupture , S.M. Haeri et al, (2000).....	48
Figure II.14	Fibres frisées en polypropylène, E. Ibraim et al (2010).....	50
Figure II.15	Deformation de l'échantillon (a) sol non renforcé (b) sol renforcé avec 0.3% de fibre, E. Ibraim et al (2010).....	51
Figure II.16	Résistance au cisaillement – déplacement horizontal , sol renforce par fibre 0.1%, E. Temel Yetimoglu, et al (2003).....	52
Figure II.17	Les différentes formes de renforcements (a) couche plane,(b) fibre, (c)geocell , G. Madhavi et al, (2008).....	54
Figure II.18	Contrainte deformation, G. Madhavi et al, (2008).....	55
Figure II.19	La courbe contrainte- deformation ,sable renforcé par différentes formes, $\sigma_3=100\text{Kpa}$	56
Figure III.1	Site de prélèvement.....	58
Figure III.2	Projet en cour de réalisation au site de prélèvement.....	59
Figure III.3	Carte géologique des plaines de la région (Attoui et al ,2013).....	59
Figure III.4	Courbe granulométrique du sable d'El battah.....	61
Figure III.5	Sable El battah.....	62
Figure III.6	Equipement pour l'essai de l'équivalent du sable.....	64
Figure III.7	Disques en polyéthylène.....	67
Figure III.8	Disposition des nappes de géotextile dans l'éprouvette.....	73
Figure III.9	Aspect du sable renforcé par fibres plastiques.....	74
Figure III.10	Echantillon après 7% de déformation.....	75
Figure IV.1	Relation Déviateur-Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	78
Figure IV.2	Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement.....	79
Figure IV.3	Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement.....	80
Figure IV.4	Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime.....	81
Figure IV.5	Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte de	81

	confinement à l'état ultime.....	
Figure IV.6	Relation rapport de contrainte -Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	83
Figure IV.7	Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la contrainte de confinement.....	83
Figure IV.8	Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime.....	84
Figure IV.9	Relation déformation volumique-Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	85
Figure IV.10	Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement.....	86
Figure IV.11	Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime.....	87
Figure IV.12	Relation Déviateur-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	88
Figure IV.13	Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	90
Figure IV.14	Relation déformation volumique-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	91
Figure IV.15	Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	93
Figure IV .16	Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement.....	94
Figure IV .17	Variation de l'angle de frottement interne ultime en fonction de la contrainte de confinement.....	94
Figure IV.18	Déformation latéral – Déformation axial sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	95
Figure IV.19	Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement.....	96
Figure IV.20	Variation du en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime.....	96
Figure IV.21	Relation coefficient de poisson - Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.....	98
Figure IV.22	Variation de la déformation latérale et axiale en fonction de la contrainte hydrostatique pour le sable non renforcé.....	98
Figure IV.23	Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$...	100

Figure IV.24	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	101
Figure IV.25	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	102
Figure IV.26	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	104
Figure IV.27	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	105
Figure IV.28	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	106
Figure IV.29	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	107
Figure IV.30	Influence de la forme de renforcement sur le déviateur, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	109
Figure IV.31	Influence de la forme de renforcement sur la relation rapport de contrainte -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	110
Figure IV.32	Influence de la forme de renforcement sur la relation variation volumique -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	112
Figure IV.33	Influence de la forme de renforcement sur la relation déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	113
Figure IV.34	Influence de la forme de renforcement sur la relation variation volumique -déformation laterale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	114
Figure IV.35	Influence de la forme de renforcement sur la relation Angle de frottement interne -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	115

Liste des tableaux

Tableau I.1	Les caractéristiques de résistance au cisaillement.....	16
Tableau I.2	Valeur du coefficient K.....	19
Tableau.II.1	Classification des techniques de renforcement suivant les..... éléments de renforcement utilisés.....	26
Tableau.II.2	Valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction de l'angle de frottement sol.....	32
Tableau.II.3	Propriété de sable.....	52
Tableau III.1	Résultat de l'analyse granulométrique.....	61
Tableau III.2	Propriété d'uniformité.....	62
Tableau III.3	Résultat d'équivalent de sable.....	63
Tableau III.4	Masse volumique apparente.....	65
Tableau III.5	Masse volumique absolue.....	66
Tableau III.6	Propriété de sable El battah.....	67
Tableau IV.1	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture.....	78
Tableau IV.2	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime.....	80
Tableau IV.3	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la... rupture.....	82
Tableau IV.4	Valeurs du rapport des contraintes et la déformation axiale à..... l'état ultime.....	84
Tableau IV.5	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture.....	86
Tableau IV.6	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime.....	86
Tableau IV.7	Valeurs du déviateur et la déformation latérale a la rupture.....	88

Tableau IV.8	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime.....	89
Tableau IV.9	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principale à la rupture.....	89
Tableau IV.10	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime.....	90
Tableau IV.11	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à la rupture.....	92
Tableau IV.12	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à l'état ultime.....	92
Tableau IV.13	Valeurs du coefficient de poisson et des déformations axiales principales à la rupture.....	97
Tableau IV.14	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime.....	97
Tableau IV.15	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	100
Tableau IV.16	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte - déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	101
Tableau IV.17	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique - déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	103
Tableau IV.18	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	104
Tableau IV.19	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	105
Tableau IV.20	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	107

Tableau IV.21	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	108
Tableau IV.22	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	110
Tableau IV.23	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	111
Tableau IV.24	Influence de nombre de disque sur la relation Changement volumique -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	112
Tableau IV.25	Influence de la forme de renforcement sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	113
Tableau IV.26	Influence de la forme de renforcement sur la relation changement volumique-déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	115
Tableau IV.27	Influence de la forme de renforcement sur la relation angles de frottement interne -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	131

Liste des abréviations

e	: Indice des vides.
e_{max}	: L'indice des vides maximum.
e_{min}	: L'indice des vides minimum.
τ	: La contrainte de cisaillement.
σ_n	: La contrainte normale.
φ	: L'angle de frottement interne.
C	: La cohésion.
F	: Force de piston.
S	: Section de l'éprouvette.
σ_1	: Contrainte axiale totale.
σ_3	: Contrainte hydrostatique.
U.U	: essai non consolidé, non drainé.
C.D	: essai consolidé-drainé.
σ'_1, σ'_3	: Contraintes effectives.
K	: Coefficient de portance.
$f\varphi$: Coefficient de frottement.
D_{60}	: Diamètre correspondant à 60% des particules solides.
D_{30}	: Diamètre correspondant à 30% des particules solides.
D_{10}	: Diamètre correspondant à 10% des particules solides.
c_u	: Coefficient d'uniformité.
c_c	: Coefficient de courbure.
E_s	: Equivalent de sable.
ρ_{app}	: La masse volumique apparente.
ρ_{abs}	: La masse volumique absolue.

G_s : Constituant des Grains Solides.
 D_r : Densité relative.
 ΔF : La variation de la force axiale.
 ΔH : La variation de la hauteur de l'échantillon.
 ΔV : La variation de volume de l'échantillon.
 σ_c : La pression de confinement dans la cellule.
 ε_1 : Déformation axial.
 ε_3 : Déformation latérale.
 σ_v : Déviateur.
 ε_v : Déformation volumique.

INTRODUCTION GENERALE

La mécanique des sols est l'un des domaines les plus importants en génie civil, puisque les sols sont à la fois le support de l'ouvrage, et à la fois sont utilisés comme des matériaux de construction, le sol est le matériau le plus disponible et le moins cher parmi tous les matériaux disponibles à nos jours. Néanmoins, son utilisation nécessite plusieurs précautions pour éviter toute catastrophe éventuelle.

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité lors de l'élaboration d'un projet, ce terme rassemble plusieurs techniques et méthodes qui ont pour but d'améliorer la résistance des sols et limiter les déformations sous des ouvrages existants, d'autre part consiste à l'amélioration de la résistance au cisaillement pour les sols de remblai ou des fondations, Plusieurs techniques pour améliorer ces propriétés physiques et mécaniques ont été utilisées. Les sols ont commencé par être stabilisés par des procédés physiques, chimique et physico-chimique. Dans la stabilisation physique, le compactage est un exemple courant. Il permet de réduire les vides dans la masse des sols et augmenter la résistance de ce dernier. Le pré chargement des remblais est un autre exemple. Cette technique permet d'améliorer les caractéristiques de consolidation et par conséquent réduire les tassements pour les futures constructions. La stabilisation chimique est une autre technique où des ajouts chimiques tels que la chaux, le ciment, les cendres volantes et autres, permettent d'améliorer les propriétés des sols. L'utilisation des fibres végétales et synthétiques en combinaison avec des ajouts chimiques dans les sols tels que les argiles et les sables apportent une meilleure résistance et réduisent les tassements. Cette forme de stabilisation est classée comme étant une stabilisation physico chimique. Avec le temps, dans la construction des ouvrages linéaires tels que les routes, les aéroports, les quais etc. où la quantité de sol à utiliser est très importante, la technique de stabilisation des sols revient extrêmement cher. Le recours à d'autres procédés pour améliorer les caractéristiques des sols s'avèrent alors nécessaire.

La forme la plus moderne pour renforcer les sols a été introduite par Vidal en 1966.

Cet ingénieur français a fait usage de bandes métalliques. Il fût le premier qui a mis en place un procédé de construction connu actuellement par l'appellation Terre Armée son brevet porte actuellement son nom. Ces inclusions rigides présentent malheureusement un inconvénient majeur qui n'est autre que la corrosion. Un phénomène difficile à contrôler dans les masses de sol. La technique des renforcements des sols s'est alors développer pour inclure les résidus de pétrole appelés couramment les polymères. Les géotextiles à base de polymères ont alors commencé à être utilisés après les travaux réalisés par McGown et Andrews en 1977, depuis plusieurs auteurs ont entrepris des travaux pour mieux comprendre le comportement des nouvelles matrices des sols obtenus. Haeri et al. (2000), Houston et al. (2008), Tang et al. (2007).

Le développement des activités industrielles envisagé dans nos jours est accompagné par des graves problèmes environnementaux, car les différentes étapes de fabrication de produits génèrent des déchets de diverses natures. En effet, la valorisation des déchets industriels dans les applications du génie civil est une préoccupation majeure pour les ingénieurs et les chercheurs, l'utilisation de ce nouveau procédé s'est élargie pour englober la réalisation des renforcements des fondations des structures importantes, la stabilisation des talus...ect, le choix des fibres comme renforts aux seins des matrices, dépend essentiellement de la compatibilité des propriétés physiques, mécaniques et chimiques, que possède la fibre avec les constituants de la matrice.

Par ailleurs, l'utilisation des différents déchets industriels dans le domaine de génie civil, qui est un grand consommateur de ressources naturels, permet non seulement de réduire le coût mais également de protéger l'environnement et parfois d'améliorer certaines caractéristiques techniques du sol telles que la résistance, l'étanchéité, la ductilité,...etc.

Notre présente étude porte sur la valorisation des déchets plastiques (polyéthylène) d'une part, et de trouver des applications innovantes pour développer de nouvelles applications de Génie Civil d'autre part.

Dans le cadre de ce travail, nous tenterons de montrer la possibilité de renforcer un sol sableux de la région El-Tarf avec différentes forme, les questions suivantes sont posées :

Est- que possible d'utiliser les déchets plastiques dans le sol en vue d'améliorer ses propriétés mécaniques?

Es-ce que la formes de matériaux de renforcement (discret, continu) influx sur le comportement des sols ?

Comment se comporte notre matériau composite à la rupture et à l'état ultime?

Es -que les hypothèses de calcul utilisées dans les méthodes d'équilibre limite pour le calcul de la stabilité des murs de soutènement sont vérifiées ?

Pour atteindre l'objectif visé sus cité, un programme expérimental consiste à réaliser des essais triaxiaux drainés d'un sable non renforcé et renforcé par trois formes de renforcement, trois sous-plans d'étude ont été construits :

- ✓ comportement du sol renforcé par différent nombre de nappes plastiques avec une variété d'emplacement de ces nappes.
- ✓ comportement du sol renforcé par fibres
- ✓ Comportement du sol avec la combinaison entre les deux formes

Ce travail de thèse décrit la démarche scientifique adoptée, les résultats obtenus et l'analyse qui en a été faite. Il s'organise en quatre chapitres :

Le premier chapitre résume nos recherches bibliographiques portant sur les sols en général et les sols grenus en particulier, cette matière granulaire qu'on nous trouve dans notre quotidien, elle est largement utilisée en génie civil et la mécanique des sols et des roches, nous présentons dans ce chapitre quelques définitions générales sur les matériaux grenus, leurs classifications et caractérisations géotechnique. D'autre part on s'est intéressé par leurs propriétés et comportements mécaniques, le cadre de notre étude dans le contexte de la mécanique des sols.

Le deuxième chapitre est consacré au contexte général sur l'amélioration et le renforcement des sols, un domaine récent qui répond à la nécessité d'utiliser des terrains médiocres par les constructions de génie civil, il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sol, pour augmenter leur caractéristiques mécaniques globale, on décrira dans ce chapitre les différents types de stabilisations et de renforcements, et leurs avantages, afin d'éclairer en particulier les différentes techniques et domaines d'utilisation des déchets plastiques en vue de leur valorisation, un état de l'art sur les travaux traitant les méthodes les plus utilisées regroupons les plus récents travaux de recherche.

A travers *le troisième chapitre* nous discutons la Provence et la préparation des matériaux utilisés (sable Elbattah), nous précisons les procédures de conduites des essais, les dispositifs expérimentaux détaillés, ainsi que leurs modes opératoires adoptés pour la mise en place de spécimen selon les références et les normes correspondantes pour bien avoir une identification et caractérisation des différentes propriétés physiques et mécaniques.

Le quatrième chapitre quant à lui donne les principales observations et discussions de l'analyse obtenue concernant le comportement mécanique d'un sable dense, non renforcé sous différentes contraintes hydrostatiques, et le comportement de sable renforcé par différentes formes de renforcement, les différentes observations sont explicitées pour chacune des séries d'essais réalisées à savoir l'influence de la forme et le nombre de renforcement sur l'amélioration de ces caractéristiques mécaniques.

Enfin, nous clôturons ce travail par *des conclusions générales*, et pour compléter ce travail des perspectives sont proposées qui nous semblent possibles pour le développement futur.

Chapitre I NOTIONS GENERALES SUR LES SABLES ET LEUR COMPORTEMENT

I.1 INTRODUCTION

Dans Notre quotidien, la matière granulaire est largement utilisée par l'homme, toutefois ses propriétés restent mystérieusement on les rencontre en Génie civil (Ballast des voies ferrées, routes,...), et mécanique des sols et des roches (Glissement de terrains, mouvement des dunes,..), de nombreux chercheurs en mécanique des sols ont enrichi l'étude de leur propriétés physique et mécanique avec différents techniques qui ont pour but d'améliorer la résistance ou limité. Les déformations sous des ouvrages existants.

La première partie de cette thèse s'appuie tout d'abord sur la rhéologie du sol en premier lieu, une définition générale de la matière granulaire et son comportement mécaniques est rappelée et discutée. Cette matière, malgré son caractère omniprésent dans notre quotidien, reste de nos jours assez mystérieuse.

I.2 CARACTERISATION DES SOLS

I.2.1. Classification des sols :

L'existence d'une grande variété des sols (et des roches) sur le site de génie civil mène à une première phase d'étude géotechnique qui consiste à définir la nature et l'état de ce terrains soit en laboratoire ou in situ (sondages, forages). Les systèmes de classification des sols ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Ils permettent donc de grouper les très nombreux échantillons recueillis au cours d'une campagne de sondages et d'établir des coupes géotechniques du terrain. (Athanasopoulos et al, 1993).

Ces coupes sont précieuses pour l'ingénieur. Elles viennent compléter les données de la géologie, qui n'entraînent pas celles de la géotechnique : des sols de

même origine géologique peuvent avoir des propriétés géotechniques très différentes, et réciproquement.

Il existe de nombreux systèmes de classification des sols :

**Classifications élémentaires*

Les systèmes de Classifications élémentaires sont basés sur certains essais d'identification. Parmi ces systèmes, plusieurs se réfèrent uniquement à la granularité du sol (diagramme triangulaire, Figure I.1) et diffèrent par les seuils granulométriques adoptés.

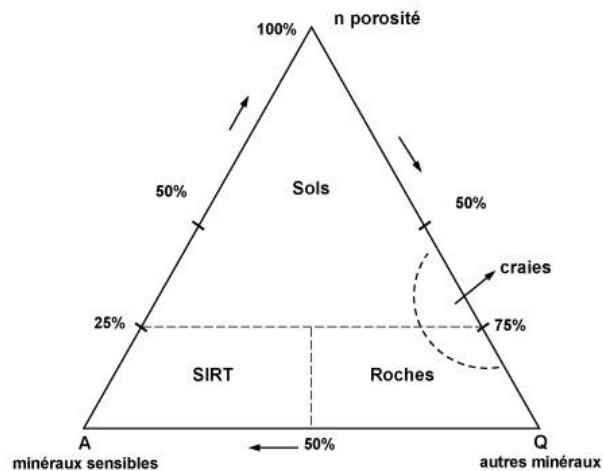


Figure I.1 Diagramme triangulaire

**Classification LPC*

Cette classification adoptée par les laboratoires des Ponts et Chaussées a été adoptée à partir de la classification américaine U.S.C.S. (Unified Soil Classification System). Trois grandes familles de sols sont mises en évidence voir figure I.2.

- les sols organiques
- les sols fins
- les sols grossiers (grenus)

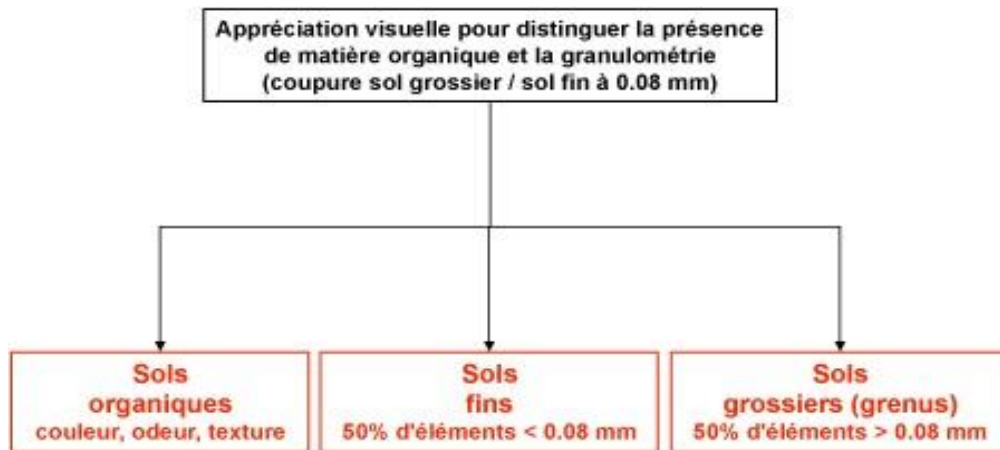


Figure I.2 Classification LCP

**La classification des sols pour les terrassements routiers*

Le but essentiel de cette classification est d'aboutir à la définition de classes ayant des comportements proches vis à vis des problèmes de mise en œuvre tant en remblai qu'en couche de forme, on distingue 03 famille :

les sols de classe : A (sols fins), B (sols sableux et graveleux avec fines), C(sols comportant des fines et des gros éléments) et D (sols insensibles à l'eau). (Figure I.3)

-Les matériaux rocheux de classe R

-Les sols organiques et sous produits industriels de classe F

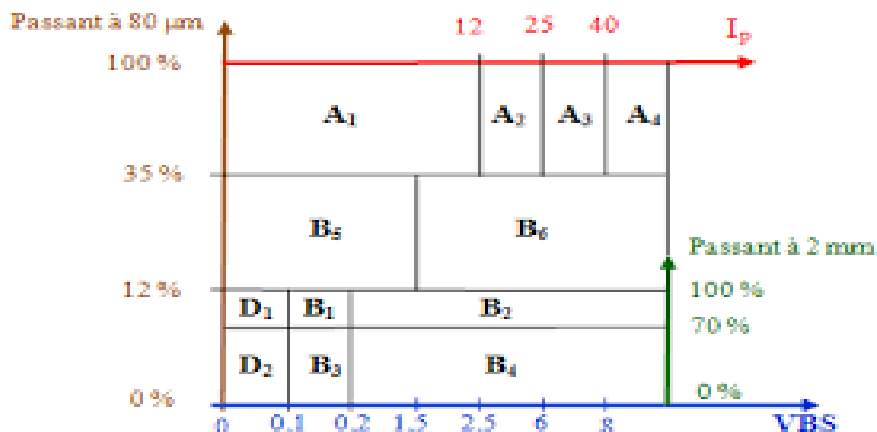


Figure I.3 Classification GTR

I.2.2. Caractérisation des sols grenus, sols fins

I.2.2.1. Classification

Première classification : limite adopté : 20 μ m

*Sols grenus (Cailloux, grave) $d > 20\mu\text{m}$,

*Sols fins (sable Limon) $d < 20\mu\text{m}$

* Blocs, cailloux 20mm $< d <$ 200mm.

*Graves (fragment de roche mère) 2mm $<d<$ 20mm.

• Sables (fragment de roche mère) : sédiment détritique généralement formés d'un seul minéral 20 μ m $<d<$ 2mm.

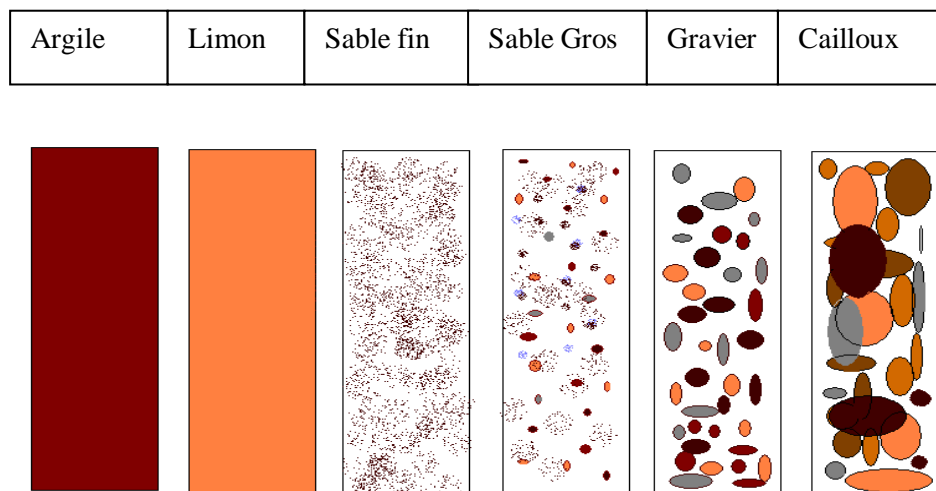


Figure I.4 classification des sols

*Propriétés des sols pulvérulents :

-Forces de frottement entre les grains sont :

- Dépendants de la forme, L'angularité Et la compacité des Grains.
- Indépendants de la teneur en eau

-Résistance au cisaillement.

-Aucune résistance à la traction.

-La perméabilité.

I.2.2.2. Définition du sable

Est un phénomène naturel matériau granulaire composé de fines particules de roche et de minéraux particules. La composition de sable est très variable, selon les sources roche et des conditions locales, mais les communes constituant le plus de sable dans les eaux intérieures des cadres continentaux et non-tropicales des milieux côtiers est de silice (silicium dioxyde de carbone, ou SiO_2), généralement sous la forme de quartz. Comme le terme est utilisé par les géologues, les particules de sable dans la gamme de diamètre de 0.0625mm a de 2 millimètres.

I.2.2.3. Arrangement des particules :

La structure des sols pulvérulents, en particulier les sables se forment en dépôt sous l'effet de deux facteurs, l'air et l'eau. L'arrangement géométrique des particules donne une large gamme de l'indice des vides, la figure I.5 présente deux états différents d'une structure de sable. (Ghembaza et al, 2014).

L'indice des vides maximum (e_{\max}) présente l'état le plus lâche d'un sol, par contre l'indice des vides minimum (e_{\min}) présente l'état le plus dense.

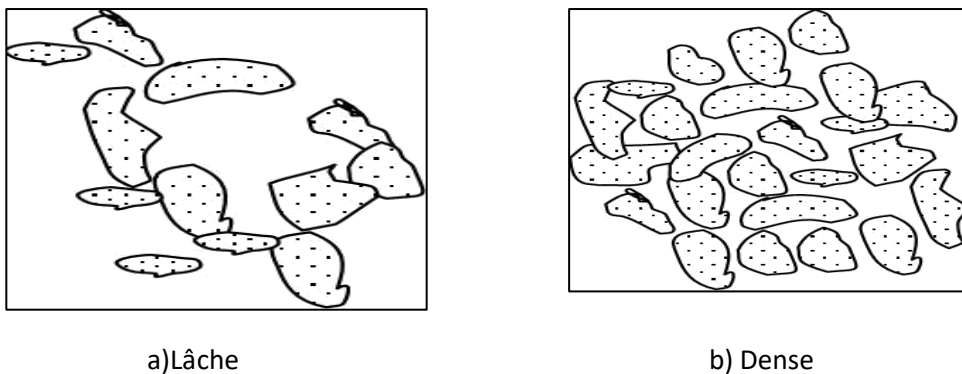


Figure I.5 Structure de sable, (Holtz et Covacs, 1995)

Au sujet de la structure des sols granulaires il est à noter que l'indice de densité relative n'est pas suffisant pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Il peut arriver que deux sables aient des indices des vides semblables, mais qu'ils aient un comportement sous sollicitation tout à fait différent (Holtz et al, 1995).

I.2.3. Propriétés mécaniques des sols

I.2.3.1. Rupture du sol

Lorsqu'on augmente les forces sur un matériau, on peut expérimentalement observer que les déformations augmentent (figure I.6). Si les contraintes appliquées

deviennent suffisantes, on peut atteindre la rupture, (Houston et al ,2008). La rupture des sols est classiquement décrite par le critère de Mohr-Coulomb, il a exprimé sous la forme d'une relation selon laquelle la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture à la rupture ne dépend que de la contrainte normale sur ce plan , soit $\tau_{ff} = f(\sigma_{nff})$.

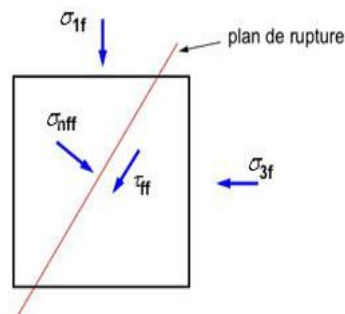


Figure I.6 Contraintes a la rupture

La résistance de cisaillement d'un sol τ_f est la contrainte maximale que le sol peut supporter sans entrer en rupture par glissement ou la stabilité d'un massif de sol dépend de sa résistance au cisaillement.

$$[\tau] < \tau_f$$

I.2.3.2. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre fondamental pour l'étude des ouvrages, elle intervient dans la définition de la capacité portante des sols pour les fondations, dans les calculs de poussée ou de butée des ouvrages de soutènement et dans les calculs de stabilité des ouvrages en terre (talus, remblai, barrages en terre...). (Luc et al, 2018). Paramètres de mécanique des sols en laboratoire se fait par cisaillement direct à la boîte de cisaillement ou par l'appareil triaxial, ont distingué deux domaines :

-Domaine des petites déformations réalisé à l'aide des essais oedométriques ou l'essai triaxial, l'objectif est de déterminer la compressibilité des matériaux, la déformation ainsi obtenue par la diminution de l'indice des vides, (Krishnaswamy, 1985).

-Domaine des grandes déformations et de la rupture, dans ce cas la rupture plastique peut être atteint et les déformations ne sont plus limitées.

****Essais de cisaillement direct à la boîte***

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement

permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne φ et sa cohésion C (dans notre cas la cohésion est nulle). Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement, (Hirshfeld, 1963).

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux-demi boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée, (Brignoli et al, 1996). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée. (Figure I.7), (Alain et al, 2016).

***Avantage** : simple, rapide, économique (peu coûteux)

***Inconvénients** : Les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées :

-Pour les sols pulvérulents : le drainage est rapide, et les contraintes appliquées sont des contraintes effectives.

- Pour les sols fins, si le cisaillement est rapide la contraintes totales et comportement à court terme, Si le cisaillement est lent ($\mu\text{m}/\text{min}$): contraintes effectives et comportement à long terme.

-La surface de l'échantillon, soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai sous l'effet du déplacement relatif des deux demi-boîtes.

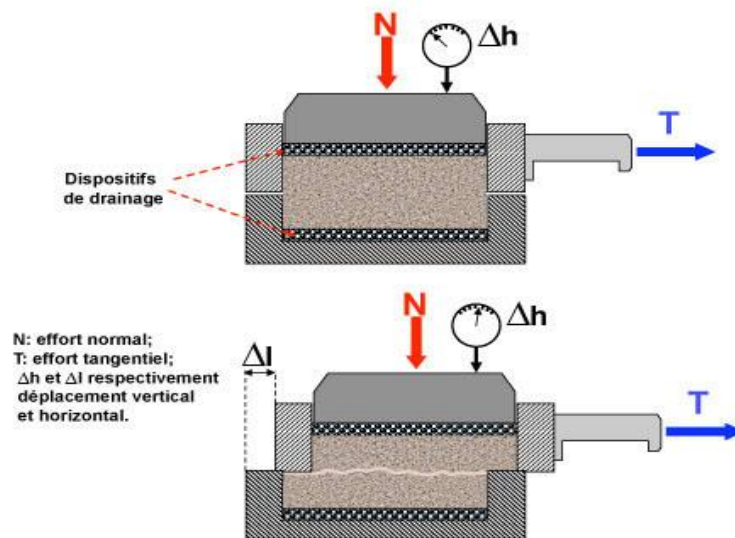


Figure I.7 Boite de cisaillement direct

**Essais à l'appareil Triaxial*

C'est l'essai de laboratoire le plus utilisé en mécanique des sols, il permet la

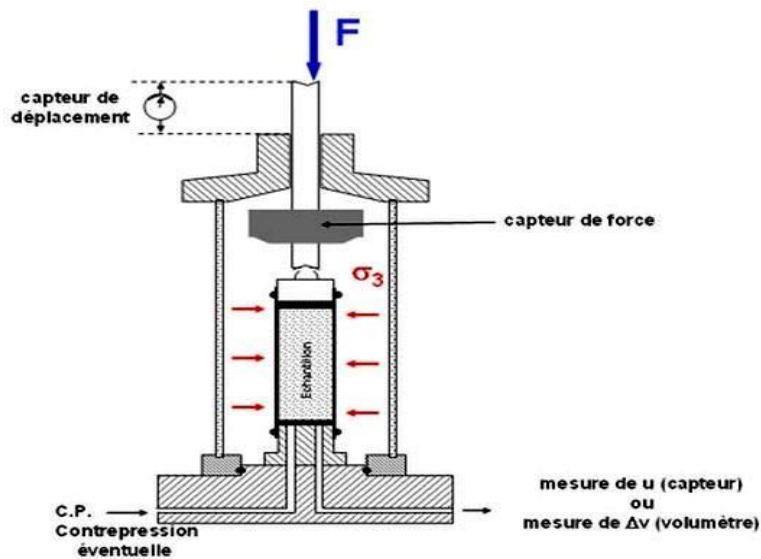


Figure I.8 Cellule triaxiale

La détermination de la résistance au cisaillement du sol avec une supériorité dans le contrôle des conditions de drainage et à sa capacité à mesurer la pression de l'eau interstitielle si nécessaire, un compte rendu détaillé du test triaxial a été présenté par (Bishop et Henkel, 1962).

- L'éprouvette de sol de forme cylindrique et de section droite circulaire est placée sur

une embase rigide munie ou non d'un disque drainant, à l'intérieur d'une enceinte étanche, sur sa surface latérale.

--L'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable.

-A la partie supérieure de l'éprouvette est placée une embase rigide munie ou non d'un disque drainant, sur laquelle vient, en général, s'appliquer un piston.

-Les essais s'effectuent en imposant à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. L'éprouvette est soumise à :

-Une pression hydrostatique imposée à l'intérieur de l'enceinte par un liquide :

-Le disque drainant inférieur et le disque drainant supérieur éventuels sont en relation avec un circuit qui :

* Soit assure le transfert de l'eau interstitielle expulsée ou absorbée par l'éprouvette

* Soit permette de mesurer, à volume constant, la pression interstitielle existant dans l'éprouvette

-Un robinet permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des disques drainants l'essai est dit drainé. S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer, l'essai est non drainé.

-Après saturation et consolidation éventuelles de l'échantillon, on impose à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Le piston s'enfonce alors et appuie sur l'éprouvette de section S en faisant croître la force F que l'on mesure tout en maintenant le confinement constant.

On obtient $F/S = q = \sigma_1 - \sigma_3$

Avec $\sigma_1 =$ contrainte axiale totale

-La courbe effort-déformation ($\sigma_1 - \sigma_3 ; \epsilon$) peut être enregistrée au cours de l'essai. La résistance au cisaillement correspond souvent au maximum du déviateur atteint lors de cette compression triaxiale. (Figure I.9).

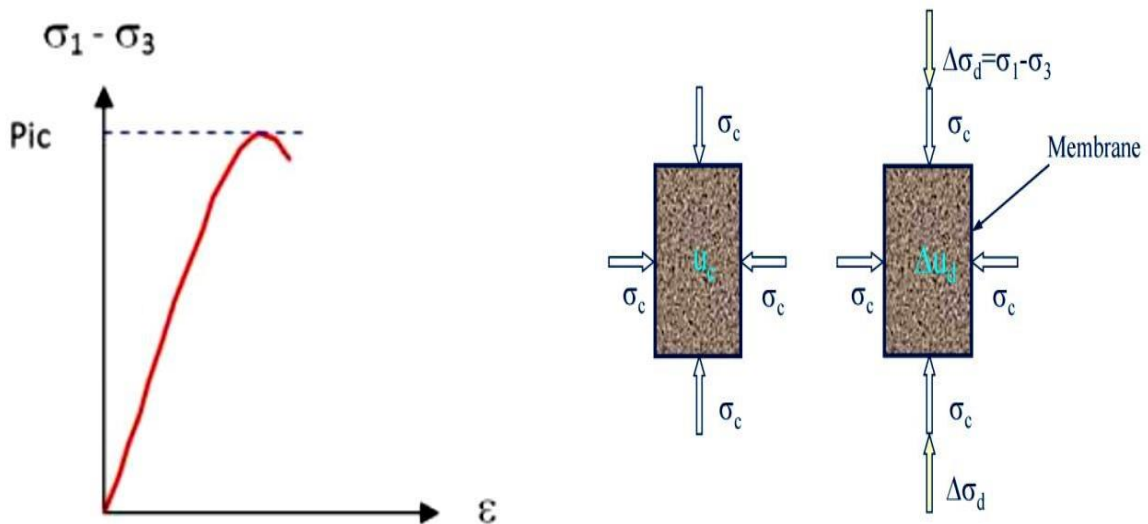


Figure I.9 Courbe effort –déformation

Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr l'état des contraintes à la rupture, soit la cohésion (c ou c') et l'angle de frottement (σ ou τ'), respectivement l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite intrinsèque (en conditions drainées ou non). (Figure I.10).

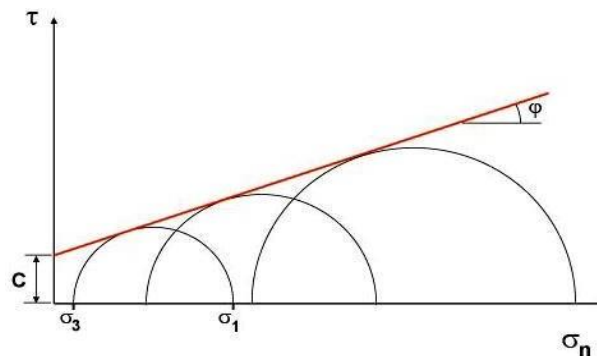


Figure I.10 Plan de Mohr-Coulomb - courbe intrinsèque

***Types d'essais de triaxiale**

***Résistance à court terme** : les sollicitations sont appliquées rapidement par rapport à la perméabilité du sol. En principe, on va imposer dans un premier temps à l'éprouvette une pression de confinement ($\sigma_1 = \sigma_3$) en empêchant le drainage l'éprouvette sera non consolidée. Puis dans un second temps, on appliquera un déviateur de contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$) toujours en empêchant le drainage. Ainsi l'éprouvette va rester à indice des vides constant tout au long de l'essai dans le cas d'un sol saturé. Ceci définit l'essai rapide : non consolidé, non drainé, noté U.U. (figure I.11)

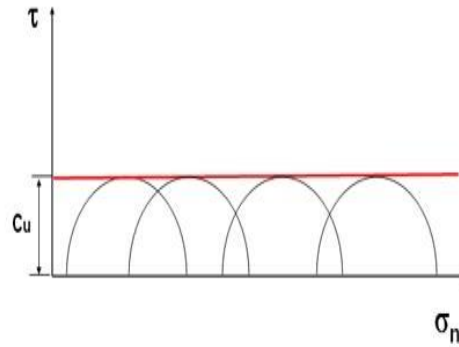


Figure I.11 Résultat d'un essai UU (sol fin).

***Résistance à long terme** : Dans ce cas, les sollicitations sont appliquées lentement par rapport à la perméabilité du sol. Durant la première phase de l'essai, on va imposer à l'éprouvette une pression de confinement ($\sigma_1 = \sigma_3$), le drainage est ouvert et l'éprouvette se rééquilibre progressivement avec diminution de l'indice des vides si la contrainte totale appliquée est supérieure à la pression de consolidation initiale. L'application de σ_3 est instantanée et on attend la fin de la dissipation de u (le rééquilibrage) pour passer à la seconde phase. L'application du déviateur de contraintes (seconde phase) est faite suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle générée à chaque instant s'annule au fur et à mesure. Durant cette phase, l'éprouvette de sol voit également son indice des vides évoluer au cours du temps. Ceci définit l'essai lent : consolidé-drainé noté C.D. (Figure I.12).

La réalisation d'un essai C.D. est très longue, on empêche le drainage et on applique le déviateur plus rapidement mais, malgré tout avec une vitesse suffisamment faible pour que la pression interstitielle ait le temps de se répartir convenablement dans l'éprouvette de sol et on mesure cette pression interstitielle, ce qui permet de calculer les contraintes effectives σ'_1 et σ'_3 , et conduit dans le plan de Mohr à un graphique équivalent à celui de la figure.

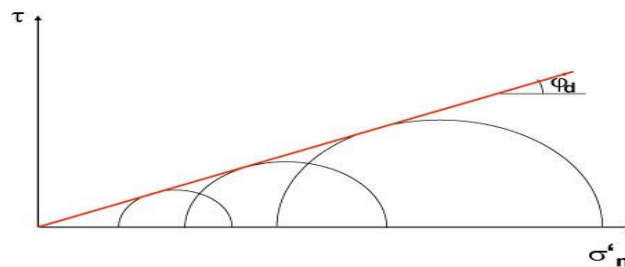


Figure I.12 Résultat d'un essai CD (sol fin)

Le critère de rupture est alors en contraintes effectives : $\tau = \sigma'_n \cdot \text{tg } \varphi'$.

On peut également tracer un graphique en contraintes totales qui permet d'obtenir un angle φ_{cu} donnant le gain de cohésion non drainée en fonction de l'évolution de la pression de consolidation (figure. I.13).

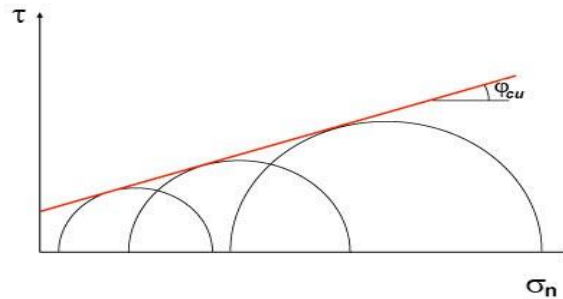


Figure I.13 Résultat d'un essai CU (sol fin)

Vue générale sur les caractéristiques de résistance au cisaillement le tableau I.1 présent tout les caractéristiques de résistance au cisaillement que l'on choisit lors d'un essai triaxial selon les conditions de consolidation et de drainage.

Tableau I.1 Les caractéristiques de résistance au cisaillement

Type de sol	Type de calcul	Caractéristiques	Type d'essai	Paramètres obtenus
Pulvérulent	Long terme ou court terme	Drainées	C.D.	C_d, Φ_d
Cohérent saturé	Court terme	Non drainées	U.U.	C_u
Cohérent	Long terme	Drainées	C.D.	C_d, Φ_d C', φ'
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainées	U.U.	C_u, Φ_u
Cohérent	Grandes déformations + long terme	Résiduelles	Alterné	C_r, Φ_r

I.2.4. Comportement des sols pulvérulent

I.2.4.1. Les courbes effort-déformation

Le comportement de ces sols pulvérulent (sableux ou graveleux), soit le sol sec ou parfaitement saturé, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales. Le comportement du sol sera lié à la compacité relative, la figure I.14 présente les résultats obtenus classiquement avec deux courbes : une courbe contrainte de cisaillement-déformation (a) et une courbe variation de volume-déformation (b).

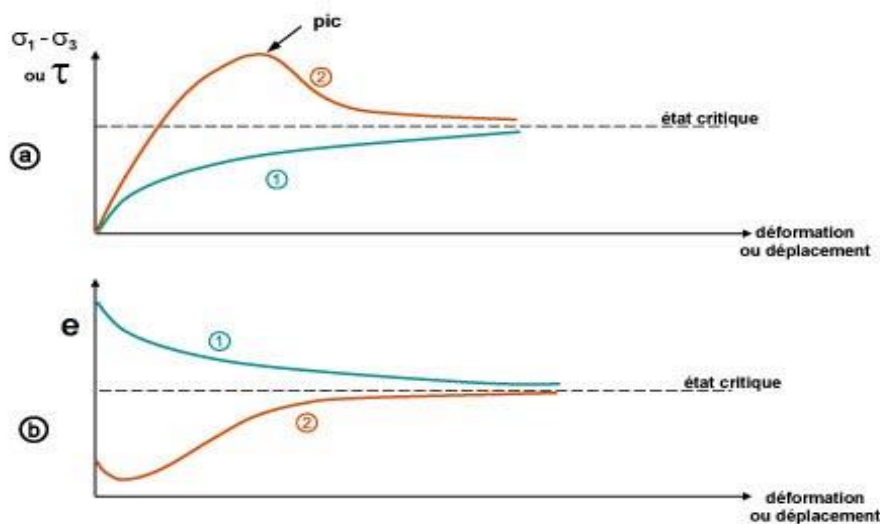


Figure I.14 Courbes caractéristiques d'un essai de cisaillement

Pic de résistance \longrightarrow Sables denses et argiles sur consolidées

Comportement asymptotique \longrightarrow Sables lâches et argiles remaniées

Dans le cas d'un sol lâche (courbe 1), la courbe contrainte-déformation croît puis tend vers une limite. Parallèlement sur la courbe variation de volume-déformation on constate une diminution de volume. Les grains du sol se rapprochent les uns des autres et l'indice des vides diminue (contraction), à l'inverse, dans le cas d'un sol compact (courbes 2), la courbe contrainte déformation passe par un pic puis décroît et tend vers la même limite de résistance que celle du sol lâche, dans la courbe qui présente le changement volumique, on remarque une légère diminution de volume puis celui-ci

augmente par désenchevêtrement des grains, on définit un comportement dilatant.

Entre ces deux types de comportement qui dépendent de la contrainte normale appliquée, on trouve un état critique où le cisaillement se produit à volume constant.

I.2.4.2. Notion de courbe intrinsèque

En Mécanique des Sols on utilise la notion de courbe intrinsèque due à Caquot. La théorie est applicable à un matériau homogène et isotrope. Dans le plan de Mohr (σ , τ) la limite d'écoulement est représentée par une courbe, appelée courbe intrinsèque, qui sépare la zone des états de contrainte possibles de la zone des états de contrainte impossibles à développer dans le matériau, l'écoulement se produisant avant figure. Lorsqu'un cercle est tangent à la courbe intrinsèque. (Wang et al, 2007), l'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe (Figure I.15). (Krishnaswamy et al, 1999).

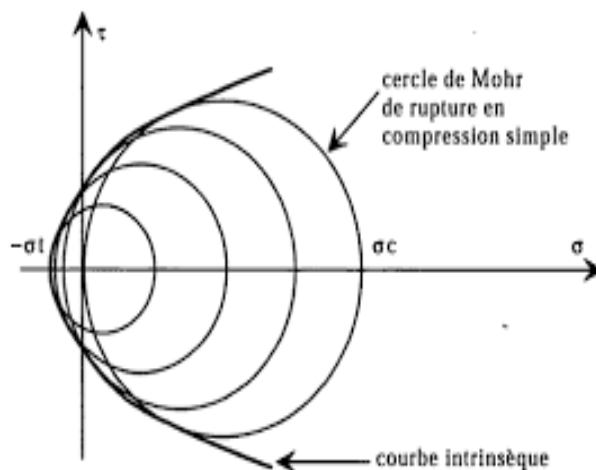


Figure I.15 Courbe intrinsèque

I.2.4.3. Critère de Mohr Coulomb

En réalisant des essais triaxiaux pour différentes valeurs de contrainte de confinement, on obtient à la rupture, des cercles de Mohr de diamètre d'autant plus grand que la valeur de σ_3 . En effet, plus le confinement est élevé plus la contrainte normale sur les plans de cisaillement est importantes. L'expérience montre que la courbe intrinsèque d'un sol est constituée par deux demi droites symétriques par rapport à l'axe (G') appelées droites de Coulomb. (Figure I.16) Equation des droites sont défini :

- Sols pulvérulents: les demi-droites passent par l'origine des axes, $\tau' = \text{tg } \varphi'$
- Sols cohérents: les demi-droites ne passent pas par l'origine des axes, $\tau' = c' + \text{tg } \varphi'$

- φ' , L'angle des demi-droites avec l'axe des contraintes est appelé angle de frottement interne.
- τ' contrainte tangentielle de rupture.

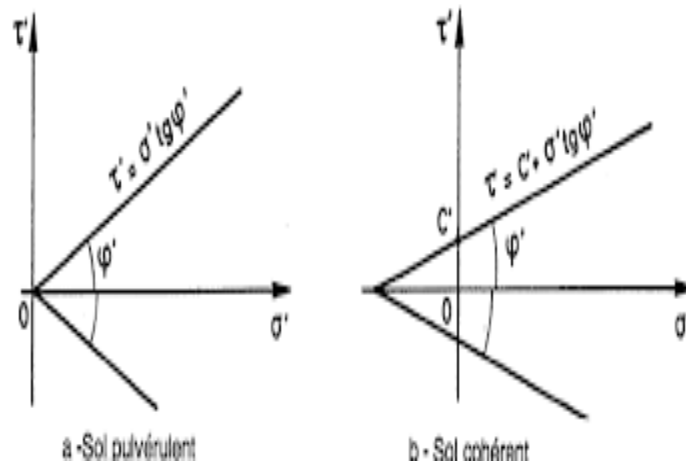


Figure I.16 Plan de Mohr Coulomb

I.2.4.4. L'angle de frottement interne

Les paramètres de nature d'un sol pulvérulent interviennent dans la valeur de l'angle de frottement, la compacité du sol est le paramètre prépondérant pour la valeur au pic. La relation suivante : $\varphi = K/e$, La valeur de K étant fonction de la nature du sol (voir Tableau I.2).

Tableau I.2 Valeur du coefficient K

Nature du sol	Coefficient K
Gros sable	0,60 – 0,55
Sable moyen	0,55 – 0,475
Sable fin	0,475 – 0,400
Sable siliceux	0,400 – 0,325

L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains. Il sera plus élevé si les grains sont rugueux que s'ils sont lisses et plus élevé pour les grains anguleux que pour les grains ronds. La granularité intervient également en principe. L'angle de frottement interne a la même valeur que le sable soit sec, humide ou saturé. La raison en est que le frottement entre les grains n'est pas altérés ou modifié par la présence d'eau.

I.2.5. Les paramètres intrinsèques

I.2.5.1. La cohésion C

C est la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physico-chimique. Elle n'existe pas dans les sols grenus qui ne possèdent pas de telles liaisons. Elle est relativement élevée pour les sols fins fortement sur consolidés. Elle disparaît dès que ces liaisons sont cassées par le cisaillement. (Ishihara et al, 1982).

I.2.5.2. L'angle de frottement interne Φ°

Il traduit le frottement dans le glissement grain sur grain pour un sol grenu, sa valeur dépend sensiblement de l'état de compacité du matériau en place. Comme cet état est difficilement mesurable, donc difficilement reproductible en laboratoire, il faut là encore faire attention à la valeur des résultats d'essais. Dans le cas des sols fins, on a pu mettre en évidence l'influence de la nature minéralogique des composants argileux sur la valeur de Φ . On note ainsi que la présence de montmorillonite, qui donne naissance à des valeurs élevées de la plasticité, est néfaste à la résistance au cisaillement. Ce matériau ayant de plus, la faculté de gonfler en présence d'eau, est source de nombreux ennuis.

I.2.6. Influence des paramètres d'état initial

I.2.6.1. Rôle de l'indice des vides initial

Il est indispensable de savoir qu'il est indifférent de caractériser la compacité d'un matériau donné par son indice des vides (e) ou par sa masse volumique sèche.

L'indice des vides initial joue un rôle important car il influence directement la résistance au cisaillement, cette dernière qui diminue continuellement lorsque la déformation augmente dans le cas d'un sable dense.

I.2.6.2. Rôle du niveau de contrainte isotrope

Lorsqu'on réalise des essais sur les sables à même indice des vides initial sous pressions cellulaires isotropes ($\sigma_1 = \sigma_3$) on observe différents comportements. Un sable dense pour des petites valeurs de σ_3 et un comportement du type sable lâche pour des grandes valeurs de σ_3 .

En générale on observe que la résistance au cisaillement augmente avec l'accroissement de la pression isotrope σ_3 , (Djedi, 1991).

La courbe intrinsèque dite souvent (Droite de Mohr – coulomb) définit un angle de frottement à la rupture ainsi diminue quand la contrainte isotrope σ_3 augmente. Ceci peut être expliqué par le fait qu'une forte pression latérale σ_3 provoque d'avantage l'écrasement des grains et de leurs aspérités, (Conforth, 1964).

I.2.6.3. Indice des vides critiques

L'état critique traduit un comportement asymptotique du sol à la rupture où la déformation se produit sans variation de volume. dans le plan indice des vides – déformation axiale. Cette valeur limite est connue sous le nom de l'indice des vides critiques, introduit par Casagrande en (1936) et Poulos (1981). La mise en évidence de cette valeur nécessite des déformations importantes parfois jusqu'à plus de 30%, or ceci n'est pas facile à obtenir surtout dans le cas des sables fortement dilatants, où la déformation provoque souvent la localisation de la déformation volumétrique dont les bandes de cisaillement apparaissent dans ce cas. Donc on peut définir la pression critique comme la contrainte moyenne pour laquelle le changement de volume finale est nul pendant le cisaillement. (Monnet et al, 1979).

I.2.6.4. Variation de volume :

L'essai drainé est caractérisé par la mesure du changement de volume, où on distingue deux types de comportement suivant la compacité du sable. Concernons les sables lâche le volume final de l'échantillon est inférieur au volume initial, donc il a tendance à la contractante. Inversement pour les sables denses le volume augmente au cours de l'essai et il aura tendance à la dilatante. En conditions drainées de compression le sable présente, pour une pression donné, un passage de la phase contractante à la phase dilatante par l'intermédiaire d'un taux de variation volumique nulle. Se seuil permet de définir un état caractéristique du sable, pour lesquels :

- Le taux de variation volumique est nul
- Un seuil de changement de comportement,
- La déformation du sol est faible devant la rupture.
- Une indépendance vis-à-vis l'indice des vides initiaux.
- Une insensibilité à la granulométrie initiale.

I.3 CONCLUSION

Dans le cadre de cette revue bibliographique, nous soulignons les points importants suivants :

- ✓ L'existence d'une grande variété des sols sur le site des de génie civil mène a une première phase d'étude géotechnique consiste a défini les natures des terrains soit en laboratoire ou in situ.
- ✓ Les systèmes de classification des sols sont ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques.
- ✓ La résistance au cisaillement des sols est un paramètre fondamental pour l'étude des ouvrages, elle intervient dans la définition de la capacité portante des sols pour les fondations, est défini comme étant la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter.
- ✓ Deux principaux types d'essais en laboratoire sont utilisés pour déterminer la résistance au cisaillement, Essai de cisaillement direct ou boîte de Casagrande, et l'essai triaxial.
- ✓ La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature, l'état et la compacité du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés.

II.1 INTRODUCTION

La nécessité d'utiliser des terrains de plus en plus médiocres pour les constructions de Génie Civil n'a fait que croître au cours des dernières décennies. D'une part le développement des grandes agglomérations urbaines a progressivement imposé de réaliser dans des zones de terrains en place et qui sont souvent les plus médiocres, (des fondations, des grandes excavations, des tunnels...). D'autre part le sol, matériau peu coûteux, est devenu de plus en plus un matériau de construction et l'on cherche, pour des raisons souvent économiques, à pouvoir utiliser les sols de qualité médiocre. Il en a résulté le développement d'un très grand nombre de techniques destinées à augmenter les caractéristiques mécaniques globales des sols en place ou rapportés. On peut distinguer deux grandes catégories de techniques, celles où la structure du sol est améliorée, notamment au niveau des contacts entre les grains, par un additif, un liant, un coulis, ou modifiée par réduction des vides entre les grains, pour atteindre un état plus dense, ce sont les techniques d'amélioration des sols ou l'on place dans le sol des éléments structuraux pour augmenter principalement la résistance mécanique, ce sont les techniques de renforcement des sols.

II.2 LE RENFORCEMENT DES SOLS

Le renforcement des sols est un domaine récent, (Schlosse et al, 1984). Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Le traitement des sols est souvent exécuté pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs, (Kumar et al, 2014).

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique.
- la stabilisation thermique.
- la stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

II.2.1. Type de stabilisation

II.2.1.1. Stabilisation chimique

La stabilité des sols par l'ajout des additifs permettant d'améliorer les caractéristiques des sols sont classés en deux grandes familles : les sels et les liants.

****les Sels***

Plusieurs sels minéraux à différentes concentrations (Chlorure de potassium, Chlorure de sodium, Chlorure de calcium, Sulfate d'ammonium), sont utilisés dans la stabilisation chimique des sols surtout pour les sols gonflants dont il augmente la concentration ionique de l'eau libre.

****Les liants***

-La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue, l'utilisation de cette technique permet :

1-D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.

2-De diminuer la plasticité et la densité sèche ainsi d'augmenter la résistance du sol et W_{opt} .

3-De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé

4-Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, la limite de retrait, il diminue la plasticité et réduit le potentiel de variation de volume.

II.2.1.2. Stabilisation thermique

Le principe de cette procédure est d'augmenter la température du sol dans le but de réduire la répulsion électrique entre les particules, mais cette technique est très coûteuse.

II.2.1.3. Stabilisation mécaniques

**Le compactage* est une méthode la plus simple et économique, il est employé typiquement pour augmenter la densité du sol et réduit les indices de vide. Les conducteurs des machines doivent faire attention lors du compactage du sol, l'augmentation de pression peut écraser les agrégats et le sol perd leur propriété de résistance.

**Addition des matériaux*

C'est une méthode économique, qui permette d'améliore les caractéristiques du sol, il s'agit d'augmenter la résistance du sol ou diminuer son plasticité en ajoutant des agrégats ou des fibres.

**Remédiassions mécanique*

Généralement, le remédiassions mécanique a été la méthode la plus admise pour traiter la contamination du sol. Au lieu de transporter le sol contaminé à la décharge public et le remplacé par un autre bon sol, la technique bio remédiassions s'avère la meilleure solution pour ce cas.

II.2.2. Avantages de stabilisation du sol

- *Améliore la résistance du sol.
- *La durabilité.
- *Réduit le potentiel de variation de volume.
- *Imperméabilise le sol.
- *Diminuer la teneur en eau.
- *Solution économique.

II.2.3. Définition du renforcement des sols

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

II.2.4. Types de renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Le tableau II.1 donne une classification des principales techniques de sol renforcé en fonction de la géométrie des renforcements et du type de sol (sol rapporté ou en place).

Tableau II.1 Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés

Type de sol	Techniques de renforcement des sols		
	Renforcements unidimensionnels (linéaires)	Renforcements bidimensionnels	Renforcements tridimensionnels
Sols rapportés	Terre Armée (armatures métalliques)	Treillis métalliques horizontaux	Micro renforcements (disquettes, plaquettes)
	Procédé Freyssisol 'armatures en matière synthétique : Paraweb	Mur Tervoile (treillis verticaux)	Fibres (métalliques, géosynthétiques)
	Murs VSL (bandes de treillis métalliques)	Nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites)	Texsol (fil continu)
	/	Procédés utilisant des Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-TEX)	/
Sols en place	Micropieux (groupes ou réseaux)	/	/
	Clouage en soutènement et en pente	/	/

II.2.4.1. Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pneutex, les géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Armapneusol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments.

Une autre technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terramesh dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des

matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient écrêtés.

II.2.4.2. Renforcement par ancrages

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage, (Tavakoli et al, 2017). Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contre butée, les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton. La figure II.1 montre le principe de renforcement par ancrages.

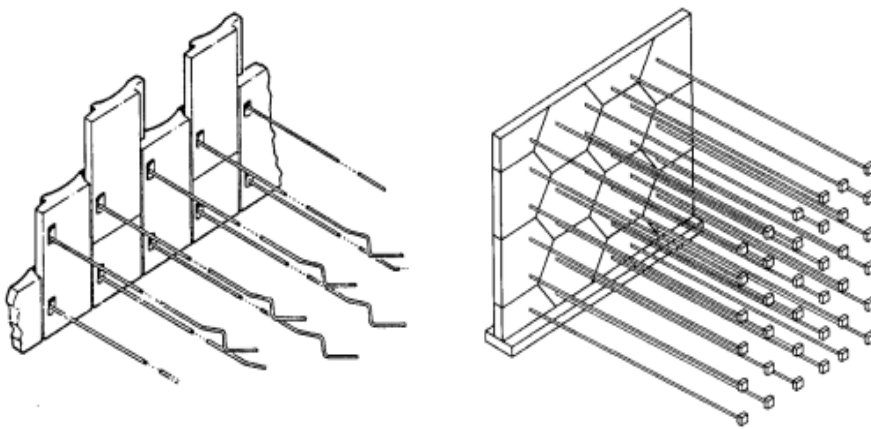


Figure II.1 Renforcement par ancrages

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée d'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère comme indiqué dans la Figure II.2.

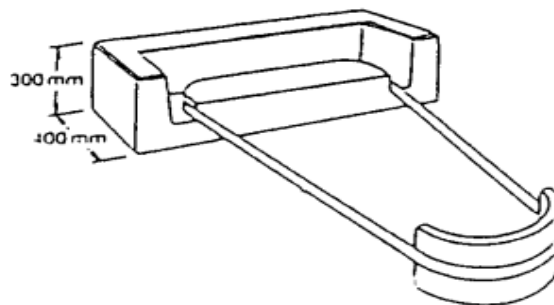


Figure II.2 Bande en polymère

II.2.4.3. Le renforcement par géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases des fibres polymères utilisés dans les sols, (Zhang et al, 2006). Leurs domaines d'utilisations en génie civil sont très vastes particulièrement en géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations. (Haeiri et al, 2000).

II.2.4.4. Le renforcement par geogrilles

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses, (Zhang et al ,2006). En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure II.3 présentes le détail d'un géogrille uniaxiale (Huabao et al, 2008).

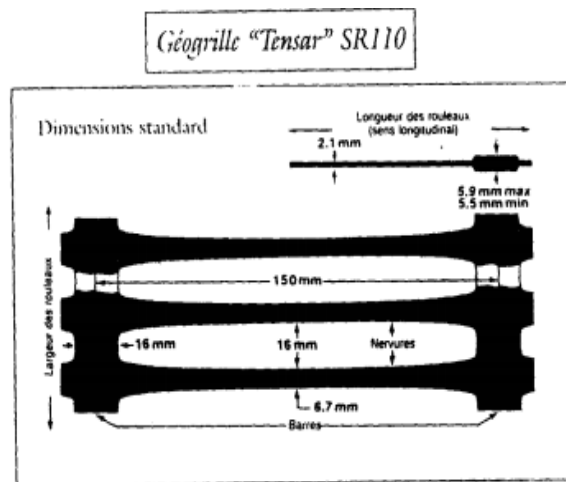


Figure II.3 Exemple de géogrille uniaxiale

II.2.4.5. La terre armée

La figure II.4 expose les principaux composants de la terre armée :

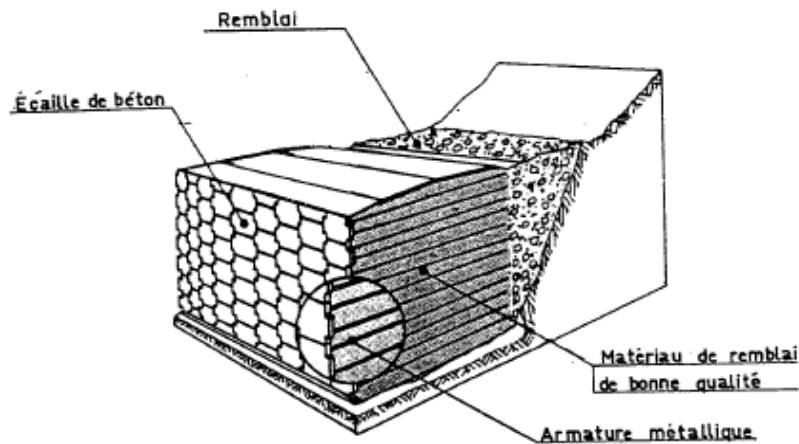


Figure.II.4 Principe d'un massif en terre armée

**Assise du premier rang*

C'est une assise réalisée sous le pied du massif pour faciliter la pose du premier rang de panneaux et assurer le bon alignement, elle est généralement constituée de grave correctement compactée ou en béton maigre (Rong et al, 2013).

**Terres pour remblai*

En général les terres utilisées pour le remblai sont déterminées pour la stabilité des structures de sol renforcé. En effet, il est possible d'utiliser n'importe quel type de terre mais il faut le traiter de telle sorte que l'angle de frottement interne soit élevé, par conséquent les sols granulaires (sable, graviers ou fragments de pierres) qui ont un angle de frottement interne élevé s'avèrent être la meilleure solution (Tang et al, 2007).

**Les armatures*

Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- Acier inoxydable ou acier doux galvanisé
- Fibres de verre
- Géosynthétiques

Les armatures sont alors composées de fibres en polyester gainées d'une couverture de polyéthylène. Il existe deux types d'armatures métalliques :

- Les armatures lisses pour lesquelles l'angle de frottement sol-inclusion n'est jamais supérieur à l'angle de frottement interne ϕ du sol
- Les armatures rugueuses dites « haute-adhérence » pour lesquelles l'angle peut être supérieur à ϕ . Ces armatures présentent des crénelures qui ont pour effet l'augmentation de la valeur d'angle de frottement interne.

II.2.5. Définition de geosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant 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 dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

II.2.6. Caractéristiques des geosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit Avoir une bonne résistance à la rupture et mobiliser le frottement du sol, la traction est défini par son module de raideur en traction.

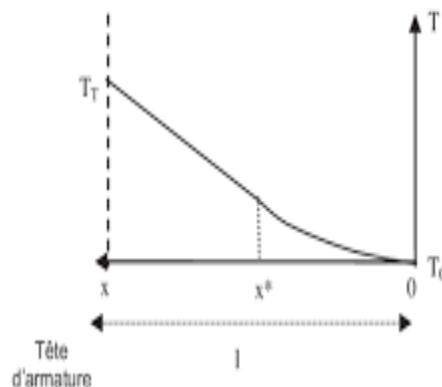


Figure II.5 comportement d'une inclusion à la traction

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élasto plastique à l'interface sol / géosynthétique. Figure II.5.

II.2.6.1. Resistance a l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris... , des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier. Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement, (Taalah et al, 2014).

II.2.6.2. Coefficient de frottement $f\phi$

Les valeurs du coefficient de frottement $f\phi$ disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Quelques valeurs sont proposées par défaut dans les codes de calcul. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles. Des valeurs très inférieures ont cependant pu être mises en évidence lors d'essais spécifiques (Broms, 1977).

En ce qui concerne les sols grossiers, les valeurs de $f\phi$ sont difficilement accessibles, comme en témoignent les résultats d'essais sur sols grossiers (torrent du Rif-Fol). Le chercheur, Tacnet (1999), a trouvé des coefficients de frottement sol / géogrille de l'ordre de 0,5. En revanche ce coefficient est de 0,7 pour le géotextile collé sur plaque en bois. Les conditions d'essais influent donc largement sur les résultats. Le jeu de valeurs de $f\phi$ disponibles actuellement est insuffisant pour dimensionner des ouvrages en sols grossiers. Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

Tableau.II.2 : valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction de l'angle de frottement sol

Coeff de frottement f_p	Angle de frottement du sol	Angle de frottement du sol/geot
0,7	25	18
	30	22
	35	26
	40	30
	45	35
0,8	25	20
	30	25
	35	29
	40	34
	45	39
0,9	25	23
	30	27
	35	32
	40	37
	45	42

II.2.7. Types de geosynthetiques

II.2.7.1. Geotextiles

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes) et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

- *Géotextiles non tissés* : la fabrication consiste au filage en continu des fibres, à leur étirement, avant de les napper et de les lier par aiguilletage ;
- *Géotextiles tissés* : leurs bandelettes en polypropylène sont fabriquées par un procédé d'extrusion, elles sont ensuite tissées.

II.2.7.2. Géogrilles

Sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants des sols, (Madhavi et al, 2007). La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille (Figure II.6). Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille. On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales (Abbas et al, 2013).

-*Mono-axiale*: la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre (Kargar et al, 2017).

-*Bi-axiale*: la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

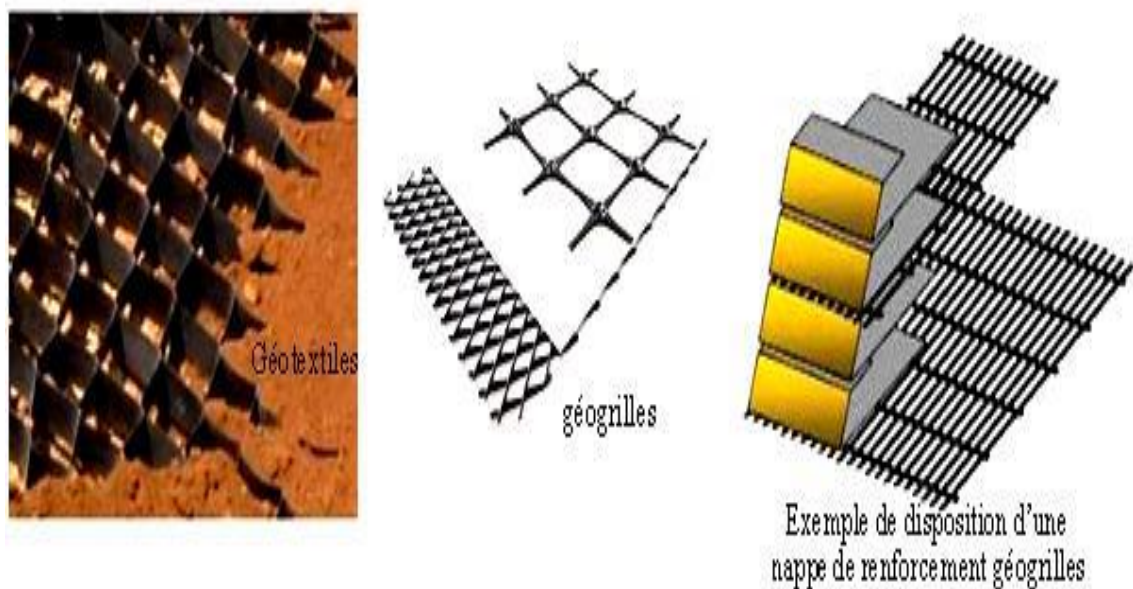


Figure II.6 Nappes de renforcement géotextiles et géogrille

[Combarieu 1996].

II.2.7.3. Les geomembranes

Sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport (Masanori et al, 2018).

II.2.7.4. Geocomposite

Les géocomposites résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géogrilles, des géotextiles-geomembranes, des geomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- Les vinyliques, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- Les acryliques sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- Les polyamides (Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- Les polyesters (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases (Leshchinsky et al, 2017).
- Les polyoléfines telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont

également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

***Avantages de l'utilisation des géosynthétiques pour le renforcement:**(figure II.7)

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau.
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités.
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel.
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale).
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.
- Préservation de l'aspect naturel du paysage.
- Optimisation des coûts de construction.

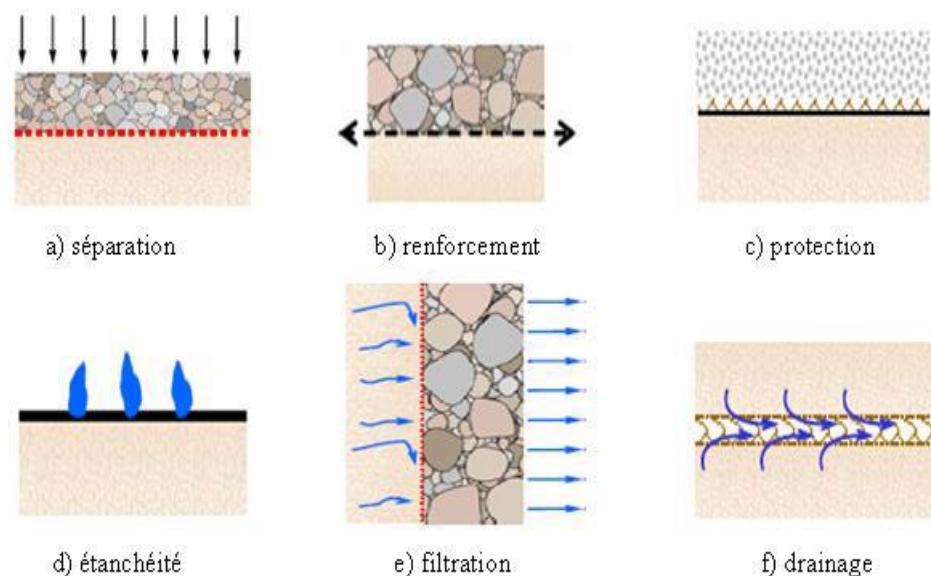


Figure II.7 Rôles principaux des matériaux géosynthétiques

II.2.8. Principe de fonctionnement

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles,.. etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure II.6 .

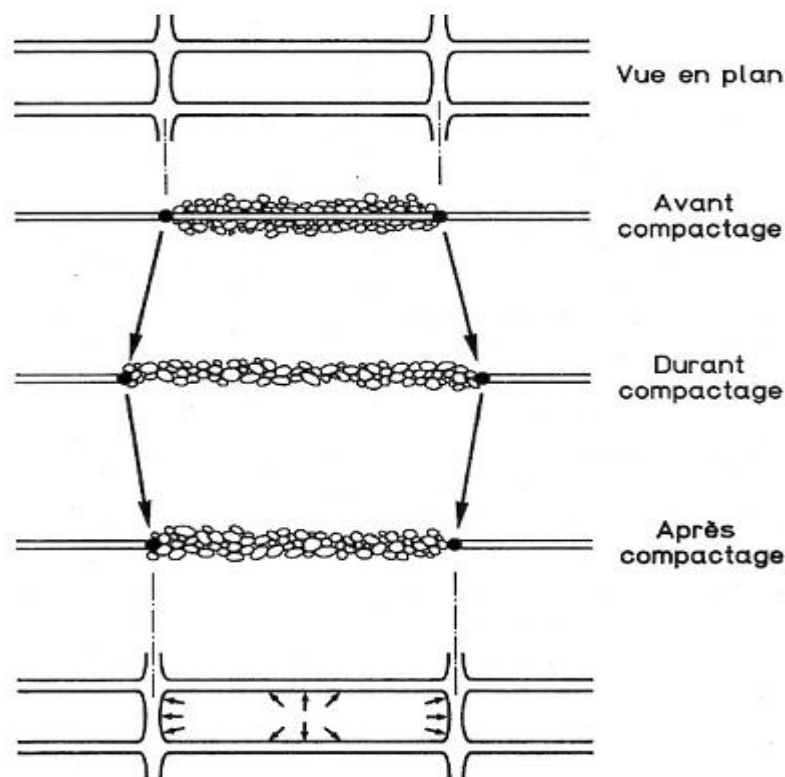


Figure II.8 Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage

II.2.9. Renforcement par fibres

II.2.9.1. Géotextiles à base de fibres aramides

Il y a encore quelques années, les géotextiles à base de fibres polyéthylène téréphtalate étaient couramment utilisés pour le renforcement des sols. (Eldesouky et al, 2016). Compte-tenu de leur vieillissement prématuré en milieu alcalin (sols traités à la chaux, au ciment, au laitier, ou au voisinage de la peau superficielle de béton durci)

(Taalah et al, 2014). Des solutions de remplacement telles que les géotextiles à base de fibres polyaramides, utilisées depuis une dizaine d'année pour le renforcement des sols, ont donc été envisagées (Benneton et al, 1997), il est maintenant établi d'exclure leur emploi à des $\text{pH} \geq 10$, (Figure II.9).



Figure II.9 : la fibre d'aramide

II.2.9.2. Fibres synthétiques

Les fibres synthétiques sont fabriquées avec des polymères de synthèse obtenus à partir de substances ou de composés fournis par l'industrie pétrochimique. Elles ont fait leurs apparitions au début de 20^{ème} siècle, un grand nombre de fibres synthétiques ont été mises au point elles possèdent chacune des propriétés qui répondent à un type particulier d'application. (Sung-Sik et al, 2009), (Latif et al, 2017).

Ces fibres, tout comme les fibres artificielles, sont obtenues par filage. Elles suscitent l'intérêt de beaucoup d'industriels pour leur faible coût, leur disponibilité et leur indépendance des saisons et surtout la possibilité de les adapter et modifier leurs propriétés, par contre, elles sont très critiquées quant à leur comportement vis-à-vis de l'environnement que ce soit pendant le processus de fabrication ou après leur utilisation et les difficultés de leur recyclage ,(Yilmaz et al, 2009).

Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont:

- *Les polyamides.
- *Les polyesters.
- * Les dérivés polyvinyliques.

* Les polyoléfinés : les polyéthylènes et les polypropylènes, (Taallah et al, 2014), (Kafodya et al, 2018).

II.2.9.3. L'effet de la stabilisation par les fibres sur les propriétés des sols

La stabilisation des sols a été effectuée depuis l'antiquité, les Mésopotamiens et les Romains ont découvert séparément qu'il était possible d'améliorer la capacité portante des voies en mélangeant les sols faibles avec un agent stabilisant comme le calcaire ou le calcium sous forme de poudre, (Maher, 1990).

Le principe de la stabilisation du sol est une action de la nature, on peut le voir à travers la présence des racines des plantes dans les sols, (Yetgin et al, 2003). Les fibres qui forment ces racines pénètrent et s'orientent dans le sol de façon aléatoire, (Ohashi, 1983). Ces fibres végétales améliorent la résistance du sol et la stabilité des pentes naturelles (Kaniraj et al, 2003). Par conséquent, le concept de stabilisation par des fibres a été reconnu il ya plus de 5000 ans. Par exemple, les civilisations anciennes mélangent la paille dans le matériau terre afin de créer des blocs de construction renforcés. Il existe plusieurs exemples de renforcement du sol comme la Grande Muraille de Chine (premier exemple de terre renforcée en utilisant des branches d'arbres comme éléments résistant à la traction (Rao et al, 2005). Dans l'histoire moderne de la stabilisation des sols, le concept et le principe du renforcement des sols a été développée par Vidal (1969). Il a démontré que l'introduction d'éléments de renforcement dans le sol augmente sa résistance au cisaillement (Chunling et al, 2012) par conséquent, les efforts pour utiliser des matériaux fibreux ont été lancés. Depuis l'invention par Vidal en (1969), près de 4000 structures ont été construites dans plus de 37 pays à ce jour en utilisant le concept de renforcement du matériau terre (Aliya et al, 2018). Plusieurs recherches ont été effectuées sur la stabilisation des sols par des fibres naturelles ou synthétiques, on donne ci-après quelques détails sur deux types de fibres, le premier est naturel, il s'agit des fibres de palmier, et le deuxième est synthétique, c'est les fibres de polypropylènes (Yetimoglu et al, 2002).

II.3 UTILISATION DES MATERIAUX EN PLASTIQUE DANS LE RENFORCEMENT DES SOLS

II.3.1 La technique pneusol

L'Agence Nationale pour la Récupération et l'Élimination des Déchets (ANRED), Syndicat national du caoutchouc et des polymères classe le Pneusol une technique mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en 1971 comme une valorisation originale. Cette technique consiste à utiliser des pneus usagés entiers dans des applications géotechniques. Actuellement, plus de deux cent cinquante ouvrages en Pneusol ont été construits en France et dans d'autres pays comme l'Algérie, les États-Unis, la Jordanie ou le Brésil, etc. dans différents domaines du Génie Civil (remblai léger, mur de soutènement, protection de pente et de berges, etc...), (Trouzine et al, 2008).



Figure II.10 Chantier expérimental Pneusol à Bou-Smail, , Meddah.A, (2015)

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicules légers, reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés comme le montre la figure II.10.

**Les avantages de la technique de Pneusol*

Les principaux avantages de la technique de Pneusol aux ouvrages utilisant sont essentiellement :

-Une souplesse d'adaptation permettant de supporter des tassements différentiels important.

- Une meilleure répartition des efforts dans la masse du matériau et sur les fondations.
- Valorisation de déchets.
- Montage simple et économique.
- Mise en œuvre facile a réalisé.

II.3.2 Renforcement des sols par déchets plastiques

L'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, pour tout ouvrage de génie civil, est une préoccupation des géotechniciens. Une technique de renforcement consiste à adjoindre dans le sol des inclusions dans le but d'améliorer leurs propriétés mécaniques, le renforcement des sols par les inclusions souples (non tissées) a été proposé par (McGowon, 2000), une méthode optimiser pour évoluer la résistance et diminuer les coûts, tout en gardant le facteur de sécurité, durant ces dernières années Les développements technologiques actuels en matière de renforcement des sols s'orientent vers des solutions techniques plus économes et plus respectueuses de l'environnement par la réutilisation et la valorisation des déchets plastiques(sac ,bouteille,..),qui connaissent une augmentation sensible liée à leur utilisation diversifiée. (Jewel et al, 1984).

Belabdelouhab et al, 2009 ont proposé un procédé de renforcement géotechnique basé sur l'association de déchets de plastique et de terre qui permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols, et constitue une solution économique et écologique aux problèmes posés par les déchets, (Diambra et al, 2010) a effectué d'essais de laboratoire (ancrage, frottement, cisaillement), utilisons des matériaux discontinus et formés de morceaux souples enchevêtrés les uns aux autres. Afin de représenter le mode réel de rupture lors d'un glissement d'un remblai, un essai de cisaillement a été mis au point, (Kim et al, 2008). Un appareil a été conçu et construit. Ce type d'essais présente également des avantages par rapport aux expériences sur ouvrages réels:

- la rapidité et le faible coût.
- le contrôle et l'étude de l'influence des divers paramètres
- la reproductibilité des essais.
- l'étude du comportement des ouvrages à la rupture.

-Le sol utilisé dans le programme d'essais est une grave roulée provenant des carrières de la région lyonnaise, de granulométrie serrée comprise entre 5 mm et 12 mm, Le renforcement a été effectué par des nappes de deux types de déchets:

- des feuilles de polyéthylène translucide
- des déchets de matières plastiques souples constitués essentiellement de sachets d'emballage. Les essais ont montré que:

- ✓ plus la quantité et la taille des matières plastiques augmentent, plus le chevauchement et le recouvrement entre les morceaux sont importants. Le comportement du renfort discontinu tend vers celui de la nappe continue
- ✓ la comparaison des valeurs du gain de cohésion théorique et expérimentale permet de quantifier la résistance de cisaillement effective apportée par les nappes discontinues.
- ✓ la valeur de l'angle de frottement d'interface grave plastique déterminée par l'essai d'arrachement est inférieure à celle obtenue lors des essais de frottement.

II.4 APPLICATIONS DES GEOSYNTHETIQUES EN SOUTÈNEMENT

Dans les ouvrages renforcés par inclusions, le parement a pour rôle essentiel d'assurer le confinement du sol entre les différentes nappes de renforcement. Dans le cas d'un renforcement par géotextiles, le parement est le plus souvent constitué par les nappes repliées sur elles-mêmes, (Safadoust et al, 2013). Ce type de configuration qui a pour effet de minimiser les poussées sur le parement en état de service. On peut citer un autre type de parement consiste à utiliser en sandwich entre les nappes, des éléments de type cellulaire, qui peuvent être préfabriqués en béton ou formés simplement de gabions ou sacs de sable (Michalowski et al, 1996).

II.5 IMPORTANCE DES DEFORMATIONS LATÉRALES DANS LE CALCUL DES STRUCTURES DE SOUTÈNEMENT

La plus part des méthodes de calcul des structures de soutènement des sols, utilisent l'analyse d'équilibre limite (Chelghoum, 2006).

II.5.1 Pour les structures de soutènement en sol renforcé

Plusieurs méthodes d'analyses à l'équilibre limite pour vérifier la stabilité interne des structures de soutènement en terre armé, ont été proposées, ces méthodes dérivent des méthodes classiques de COULOMB et RANKINE et utilisent la même hypothèse de calcul que les méthodes pour le calcul des structures de soutènement conventionnelles à savoir :

-Les forces de traction augmentent linéairement avec la profondeur.

-L'angle de frottement interne max est mobilisé au même instant à travers toute la masse de sol instable.

Pour les systèmes de soutènement renforcé par des armatures souples et flexibles, l'hypothèse de la distribution triangulaire des forces de traction dans le renforcement implique que la déformation latérale augmente avec la profondeur et par conséquent il en est de même pour l'angle de frottement interne, ou Φ est supposé constant, (Lee et al, 2000).

Les structures de soutènement de sol renforcé par des inclusions flexibles, tel que les polymères sont des structures dont il faut contrôler les déformations, pour éviter une rupture dans le sol ou armatures. Il faut donc toujours avoir une compatibilité entre les déformations dans le sol et la déformation dans les inclusions. Pour cela la magnitude des déformations latérales susceptibles de naître dans le sol et qu'il faut prendre en compte dans l'analyse à l'équilibre limite doivent être déterminées et vérifiées à celles provoquant la rupture des armatures (Rowe et al, 1999).

Les structures de sol armé avec des inclusions extensibles sont construites dans des remblais de sol granulaires compacts et leurs déformations latérales de traction sont souvent confondues avec les déformations axiales à la rupture de l'ordre 8% à 10%.

Les paramètres de résistance correspondant à ces déformations axiales sont généralement utilisés pour le sol. Les forces de traction dans les armatures proches de la direction des déformations latérales principales de tractions doivent être limitées uniquement aux forces de traction développées à ce niveau (c'est-à-dire au niveau des déformations latérales). Cependant une fois leur résistance passe le pic, les sols compacts réduisent leur résistance et atteignent une valeur constante. Ainsi, les paramètres de résistance de sol au pic ne peuvent en aucun cas être pris comme une

condition d'équilibre limite. Par la suite avec l'augmentation des déformations la résistance des sols diminue pour atteindre une valeur constante, à ce stade le renforcement commence à mobiliser plus de force et le système composite reste par conséquent en équilibre. L'état d'équilibre est atteint lorsque les déformations latérales dans le sol causeront la rupture des armatures. D'où, l'emploi de l'analyse des méthodes d'équilibre limite est conditionnée par :

-Les déformations latérales dans le sol sont suffisantes pour atteindre une résistance à volume constant.

-La déformation latérale de traction dans l'armature est suffisante pour atteindre la condition d'une vitesse de déformation minimale.

-Pour cela les déformations latérales engendrant une résistance des sols à l'état ultime et au pic doivent être étudié et déterminer (Chelgoum, 2006).

II.6 LES GEOSYNTHETIQUES DANS LE RENFORCEMENT DES TALUS

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques, les nappes de géotextile, géogrille ou bandes ils sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle.

II.6.1 Fonctionnement interne

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre Armée, etc.), le rôle de géosynthétique dans le renforcement est d'ajouter les propriétés la traction au sol (qui est un matériau de bonne caractéristique à la compression), pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristique de résistance à la traction et à la compression. La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage des géosynthétiques, fonction du frottement relatif sol - géosynthétique et de leur résistance ultime.

II.6.2 Fonctionnement externe

Le fonctionnement des ouvrages en remblai renforcé ne diffère donc pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, de type mur-poids en béton. Il repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. S'agissant d'un ouvrage souple et de grande largeur à la base, le problème du renversement ne se pose généralement pas.

II.6.3 Stabilité globale

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé, l'utilisation du renforcement sous la base du remblai permet une augmentation du coefficient de sécurité, (Hou et al, 2017).

II.6.4 Efforts mesurés dans le renforcement

En cours de construction, les efforts mesurés en place dans le renforcement sont généralement faibles par rapport aux résultats du dimensionnement (Rowe et al, 2002). À long terme par contre, après la fin de la construction, la traction admissible dans le géotextile diminue généralement du fait du fluage du produit (Khedkar et al, 2009). D'autres causes de la diminution de la résistance du renforcement à long terme sont plus difficiles à prendre en compte l'endommagement à la pose du géosynthétique.

II.6.5 Déformations mesurés dans le renforcement

Les différents auteurs s'accordent par ailleurs sur le fait que les déformations dans le renforcement pendant la construction du remblai restent très faibles par rapport aux valeurs données par les calculs (Rowe et al, 2000), un allongement donné de 0.2 %, alors que le renforcement était dimensionné pour un allongement de 5 % à l'effort de traction maximal, (Tatsuoka et al, 1991). Pour expliquer ces écarts. Après la fin de la construction, les déformations dans le renforcement augmentent du fait du fluage du géosynthétique ou du sol de fondation. Le fluage du géosynthétique dépend évidemment de la matière qui le constitue (Kumar et al, 2014).

II.7 TRAVAUX ANTERIEURS

Plusieurs travaux de recherche ont été initiés un peu partout dans le monde afin d'étudier et élucider la stabilisation et l'amélioration des caractéristiques des sols.

Ci-dessous sont présentés et commentés les plus récents travaux antérieurs.

Rowe R.K et al, (2000) Ont étudié le comportement des remblais renforcés par des géosynthétiques dans les conditions drainés et partiellement drainées sur des fondations. Les effets de la rigidité de renforcement, la consolidation partielle du sol de fondation pendant la construction du remblai et les sols de fondation avec différents profils de résistance non drainée initiale. Une attention particulière est concentrée sur les déformations dans le renforcement de géosynthétique aux conditions de travail et à la rupture de remblai. Les auteurs ont supposé que le matériau de remblai est un sol granulaire avec un angle de frottement 37° , angle de dilatance 6° , et un poids volumique de 20 KN/m³. (R. Kerry et al 2000) ont noté les conclusions suivantes :

1. Le renforcement de géosynthétique peut sensiblement augmenter la stabilité des remblais sur les bases molles dans des conditions non drainées et partiellement drainées.
2. L'effet du renforcement rigide était plus grand dans des conditions partiellement drainées que dans des conditions drainées. Cela a été, en partie, dû à l'augmentation de la résistance près de pic.
3. l'interface renforcement-sol permettant une plus grande mobilisation de la force de renforcement.
4. Les conditions partiellement drainées fournissent un facteur de sécurité de 1.1 à 1.4 vis à vis la rupture non drainée des remblais renforcés examinés. Dans des conditions partiellement drainées la déformation de renforcement à la hauteur de rupture prévue pour des conditions non drainées était moins de 7 %.
5. Le renforcement a été prévu pour réduire les déformations de cisaillement verticales et latérales.

Haeri S.M et al, (2000) L'objectif principal du travail et de déterminer les caractéristiques mécanique et les propriétés du sable de mer sec renforcé par géotextile. Le comportement mécanique du matériau composite a été étudié au laboratoire, des essais triaxiaux ont été effectués en faisant varier : le type, le nombre de couches de géotextiles, la pression de confinement.

-Un total de 160 essais de triaxiales pour étudier les effets des paramètres d'essai sur le comportement mécanique des particules sable non renforce et renforcé par géotextile.

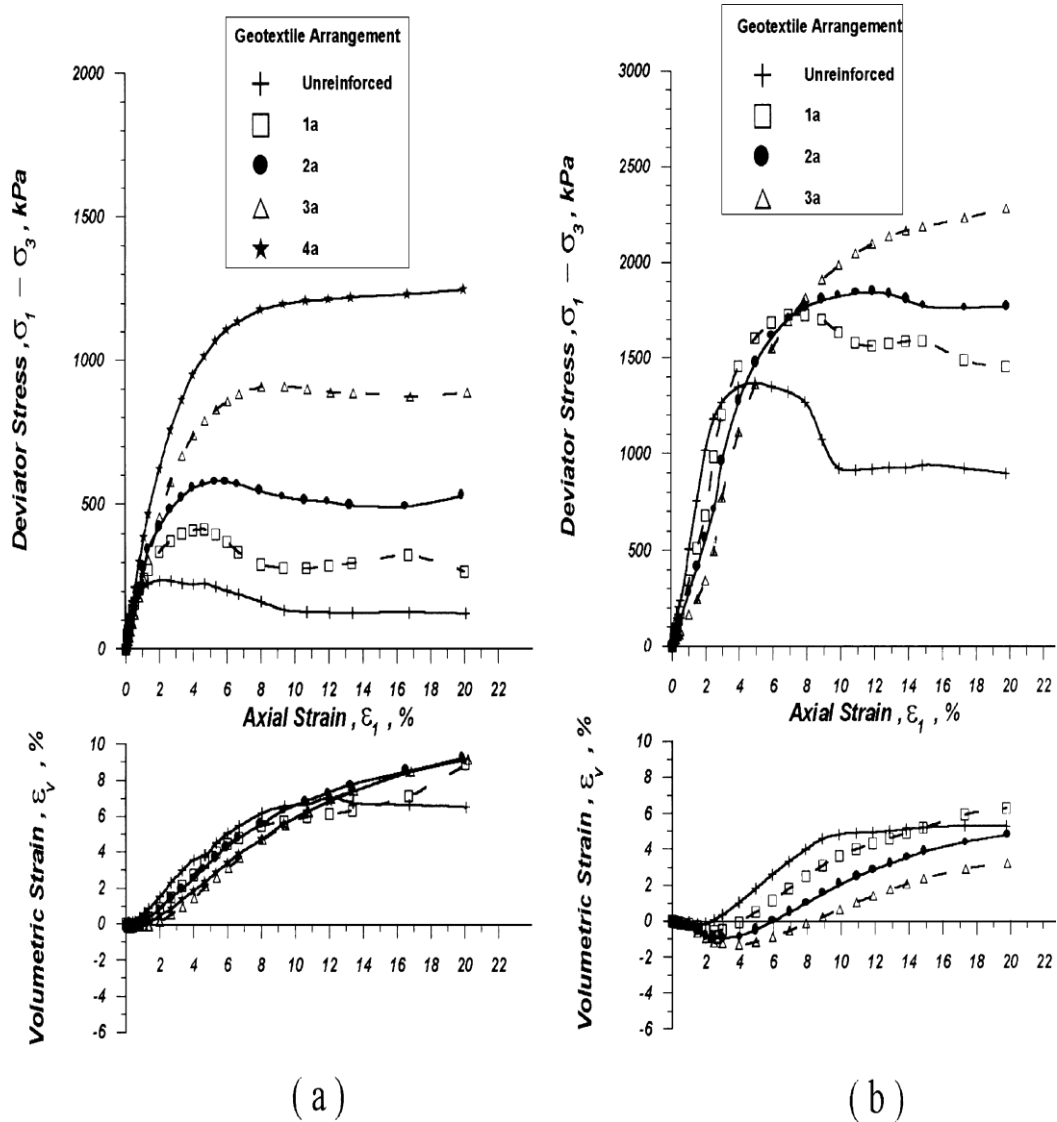


Figure II.11 courbes contrainte , deformation volumetrique – deformation axiale pour sable renforcé par geotextil,38mm,100mm,S.M. Haeri et al, (2000).

-Les paramètres de l’essai comprenaient:

-la contrainte de confinement (60, 100, 300 et 500 kPa), le nombre de géotextiles (trois types), type de géotextile, la taille de l’échantillon (38 et 100 mm).

-Pour l’étude expérimentale, Haeri a utilisé un Sable quartzeux de plage, uniforme et propre, provenant de mer Caspienne (dans la ville de Babolsar située au nord de l’Iran), les propriétés du sable, qui sont classifiés comme SP dans un système de classification de sol unifié. Le renforcement consistait en trois géotextiles non tissés disponibles dans le commerce.

-Les comportements du sable renforcé pour les échantillons de 38 et 100 mm à différentes contraintes de confinement sont illustrés à la Figure II.11.

Les courbes de contrainte-déformation pour le sable renforcé avec différents types de géotextile sont montrés aux Figures II.12,

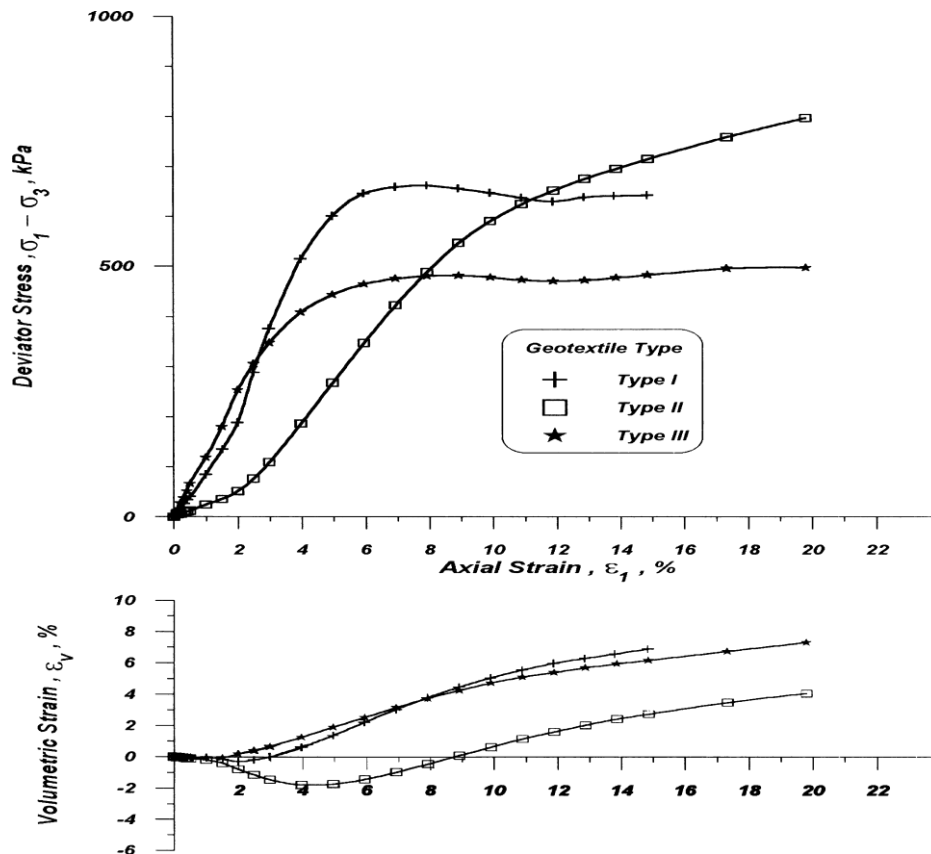
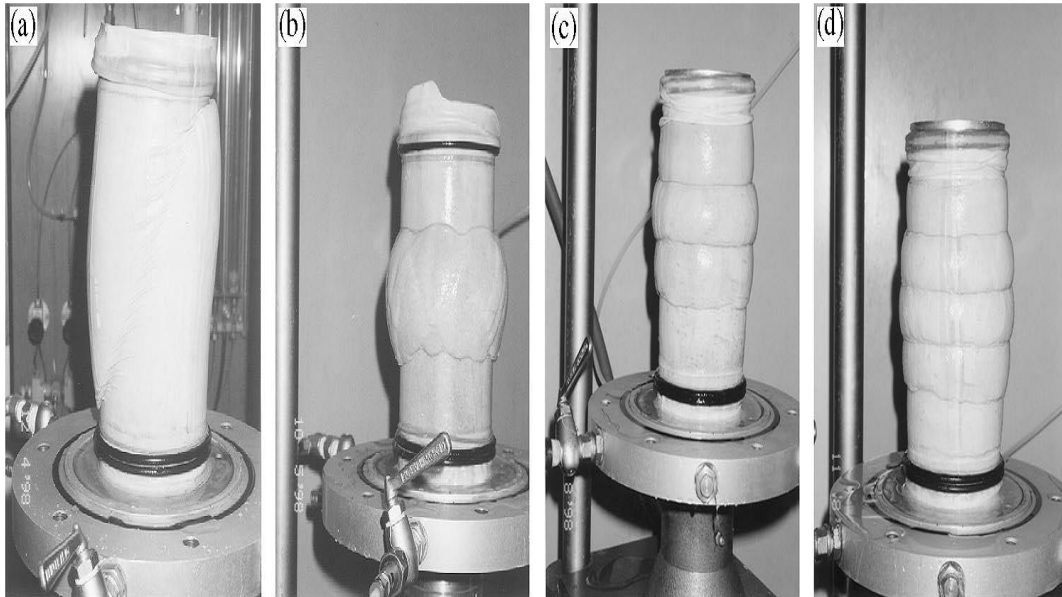


Figure II.12 courbe contrainte- déformation d'échantillon renforcé par trois types de géotextil, S.M. Haeri et al, (2000).

La forme de courbe du sable non renforcé et le sable renforcé dépend du type de géotextile. Comme on peut le voir sur les Figure II.12, l'échantillon renforcé avec du géotextile de type III ont une stabilité légèrement supérieure ou égale à celui du sable non renforcé, les échantillons renforcés avec du géotextile de type I, ont une allure légèrement inférieure ou égale à celle du sable non renforcé, par contre les échantillons renforcés avec le type II ont clairement moins de fermeté que ceux de sable non renforcé. Ce comportement est influencé par les caractéristiques de charge-élongation du géotextile.

Des photographies à la rupture des échantillons est présenté à la figure 5, le plan de

rupture d'échantillon non renforcé est de $(45 \pm \phi/2)$, comme cités dans la mécanique des sols classiques, tandis que les échantillons renforcés caractérisé par un gonflant entre deux couches adjacentes de géotextile ce qui présente de plus des plans de glissement sont observés dans le sable renforcé entre deux couches adjacentes de Géotextile.



Figures II.13 Des photographies présente l'échantillon non renforcé et renforcé a la rupture, S.M. Haeri et al, (2000)

Les résultats des essais triaxiaux effectués sur du sable sec de mer renforcé avec Trois géotextiles disponibles dans le commerce ont aboutis aux principales conclusions suivantes:

1. L'inclusion de géotextile augmente la résistance maximale, la déformation axiale à la rupture et réduit la perte de force après le pic. La progression est plus efficace avec un nombre plus élevé des nappes de géotextile. Cependant, le rapport de résistance du sable renforcé par rapport le sable non renforcé diminué avec l'augmentation de la pression de confinement.
2. La taille de l'échantillon influe sur le comportement mécanique (sable renforcé, sable non renforcé), les échantillons de petite taille ont montré une résistance maximale plus élevée et une déformation axiale à la rupture avec une réduction plus importante de la perte de résistance après le pic comparée à celle des gros taille.
3. L'inclusion de géotextile réduit la dilatance du sable renforcé due au confinement

renforcement. Le rapport entre la taille de l'ouverture du géotextile et le diamètre moyen du sable semble également jouer un rôle important à cet égard.

4. La disposition des géotextiles est un élément essentiel influe sur le plan de rupture.

5. Les enveloppes de ruptures pour le sable renforcé ne sont pas linéaires. Résultats expérimentaux ont montré que les enveloppes de rupture bilinéaires ou incurvées

6. le rupture dans l'échantillon du sable renforcé a été observée par gonflement entre les couches de géotextile.

Diambra .A, et al (2010) ont mené une étude pour améliorer la réponse monotone non drainée d'un sable propre lâche qui semble normalement susceptible au phénomène de liquéfaction statique en mélangeant le sable avec fibres souples discrètes pour démontrer que les inclusions de renforcement réduisent le potentiel de apparition de la liquéfaction dans les chargements triaxiaux de compression. La répartition des fibres et sa densification apparente de la matrice de sable en raison de la remplir les vides. Les développements analytiques, notamment l'aspect clé de la distribution de l'orientation des fibres, ont montré la contribution en traction des fibres a été déduite des contraintes composites, les données expérimentales le plan de contrainte pour tous les tests de cisaillement aux grandes déformations s'effondre sur une ligne unique correspondante très proche de l'état de critique de mobilisation de l'angle de frottement du sable testé.

Le sable utilisé est le sable Hostun RF (S28) sable de granulométrie moyenne mélangé avec fibres frisées en polypropylène ont été utilisés (Figure II.14). Ces fibres agissent principalement à la traction, leurs propriétés telles que fournies par le fabricant sont caractérisés par une longueur et épaisseur de 35mm, 0.1mm et une résistance à la traction de 225 Mpa.

Les échantillons non renforcés et renforcés par fibres ont été préparés en utilisant une technique de bourrage humide pour assurer un bon contrôle de la densité de l'échantillon Les échantillons compactés dans le champ (Essais préliminaires de compactage).

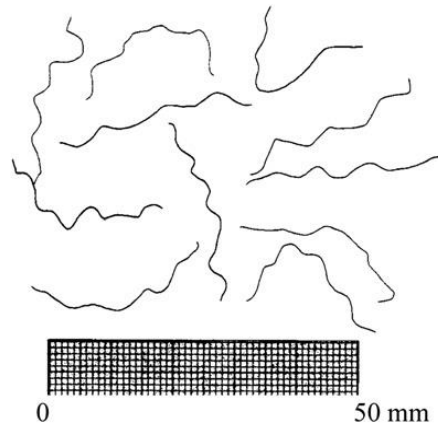


Figure II.14 fibres frisées en polypropylène, Diambra. A et al, (2010)

Des échantillons pour des essais triaxiaux de diamètre 70 mm et 70 mm de hauteur ont été préparés en trois couches de hauteur égale. La teneur en humidité optimale de 10%,30%,50% ont été utilisée, pour les fibres / sable pour des spécimens renforcés et non renforcés. Des essais triaxiaux classiques drainées et non drainées, la consolidation faite avec trois différentes pressions 30, 100 et 200 kPa.

Les résultats des tests drainés montrent clairement que la résistance au cisaillement augmente due à la présence des fibres est fortement, une orientation sub-horizontales réelle de la fibre est nécessaire pour apprécier la différence en réponse en compression et traction, la réponse contrainte-déformation et le comportement volumétrique en compression et en traction est affecté de manière significative - même si le taux de vide ne change pas de manière significative, lorsque des fibres sont ajoutées, une liquéfaction complet de l'échantillon. La présence de fibres puisse limiter la propagation latérale de sol, l'orientation des fibres et leur distribution ont montré qu'il est possible de convertir les contraintes agissant sur le matériau composite, qui sont les contraintes mesurés directement dans les expériences, (figures II.15).

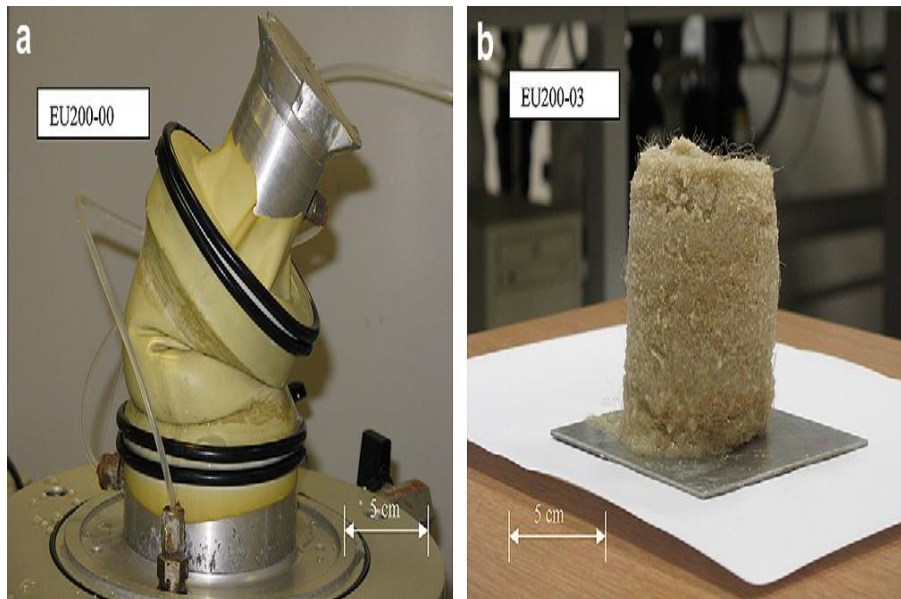


Figure II.15 Déformation de l'échantillon (a) sol non renforcé (b) sol renforcé avec 0.3% de fibre, Diambra .A et al (2010)

Temel Yetimoglu et al, (2003) L'objectif principal de leur étude est d'évaluer la résistance au cisaillement de sables renforcés par des fibres discrètes distribués d'une manière aléatoire, l'étude expérimentale a consisté à effectuer une série d'essais de cisaillement direct dans une boîte de cisaillement de 60 mm, 60 mm dans le plan et 25 mm de profondeur. Les essais ont été réalisés à des contraintes normales verticales de 100 , 200 et 300 kPa.

Afin de définir complètement les paramètres de résistance au cisaillement (l'angle de cisaillement résistance (φ) et cohésion (c) pour le sable non renforcé et renforcé.

Le taux de charge était de 0,002 mm/s dans les tests. Les contraintes de cisaillement ont été enregistrées en fonction de déplacement horizontal jusqu'à un déplacement total de 16mm pour observer la rupture.

Un sable de rivière quartzueux propre, séché au four et uniforme a été utilisé dans les essais. le sable a été tamisé par ASTM10($d = 2$ mm), les propriétés du sable sont données dans Tableau II.3.

Tableau II.3 Propriété de sable

PROPRIETIES	G_s	e_{max}	e_{mix}	D (mm)	D10 (mm)	D60 (mm)	D30 (mm)	Cu	Cc	C	Φ°
VALEURS	2.64	0.77	0.51	2	0.2	0.33	0.26	1.65	1.02	0	42

Les fibres de polypropylène utilisé (Duomix F20 / 5.1) produites en Belgique, leurs propriétés d'indice et de résistance est (diamètre = 0,05 mm, longueur = 20 mm, surface spécifique = 8,5 m² / N, densité = 9,1 kN / m³, résistance à la traction = 320 à 400 N / mm²). Les échantillons de sable non renforcé et renforcé avec différentes teneurs en fibres ont été préparés à la même densité ($D_r = 70$).

Les courbes de contrainte de cisaillement/déplacement horizontal pour sable non renforcé et renforcé avec une teneur en fibres de 0.1 % sont présentées dans la figure II.16.

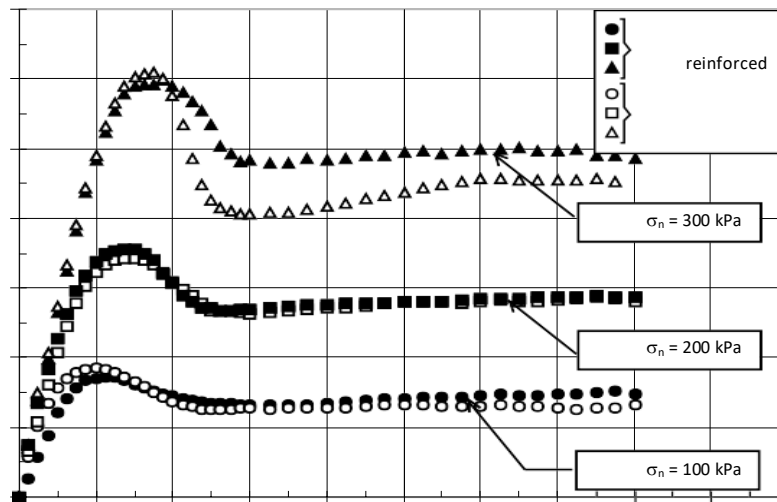


Figure II.16 Résistance au cisaillement – déplacement horizontal, sol renforcé par fibres 0.1%, E.Temel Yetimoglu, et al, (2003)

Une amélioration de la résistance maximale au cisaillement et la rigidité initiale en fonction des déplacements horizontaux à la rupture du sable renforcé comparé par sable non renforcé sous la même contrainte normale verticale. Les renforcements de fibres

cependant, pourraient réduire la fragilité du sol. Il semble aussi y avoir une augmentation de l'angle de résistance au cisaillement résiduel de sable.

Madhavi .G et al, (2007) Leur étude porte sur l'influence de la forme de renforcement sur l'amélioration de la résistance du sable renforcé par géosynthétique.

Des échantillons de sable renforcés avec des géosynthétiques sous trois formes différentes, couches horizontales, géocellules et des fibres aléatoirement distribuées sont testées en triaxiale, pour comprendre l'amélioration de la résistance dans le sable due au renforcement sous différentes formes. Trois types de géosynthétiques - le géotextile, la géogrille et le film de polyester sont utilisés pour renforcer le sable dans forme de couche horizontale et deux types de géosynthétiques - le géotextile et le film de polyester sont utilisés dans les tests sur les géocellules. Le film de polyester est utilisé dans les trois formes de renforcement. (Figure II.17).

Le sable utilisé dans les essais est du sable de rivière disponible localement.

Le diamètre moyen des particules (D50) est de 0,7 mm. Le coefficient d'uniformité (Cu), est de 3,54. Le sable est classé en tant que PS selon le système de classification unifié des sols. Tout les essais triaxiaux sont effectués sur des échantillons secs préparés à densité relative de 70%.

Les trois types de géosynthétiques utilisés pour renforcer les échantillons de sable: géotextile tissé, géogrille et polyester film. Les Propriétés physiques et mécaniques des géosynthétiques sont connues. Le géotextile tissé est fabriqué de polypropylène et est de couleur blanche. La géogrille utilisée est un maillage de polymère extrudé fabriqué en haute densité polyéthylène (HDPE) avec ouvertures carrées de taille 1,5 x1,5 mm, généralement utilisé pour les moustiquaires en gris couleur. Le film de polyester est un film mince et transparent avec une surface très lisse et uniforme.

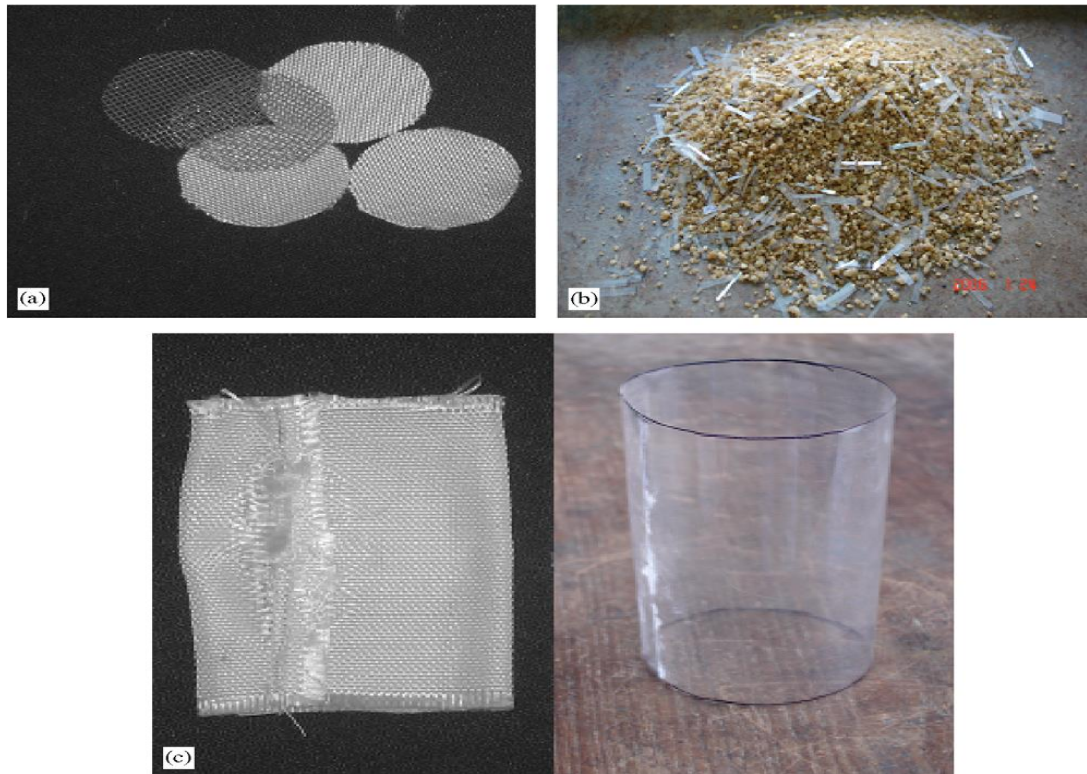
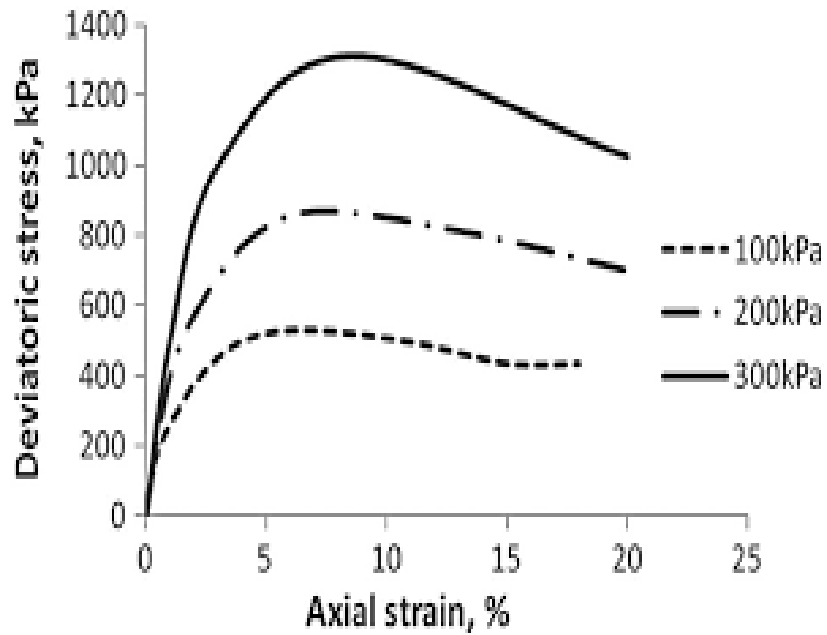


Figure II.17 les différentes formes de renforcements (a) couche plane, (b) fibre, (c) geocel, G. Madhavi et al, (2007)

Le comportement contrainte-déformation du sable non renforcé a différentes contraintes de confinement de 100, 200 et 300 kPa sont montrées dans Fig II.18. Les paramètres de résistance au cisaillement pour le non renforcé du sable à 70% de densité relative sont obtenus $c = 0$ et $\varphi = 42^\circ$. Les relations de contrainte-déformation de sable renforcé avec les trois différentes formes renforcement sont comparées. La (Figure II.19) donne le comparatif comportement contrainte-déformation du sable renforcé testé à une pression de confinement de 100 kPa, est également montré dans le graphique que tous les échantillons renforcés, indépendamment de la forme, présentait une meilleure réponse contrainte-déformation termes d'augmentation du pic de contraintes déviateur.



Figures .II.18 contrainte déformation, G. Madhavi et al, (2007)

La forme horizontales plane de renforcement présente la plus élevée résistance au cisaillement parmi tous les formes avec une la résistance à la traction est d'environ 10 kN / m d'où la résistance à la traction du renforcement à n'importe quelle contrainte axiale est égale à la résistance a la traction obtenue par l'essai de traction en grande largeur sur film de polyester à cette contrainte axiale. En cas de géocellule enrobée. La rupture des échantillons se produit lors de l'éclatement de la géocellule en polyester avec une résistance à la traction de renforcement, qui est aussi bas que 4,65 kN/m.

Tous les échantillons renforcés présentaient une contrainte-déformation améliorée, en termes d'amélioration du pic déviatorique à partir d'essais triaxiaux avec une contrainte de confinement constant égale sur du sable renforcé avec une quantité égale de renforcement sous différentes formes. Parmi les formes de renforcement planes et cellulaires, la forme cellulaire présente des faibles résistances à la traction. La forme de fibre de renforcement utilisée dans les études est présente la plus inférieure résistance au cisaillement par rapport aux formes planes ou cellulaires, et cela peut être dû à la réduction de l'ensemble effet de concentration dû aux éléments en fibres de petite taille.

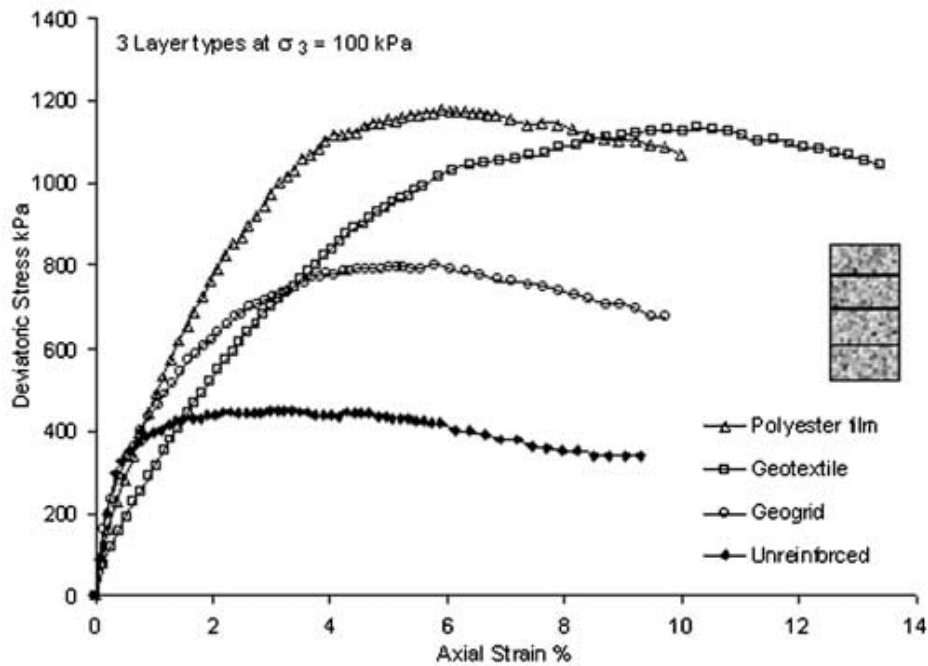


Figure II.19 La courbe contrainte- déformation ,sable renforcé par différentes formes, $\sigma_3=100Kpa$, G. Madhavi et al, (2007)

II.8 CONCLUSION

La recherche bibliographique sur l'amélioration des sols mènent les conclusions suivantes :

- ✓ Les méthodes de renforcement présentées permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols traités. Chaque technique présente ses avantages et ses inconvénients en termes de portance, de contrainte, de fiabilité et de coût.
- ✓ L'état actuel des connaissances sur les géotextiles s'est bien développé ces dernières années en Génie Civil. Le développement de nouveaux produits, comme les géo composites, et de nouvelles applications nécessitent de continuer les recherches aussi bien sur les géo synthétiques et les fibres.
- ✓ L'utilisation des déchets en matière plastique dans le domaine du génie civil a connu un développement rapide durant les dernières années. Ils ont entièrement remplacé les matériaux de construction traditionnels. Dans de nombreux cas, l'utilisation des déchets soit plastique ou en caoutchouc peut augmenter le facteur de sécurité, et réduire les coûts en comparaison avec les matériaux

classiques de construction.

- ✓ L'utilisation des fibres comme renfort au sein d'une matrice, dépend essentiellement de la compatibilité des propriétés physiques, mécaniques et chimiques, que possède la fibre avec les constituants de la matrice.
- ✓ Les solutions de renforcement des sols par des nappes géosynthétiques, représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante. Avec les différents produits géosynthétiques des solutions innovatrices peuvent être offertes à plusieurs solutions.
- ✓ Dans les ouvrages renforcés par inclusions, le parement a pour rôle essentiel d'assurer le confinement du sol entre les différentes nappes de renforcement.
- ✓ Les principaux avantages confère le Pneusol aux ouvrages utilisant cette technique qui présente essentiellement une Valorisation de déchets avec une souplesse d'adaptation.
- ✓ Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant 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 dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, leur rôle principal est l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.

III.1 INTRODUCTION

Le principal objectif de notre investigation est d'étudier expérimentalement le comportement mécanique du sol renforcé par différentes formes de renforcement, à cet effet nous présentons dans ce chapitre les matériaux utilisés (sable Echatt, polyéthylène), afin de pouvoir procéder aux différents essais d'identification et de caractérisation ainsi que les dispositifs expérimentaux et les différentes procédures d'essais effectuées, en adoptant les normes françaises (NF) pour la préparation et la mise en place des échantillons.

Ce travail n'a pu aboutir qu'avec la collaboration du groupe d'étude au LTP/Est Laboratoire des Travaux Publics Est/Annaba.

III.2 LOCALISATION DU SITE DE PRELEVEMENT



Figure III.1. Site de prélèvement

Le site de prélèvement est localisé dans la région côtière de la Wilaya d'ElTarf (Figure III.1), où des nouveaux projets en cours de réalisation (les projets routiers ont été

édifiés sur des terrains constitués essentiellement de sable (figure III.2). Le choix de ce site a été motivé, notamment, en raison d'étudier la nature et les caractéristiques du sol.



Figure III.2 Projet en cour de réalisation au site de prélèvement

III.3 CARACTERISTION GEOLOGIQUE

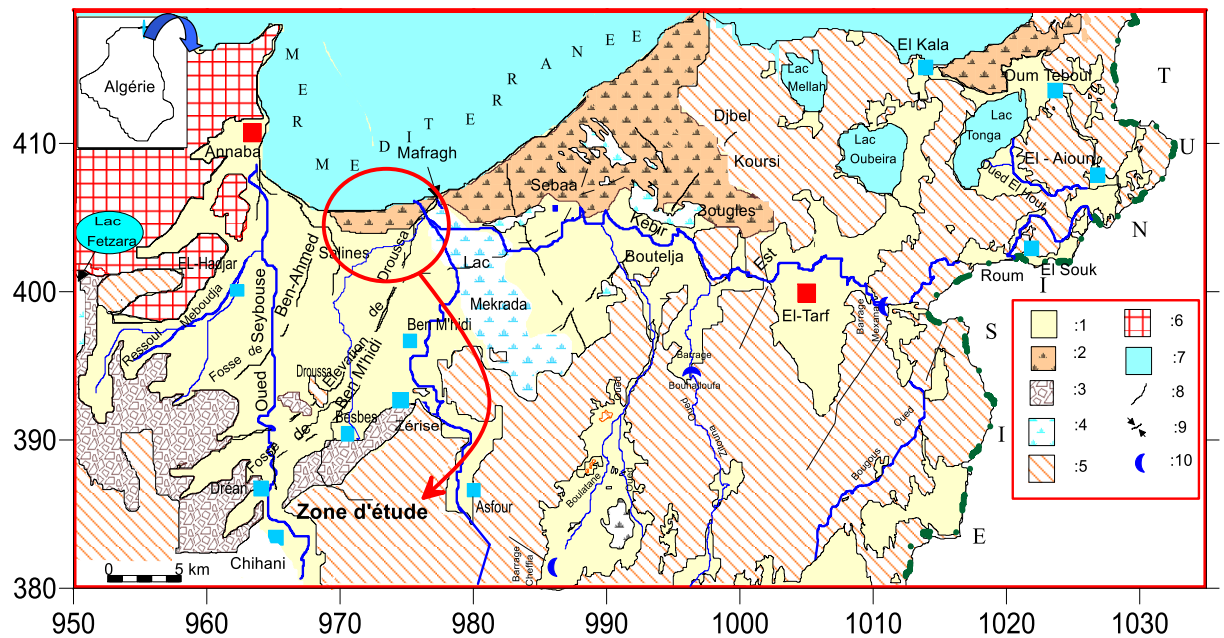


Figure III.3 Carte géologique des plaines de la région, Attoui et al ,(2013).

A l'origine les massifs argilo-gréseux numidiens et gneissiques furent intensément érodés. Une grande quantité du matériel détritique fut charriée vers la mer puis dégradée en sable. Les éléments furent ensuite déplacés essentiellement par les vents vers l'intérieur et se répartissent uniformément formant ainsi un matelas dunaire. Les niveaux des feuillets provenant directement dans les niveaux sableux.

L'état pur, le sable renferme 80 à 90% de silice provenant des grès numidiens et des formations métamorphiques. Le sable est donc siliceux, fin et le plus souvent mélangé avec des minéraux tels que le quartz irrégulièrement consolidé par du CaCO_3 jaune ou rougeâtre, de tourmaline et de magnétite. (Attoui et al, 2013).

III.4 MATERIAUX UTILISE

III.4.1 Le sable

Le sable utilisé est le sable el Battah originaire de la wilaya d'el Tarf. Ce sable quartzeux est constitué de particules solides sous angulaires selon la classification de TAVENAS. Une série d'essais de caractérisation sur ce sol a été entreprise pour définir ses propriétés physiques. Ces essais sont successivement la granulométrie, l'équivalence de sable et les densités (Mashour, 1980).

III.4.1.1 Analyse granulométrique du sable (NFP-94-056) :

*Appareillage : Des tamis dont les ouvertures carrées, de dimension normalisées réalisées à partir d'un maillage métallique, la série des tamis utilisée est la suivante : 2- 1 - 0.4- 0.2 - 0.1-0.08 [mm]. Un bac ,une tamiseuse électromagnétique

*Une étuve de dessiccation maintenue à 105°C. Une balance électronique de précision 1/1000.

*Exécution de l'essai Préparation de la prise d'essai La prise d'essai est séchée à 105 °c jusqu'à masse constante puis pesé une masse (m). Ensuite on réalise un tamisage par lavage.

*Conduite de l'essai :

La masse de sable séchée est versée sur la série de tamis choisis de manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse (Head, 1986).

Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche (m) de départ, ils sont présentés dans le tableau III.1, à la courbe granulométrique présentée dans la Figure III.4.

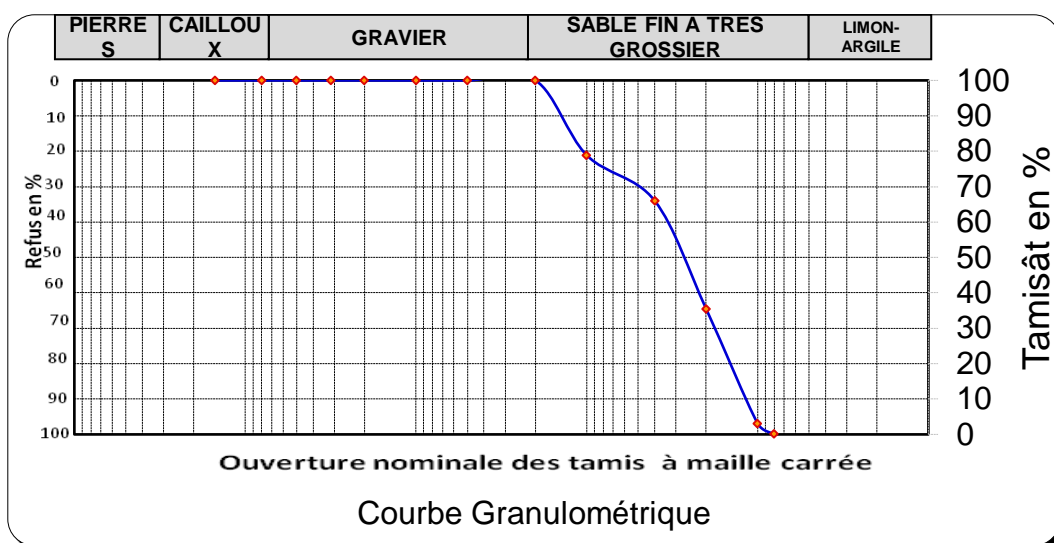


Figure III.4 Courbe granulométrique du sable d'El Battah

Tableau III.1 Résultat de l'analyse granulométrique

Poids Total Sec 0/D mm (g) =			3 200,0	
Masse sèche M1:			Masse Humide M'1	
Tamis(mm)	Poids des refus partiels (g)	Poids des refus cumulés (g)	Poids des refus cumulés en %	Complément à 100 des refus cumulés
150		0,0	0,00	100,00
80		0,0	0,00	100,00
50		0,0	0,00	100,00
31,5		0,0	0,00	100,00
20		0,0	0,00	100,00
10		0,0	0,00	100,00
5		0,0	0,00	100,00
2		0,0	0,00	100,00
1		677,0	21,16	78,84
0,4		1088,0	34,00	66,00
0,2		2065,0	64,53	35,47
0,1		3100,0	96,88	3,13
0,08		3196,0	99,88	0,13

Tableau III.2 propriété d'uniformité

D_{10}	D_{60}	D_{30}	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	$c_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$
0.12	0.34	0.18	2.83	0.79

D_{60} : Diamètre correspondant à 60% des particules solides

D_{30} : Diamètre correspondant à 30% des particules solides

D_{10} : Diamètre correspondant à 10% des particules solides

D'après ces résultats, le sable est un sol moyen uniforme comme le montre la figure III.5.



Figure III.5 Sable El Battah

III.4.1.2 Equivalent de sable (NF EN 933-8):

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis de 2 mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

**Appareillage et produits utilisés* (Figure III.6)

-Tamis de 5 mm d'ouverture de mailles avec fond.

-Récipients de pesée. Spatule et cuillère.

- Balance électronique de précision relative de 1/1000.
- Chronomètre donnant la seconde.
- Réglet de 300 mm. Bacs pour tamisage.
- Préparation de l'échantillon pour l'essai.
- La masse de l'échantillon doit être telle que la fraction qui passant au tamis de 5 mm pèse 500 à 700 g. La masse sèche de l'échantillon pour essai doit être de 120 g.
- *Exécution de l'essai Mise en place de la première prise d'essai :*La solution lavant ayant été siphonnée dans l'éprouvette cylindrique, jusqu'au trait repère inférieur, la prise d'essai de 120 g de sable est versée soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette posée verticalement. Laisser reposer dix minutes.
- *Agitation de l'éprouvette Boucher l'éprouvette, puis la faire subir 90 cycles en 1 min. Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essais.
- *Lavage En descendant le tube laveur dans l'éprouvette rincer les parois de l'éprouvette avec la solution lavant, puis enfoncé le tube jusqu'au fond, puis remonter le tube en appliquant à l'éprouvette une léger rotation. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur, relever le tube et arrêter l'écoulement.

***Mesures:**

Laisser reposer pendant 20 min ; Au bout de ces 20 min mesurer à l'aide du réglet la hauteur h_1 du niveau supérieur du flocculat par rapport au fond de l'éprouvette. Mesurer également la hauteur h_2 du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette. Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette, jusqu'à se qu'il repose sur le sédiment.

La lecture de la hauteur du sédiment h_2 au niveau de la face supérieur du manchon, Arrondir les hauteurs h_1 , h_2 et h_2 au millimètre le plus voisin.

Tableau III.3 Résultat d'équivalent de sable

Essai	h_1	h_2'	h_2	E_{sv}	E_{sp}
1	10	9.6	9.8	98	96
2	10.1	9.7	9.9	98.01	96.03

Avec :

Equivalent de sable visuelle :

$$E_{sv} = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

Equivalent de sable du piston:

$$E_{sp} = \frac{h_2'}{h_1} \times 100$$

h_1 : Hauteur du flocculant

h_2 : Hauteur visuelle de sable

h_2' : Hauteur de sable donnée par le piston

L'équivalence de sable du piston $E_{sp} = 96\%$ étant supérieure à la valeur de 75% donnée par la norme, le sable est *propre*.



Figure .III.6 Equipement pour l'essai de l'équivalent du sable

III.4.1.3 La masse volumique (NF P18-554):

La masse volumique d'un granulat est le rapport entre sa masse et son volume. Pour un granulat donné, ce rapport est une constante qui est propre aux caractéristiques physiques du granulat. Elle permet d'établir un lien entre sa masse et son volume. La masse volumique permet donc de connaître le volume d'un granulat lorsque l'on connaît sa masse et réciproquement.

*** La masse volumique apparente :**

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau après compactage pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables de la particule ainsi que les vides entre particules.

Equipements utilisés

-Un récipient de volume 900cm³.

- Une règle à araser.
- Balance électronique.
- Entonnoir.

Mode opératoire :

- On pèse le récipient vide $M_1 = 200\text{g}$.
- On remplit l'entonnoir avec du sable sec.
- En place le récipient sous l'entonnoir a une distance de 10 à 15cm.
- On verse l'échantillon jusqu'à ce qu'il déborde tout autour en formant un cône.
- Araser à la règle et peser le contenu. Soit M_2

La masse volumique apparente à l'état compact est calculée par l'expression :

$$\rho_{\text{app}} = (M_1 - M_2) / V_r$$

M_1 : masse de récipient.

M_2 : masse de (récipient + sable).

V_r : volume de récipient, $V_r = 900 \text{ cm}^3$.

Les résultats sont présentés dans le tableau III. 4:

Tableau III. 4 Masse volumique apparente

N° d'essai	$M_1(\text{g})$	$M_2(\text{g})$	$\rho_{\text{app}} (\text{g}/\text{cm}^3)$	$\rho_{\text{moyenne}}(\text{g}/\text{cm}^3)$
1	200	1740	1,71	1.68
2	200	1700	1.66	
3	200	1715	1.68	

***La masse volumique absolue**

La masse volumique absolue ρ_s est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

Mode opératoire :

- Remplir une éprouvette graduée avec un volume $V_1 = 500 \text{ cm}^3$ d'eau.

- Peser un échantillon sec M de granulats (120 g) et l'introduire dans l'éprouvette
- Bien remuer pour éliminer les bulles d'air.
- Lire le nouveau volume V2.
- La masse volumique absolue est $\rho_{abs} = M / (V_1 - V_2)$

Les résultats sont présentés dans le tableau III.5

Tableau III. 5 Masse volumique absolue

N° d'essai	M(g)	V (cm ³)	ρ_{app} (g/cm ³)	$\rho_{moyenne}$ (g/cm ³)
1	120	50	2.4	2.48
2	120	45	2.66	
3	120	50	2.4	

On remarque que la valeur de la masse volumique absolue trouvée, est dans l'intervalle théorique qui varie entre (2.5g/cm³ - 2.6 g/cm³).

III.4.1.4 Constituant des Grains Solides

Le Constituant des Grains Solides est déterminé en laboratoire, la connaissance de la densité spécifique est essentielle pour le calcul des propriétés physiques des sols, elle est mesurée par la méthode du pycnomètre selon la norme Française NF EN 1097-6, le mode opératoire est basé sur la réalisation de trois essais et de prendre la moyenne arithmétique avec une différence inférieure à 1%. La valeur obtenue pour le sable d'el Battah est présentée le tableau III.6.

III.4.1.5 Les indices des vides max et min

Les indices des vides sont déterminés au laboratoire, McGown et al, 1978[60]. La compacité maximale est évaluée par vibration d'un moule de dimensions connues contenant du sable sec pendant 15 minutes en plusieurs couches. Après pesage, la masse volumique est calculée et l'indice des vides déterminé par la relation.

$$e_{min} = G_s \cdot \frac{\rho_w}{\rho_d} - 1$$

La compacité minimale est mesurée en laissant tomber du sable en chute libre dans un moule Proctor d'une hauteur maintenue constante. La masse du sol utilisée est ensuite mesurée et la masse volumique du sol déduite. L'indice des vides max est ensuite évalué par la relation :

$$e_{max} = G_s \cdot \frac{\rho_w}{\rho} - 1$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.6

Tableau III.6 propriété de sable El Battah

e_{max}	e_{min}	Gs	D_r (%)
0,68	0,44	2,52	67

III.4.2 Le polyéthylène

Le PET est un polyester transparent avec une bonne stabilité et de bonnes propriétés mécaniques et chimiques, léger, il est aussi fortement inerte. Différent types sont distingués, (Sulyman et al, 2016), mais les plus connus sont les bouteilles, sachets d'emballage, et les films plastiques qui ils peuvent aussi entre autres renforcer certains matériaux de construction en se substituant au sable, (Ramadevi et al, 2012).

Le matériau de renforcement utilisé est constituées des feuilles de polyéthylène, (Viswanadham et al, 2003). de résistance de traction à la rupture 2.8 kN/m, des déchets de matières plastiques souples Les nappes sont des films en disque perforé par une aiguille de 2mm diamètre pour faciliter l'écoulement d'eau dans l'échantillon de sable, (Nouri et al, 2009). La figure III.7 ci – dessous montre les disques plastiques utilisés.



Figure III.7 Disques en polyéthylène

III.4.2.1 Détermination de la masse volumique pour fibre plastique (NF EN 1097-6)

- *Préparer un échantillon de 20g de plastique en fibre.
- *Peser le pycnomètre avec son couvercle, soit M_0 .
- * Dévisser le couvercle et introduire les fibres. Peser l'ensemble, soit M_1 .
- *Remplir la bouteille à moitié avec de l'eau.
- *Bien Secouer le pycnomètre et laisser reposer un temp T.
- * Soit M_2 , le pois de pycnomètre après avoir essuyer les parois extérieures.
- *Faire Vider le pycnomètre, et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- *Soit M_3 , le poids de pycnomètre après avoir essuyer les parois extérieures.
- * Calculer

$$\rho_{\text{abs}} = \frac{M_1 - M_0}{(M_3 - M_0) - (M_2 - M_1)}$$

- La masse volumique est de l'ordre de 0.8.

III.4.2.2 Caractéristiques du matériau de renforcement

- Longueur : de 10 mm à 30mm.
- Epaisseur nominale 2 mm.
- Diamètre : 36mm.
- Densité: 88 g/m³.
- $\rho_{\text{abs}} = 0.8$.
- L'Ouverture de l'ordre de 2 mm.

La résistance à la traction dans les sens longitudinal et transversale est de 10.4kN/m. Le frottement à l'interface mesuré par la norme ASTM D5321, en utilisant la boîte de cisaillement de Casagrande (Madhavi et al, 2006), (Park et al, 2005).

III.5 MESURE DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU SOL

III.5.1 Principe de l'essai triaxial

La complexité du comportement du sol entraîne une particularisation des théories de la mécanique des milieux continus, ainsi la courbe intrinsèque qui définit la limite entre le comportement élastique et plastique du sol (Robinet et al, 1983).

Plusieurs types d'appareils sont utilisés pour les essais de cisaillement, parmi eux on a l'appareil à compression triaxial qui présente de nombreux avantages, (Khedkar et al ,2009).

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant à l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, c'est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols, il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol avec une supériorité dans le contrôle des conditions de drainage et à sa capacité à mesurer la pression de l'eau interstitielle si nécessaire, il permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C . Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations et la poussée du sol sur un mur de soutènement...ect, (Bishop Henkel, 1962).

L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui une pression hydraulique appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule et une contrainte axiale ou déviateur appliquée par l'intermédiaire d'un piston. Dans un essai, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique, on augmente progressivement la contrainte axiale ou le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les essais peuvent être effectués à différentes pressions de confinement. Dans l'essai de compression triaxiale avec cycles de chargement-déchargement-rechargement, l'éprouvette est soumise à des sollicitations (Haeri et al, 2000). A différents niveaux de la contrainte axiale déviatorique ,on a la déchargée jusqu'à l'état hydrostatique, puis on recharge jusqu'à un niveau de contrainte axiale supérieur au précédent niveau de contrainte axiale de déchargement et de nouveau, on décharge et ainsi de suite jusqu'à la rupture.

III.5.2 La cellule triaxiale

D'après Hirschfeld and Poulos (1963) la cellule triaxiale utilisée comporte les éléments suivants :

Les équipements utilisés sont la base de la cellule porte en son centre l'embase inférieure sur la quelle repose l'éprouvette par l'intermédiaire d'une pierre poreuse.

*Les conduites 1,2 mettent en communication les pierres poreuses avec l'extérieure de la cellule

*Conduite 4 permet le remplissage et la mise en pression de la cellule.

*La partie supérieure de la cellule comprenant le couvercle de la cellule, le cylindre en plexiglas, couronne.

*Le cylindre en plexiglas est maintenu entre la couronne et le couvercle au moyen de tige filetée, l'étanchéité étant assurée par des joints toriques.

* Couvercle de la cellule est traversé par :

* Un alésage central destiné à recevoir le piston.

* Un orifice du purge permettant d'expulser l'aire au cours du remplissage de la cellule.

* Un orifice permettant l'injection d'huile à la partie supérieure de la cellule à la fin de remplissage.

*Au cours du cisaillement la pointe de comparateur mesurant la déformation axial de l'éprouvette.

*Le piston amovible ou non permettant l'application du déviateur.

*Les pierres poreuses permettant le drainage de l'éprouvette à ses extrémités.

*La burette est de type simple utilisé pour la mesure de la variation de volume d'éprouvette de sol saturé, et pour la purge de du circuit de drainage.

*Le contrôle des pressions s'est fait par le moyen d'un compensateur à mercure.

*Les presses utilisées sont des presses mécaniques, permettant d'obtenir une gamme de vitesses très étendue : de quelques millimètres a quelques dixièmes de micron par minute.

*La cellule triaxiale est placé sur le plateau de presse .un anneau dynamométrique interposé entre le piston de la cellule et le travers du portique de la presse, permet de

mesurer la force de compression axiale appliquée à l'éprouvette, la capacité de presse varie généralement 10 à 50 kN.

*Le drainage est permis, une augmentation des contraintes conduites à une consolidation et éventuellement à une modification de la pression interstitielle. Dans ce cas, la variation de la pression interstitielle est négligeable par rapport à l'accroissement de la contrainte appliquée, le type d'essai réalisé dans ce projet est l'essai consolidé drainé.

*La Consolidation : la variation des contraintes (effectives) qui lui sont appliquées et se traduit par une variation de volume. La consolidation est isotrope si $\sigma_1 = \sigma_3$ et anisotrope si $\sigma_1 \neq \sigma_3$ Cette consolidation a pour effet de rétablir et de simuler l'état des contraintes *in situ* avant d'appliquer la charge axiale. Il semble de toute évidence que la consolidation anisotrope donne de meilleurs résultats de la résistance et des données contrainte-déformation.

III.5.3 Préparation de l'échantillon

Les caractéristiques mécaniques du sable ont été évaluées en laboratoire (LTP/EST ANNABA) par l'essai triaxial, les échantillons sont cylindriques d'élanement 2 (38mm par 76mm) ont été utilisée. Et pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations dans l'échantillon, plusieurs chercheurs ont privilégié de réduire les frottements entre l'échantillon et les embases supérieurs et inférieurs, Lee et al, (2000), Tatsuoka et al, (1991), ceci peut être obtenu par des embases de surface lisse ou lubrifiée. La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité relative de l'échantillon ($D_r=70\%$) est le volume initial de l'échantillon.

La préparation des éprouvettes a été faite selon la norme standard ASTM qui stipule la saturation du matériau avant la conduction de l'essai. L'embase supérieure et inférieure ont été graissés avec une graisse silicone, Rowe (1964). Deux disques en caoutchouc ont été coupés et placés alternativement sur eux. Une membrane en caoutchouc de 38 mm de diamètre a été placée sur le moule (Wang et al, 2007), l'air est progressivement sur toutes les parois. Le sable a été culé sous l'eau dans le moule, l'échantillon est préparé par couche après couche et vibré pour atteindre la densité voulue, En suite on met le sommet de l'échantillon de façon droite, et on laisse l'eau sortir à travers le

drainage du fond (Unnikrishnan et al, 2002), on met l'embase supérieure au sommet de l'échantillon, on place l'échantillon et on démarre la consolidation, après la consolidation (vitesse lente), on appliquant des contrainte hydrostatique et on démarre le cisaillement.

*** *Mesure***

Le dispositif d'essai permet de mesurer ou de contrôler les grandeurs suivantes :

- La variation de la force axiale (ΔF).
- La variation de la hauteur de l'échantillon (ΔH).
- La variation de volume de l'échantillon (ΔV).
- La pression de confinement dans la cellule (σ_c).

A partir de ces mesures et des caractéristiques de l'échantillon (hauteur H_0 et volume V_0), on peut calculer les grandeurs suivantes :

- Déformation axiale : $\varepsilon = \Delta H / H_0$
- Déformation latérale ε_3
- Déformation volumique : $\varepsilon_v = \Delta V / V_0$
- Déviateur : $q = \Delta F / S$.
- L'angle de frottement interne φ° .

*** *Système d'antifretage***

Pour s'assurer d'une bonne homogénéité des contraintes et des déformations au sein de l'échantillon plusieurs chercheurs, Robinet et al, (1983), Tatsuoka et al, (1984), ont insisté sur la nécessité d'éliminer les frottements entre les embases et l'échantillon.

Al Mahmoud, (1997) a effectué une série d'essais expérimentaux pour déterminer le choix d'un système d'anti fretage efficace. Ce travail a abouti au système composé des éléments suivants :

- Une surface lisse de Téflon couvrant les embases.
- Une couche de graisse de Silicone « KS63G » (environ 50μ d'épaisseur).
- Un disque de latex de 0.2mm d'épaisseur sur chaque embase.

III.5.3.1 Préparation d'échantillon renforcé par couche plane

Les échantillons sont adoptés par compactage en cinq couches comme recommandé par Bishop et Henkel, (1969), La densité relative du sable a été maintenue constante autour de 70 % (sable Dense). Après chaque couche de sable compacté et nivelé, le renforcement a été placé dans l'éprouvette horizontalement. Le diamètre du renforcement était légèrement moins que celle de l'échantillon. Après la phase de consolidation l'échantillon est soumis à un chargement triaxial monotone sous une contrainte de confinement moyenne de 150 kPa, en condition drainée. Le programme expérimental consiste à réaliser des essais triaxiaux drainés pour sable non renforcé et renforcé par différents nombre de nappes plastiques avec une variété d'emplacement de ces nappes (Figure III.8). Les nappes plastiques sont disposées horizontalement espacées de ΔH , (Nouri et al, 2004). Quatre espacements ΔH ont été choisis pour nos essais en fonction du nombre de nappes plastiques: $\Delta H=38\text{mm}$ (NP=1), $\Delta H=25,3\text{mm}$ (NP=2), $\Delta H= 19\text{mm}$ (NP=3) et $\Delta H=15.2 \text{ mm}$ (NP=4) .

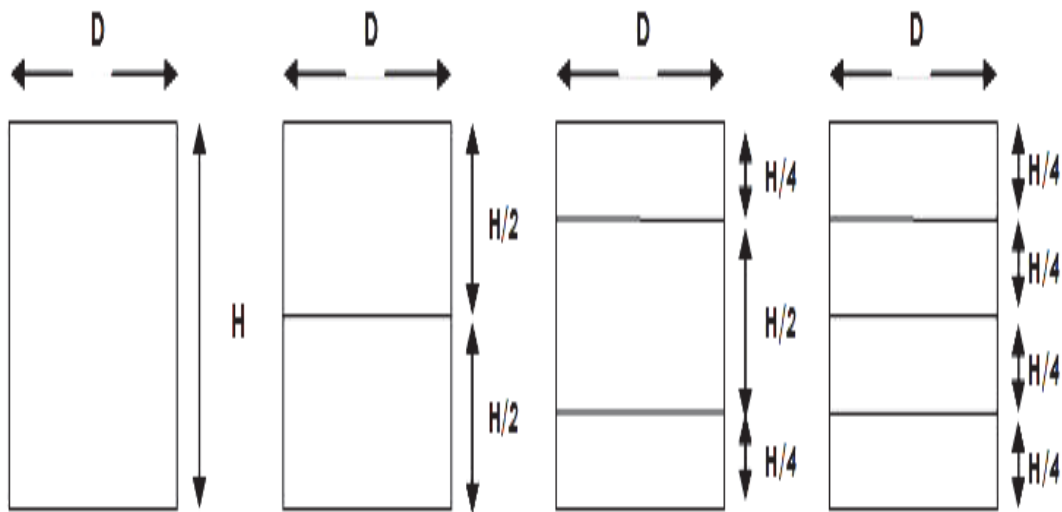


Figure III. 8 Disposition des nappes de géotextile dans l'éprouvette

III.5.3.2 Préparation d'échantillon renforcé par fibre

Pour étudier l'effet des fibres plastique sur le comportement du sable, on a mélangé notre sable par un dosage de 25% par rapport à sa masse sèche. Les échantillons préparés de sable renforcé aux fibres plastique ont été comparés par un échantillon de référence, (Falorca et al, 2011). Dans l'objectif d'avoir un mélange sable/fibre assez homogène que possible (Cai et al, 2006), nous avons préparé les

mélanges par ajout des fibres à faibles quantités pendant que le mélange est malaxé pendant 30 secondes. La (Figure III.9), montre la forme final mélange du sable / fibres.

***Quantité de fibres utilisées:**

On a le Volume de moule $V= 88,41 \text{ cm}^3$

La densité de sable: $\gamma=16.8 \text{ KN/m}^3$ ($M=148.5\text{g}$)

pour 25% de fibre dans la masse du sol :

$$100\% \rightarrow 148.5 \text{ g}$$

$$0.25\% \rightarrow X \qquad X=0,37\text{g}$$

Donc la quantité des fibres plastique pour un dosage de 25 % et de 0.37g.



Figure III.9 Aspect du sable renforcé par fibres plastiques

III.5.3.3 Programme d'essai

Pour bien étudier et analysé l'influence de la forme de renforcement sur le comportement de sables, une compagne d'essai ont été effectué au laboratoire par des essais de compression au triaxial selon le programme d'essai suivant :

- L'essai triaxial sur sable non renforcé sous déférents contraintes de confinement (50kN/m^2 , 100kN/m^2 , 150kN/m^2 , 200kN/m^2).
- L'essai triaxial sur sable renforcé par des couches plane perforé en variant la hauteur d'espacement sous les mêmes contraintes de confinement.

- L'essai triaxial sur sable renforcé par fibres en plastiques de faible pourcentage sous les contraintes de confinement sus citées.
- L'essai triaxial sur sable renforcé en faisant une combinaison entre les de deux formes.

Le cisaillement s'effectue à déplacement axial contrôlé avec une vitesse suffisamment lente (0,2mm/min) (Missoum et al, 2013). La déformation axiale finale pour l'ensemble des échantillons est de l'ordre de 7%.(figure III.10).



Figure III.10 Echantillon après 7% de déformation

III.6 CONCLUSION

- ✓ Les essais d'identification de sable de ont permis d'apprécier leurs qualités vis-à-vis les normatives.
- ✓ Le comportement du sable non renforcé a été étudié au triaxial aux différentes contraintes de confinement (100 kN/m², 150 kN/m², 200 kN/m²).
- ✓ Le comportement du sable renforcé a été étudié au triaxial aux différentes contraintes de confinement (100 kN/m², 150 kN/m², 200 kN/m²).
- ✓ L'effet de la teneur en fibres de plastique sur le comportement du sable.
- ✓ Les différentes procédures d'essais effectués pour la caractérisation des de sol

ont été identifiés.

- ✓ Le dispositif expérimental mis au point au cours de notre travail a été spécialement développé pour effectuer les mesures de déviateur, changement volumique, déformations, angle de frottement interne.
- ✓ L'influence de la forme de renforcement sur le comportement du sable à l'essai triaxial.
- ✓ Tous les essais effectués sont déroulés dans des meilleures conditions.

IV.1 INTRODUCTION

Ce Chapitre présente l'étude de l'influence du confinement sur le comportement mécanique du sable El Battah. L'évolution du rapport des contraintes principales (σ_1/σ_3), du déviateur (σ_{dev}), du changement de volume (ε_v), du coefficient de poisson ($\varepsilon_3/\varepsilon_1$) et l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction des déformations axiales principales majeures (ε_1) et mineures latérales (ε_3) comme obtenue lors de l'essai triaxial sont présentés et discutés dans les sections suivantes.

IV.2 SABLE NON RENFORCE**IV.2.1 Effet de la contrainte de confinement**

Quatre contraintes de confinement à savoir 50kN/m², 100kN/m², 150kN/m², 200kN/m², ont été choisies pour évaluer l'influence du confinement sur les différentes caractéristiques du sable El Battah. Pour chacun des essais la densité relative a été gardée constante aux alentours de 67% représentant un sable de compacité dense, (Ishihara et al, 1982), (Haeri et al, 2000).

IV.2.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale

La figure IV.1 présente l'évolution du déviateur (σ_{dev}) en fonction de la déformation axiale principale majeure (ε_1) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m². Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_1)$. Elles présentent toutes la même allure, c'est-à-dire un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte principale majeure augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante à grandes déformations.

La courbe correspondant à 50 kN/m² montre un comportement semblable à celui d'un sol lâche alors que lorsque la contrainte de confinement est importante la courbe présente un pic. Ce pic des contraintes à la rupture est fonction de la magnitude du confinement imposé. Plus la contrainte hydrostatique (σ_3) est importante plus la valeur du déviateur est plus élevée, (Ashamawy et al, 1998), (Haeri et al, 2000).

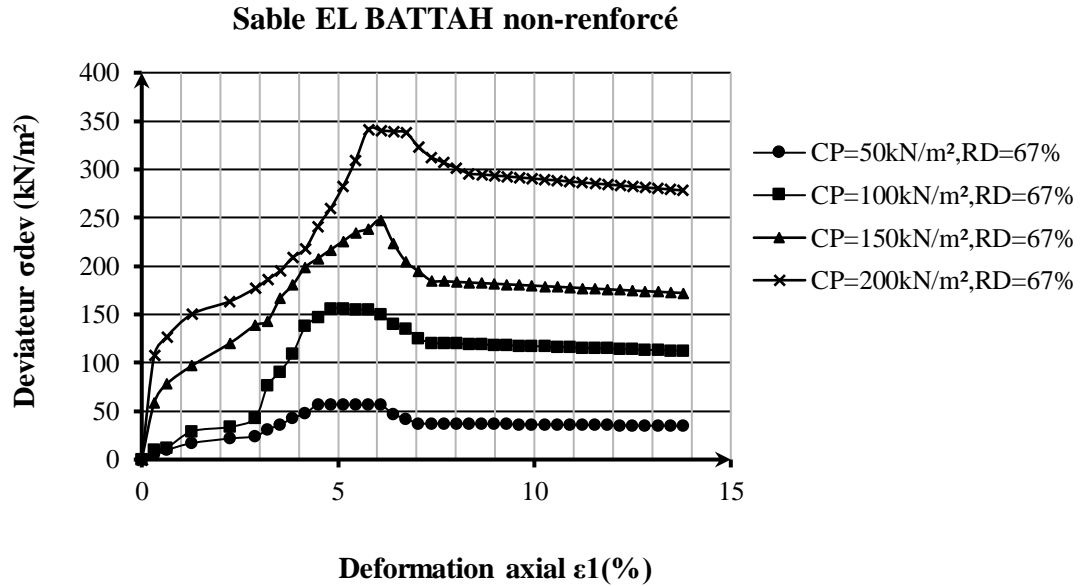


Figure IV. 1 Relation Déviateur-Déformation axiale pour le sable non renforcé à différents contraintes de confinement

Les valeurs de déviateur (σ_{dev}), contrainte de confinement (σ_3), déformation axiale (ε_1) à la rupture sont résumées sur le tableau IV.1.

Tableau IV.1 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture

Confinement (σ_3)	Déviateur (σ_{dev}) à la rupture	Déformation axiale (ε_1) à la rupture
50	57	4.48
100	156	4.8
150	234	5.4
200	341	5.7

La figure IV.2 montre cette augmentation du déviateur (σ_{dev}) à la rupture en fonction du confinement sous forme d'histogramme. En effet, le déviateur (σ_{dev}) à la rupture pour un confinement de 50kN/m² est de l'ordre de 57kN/m². Cette contrainte passe à une valeur de 156, 234 et 341 kN/m², lorsque les contraintes hydrostatiques(σ_3), sont de 100, 150, et 200 kN/m² successivement.

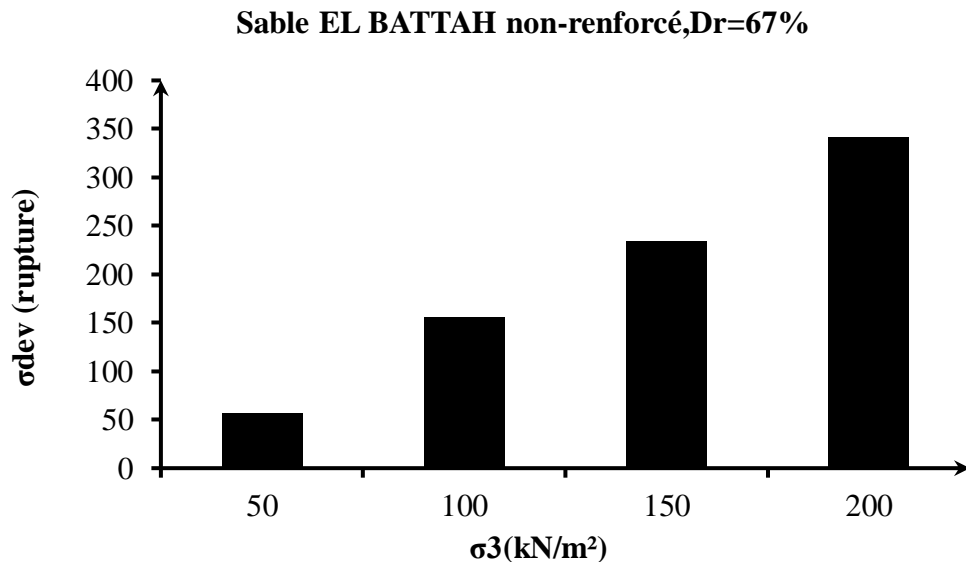


Figure IV.2 Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

Les déformations axiales majeures principales (ϵ_1) à la rupture sont présentées sur la figure IV.3. Il est tout à fait clair d'après la figure que la contrainte axiale (ϵ_1) augmente avec l'accroissement du confinement appliqué. Une valeur de 4.5% de déformation a été obtenue pour la contrainte hydrostatique de 50kN/m². Pour les confinements de 100, 150 et 200 kN/m² les déformations correspondantes sont de l'ordre de 4.8, 5.4 et 5.7% successivement.

L'accroissement de la contrainte de confinement (σ_3) influe apparemment aussi sur le comportement du sable à l'état ultime comme le montre la figure IV.1 et IV.4. Les deux figures montrent un accroissement de la résistance. La valeur du déviateur passe de 37kN/m² pour 50kN/m² de confinement à 120, 184, 295 kN/m² respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m². Toujours à cet état de contrainte ultime, la figure V.5 montre un accroissement de la déformation axiale (ϵ_1) avec l'augmentation du confinement(σ_3) .

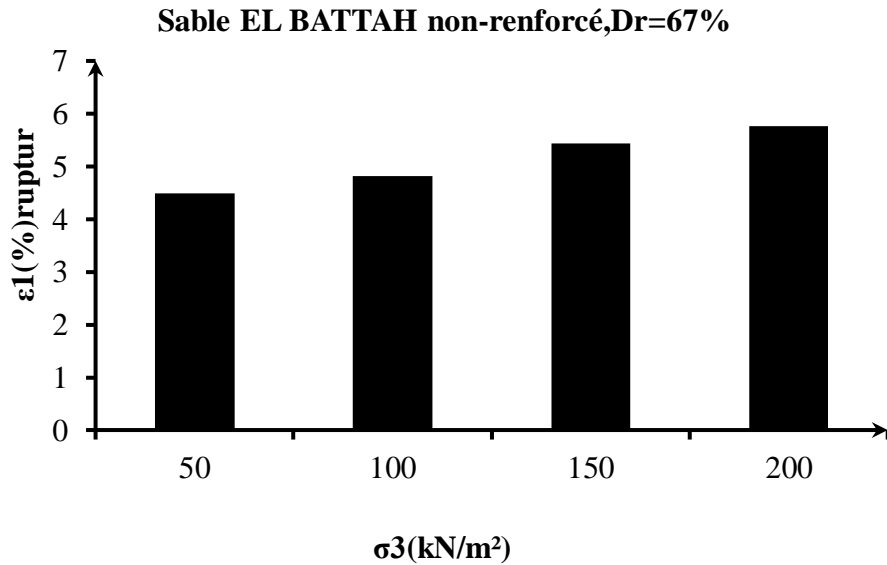


Figure IV.3 Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

En effet les déformations axiales de 7, 7.2, 7.3 et 8.3% sont obtenues successivement pour les contraintes hydrostatiques imposées dans l'ordre croissant. Ces observations sur le comportement du sable comme interprété par l'évolution du déviateur (σ_{dev}) et la déformation axiales (ϵ_1) au pic et à l'état ultime confirment les résultats obtenus par (Haeri et al, 2000) et (Yetimoglu et al, 2003).

A l'état ultime, le changement du confinement semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur (σ_{dev}) et la déformation axiale (ϵ_1). L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant, (Venkatappa et al, 2005). Le tableau IV.2 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m².

Tableau IV.2 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime

Confinement(σ_3)	Déviateur (σ_{dev}) à l'état ultime	Déformation axiale (ϵ_1) à l'état ultime
50	37	7
100	120	7.2
150	184	7.3
200	295	8.3

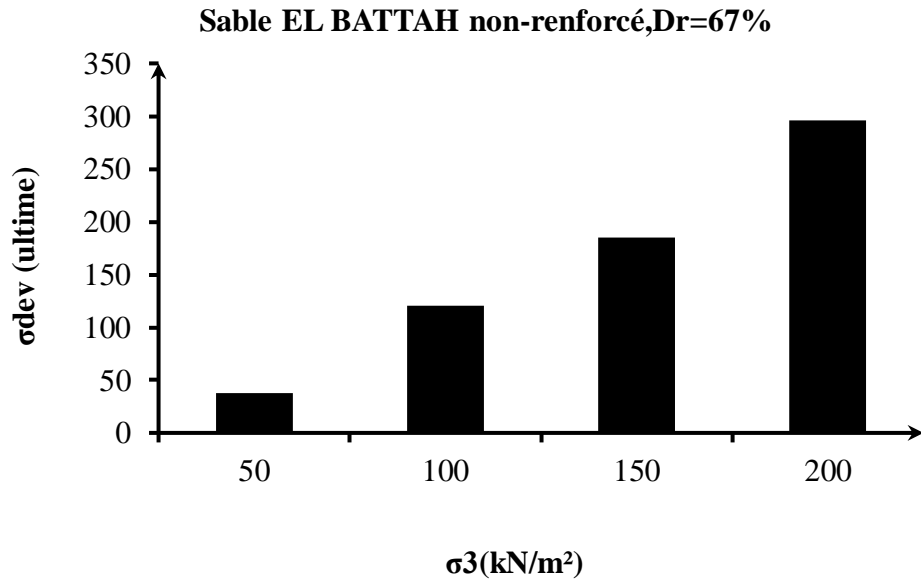


Figure IV.4 Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

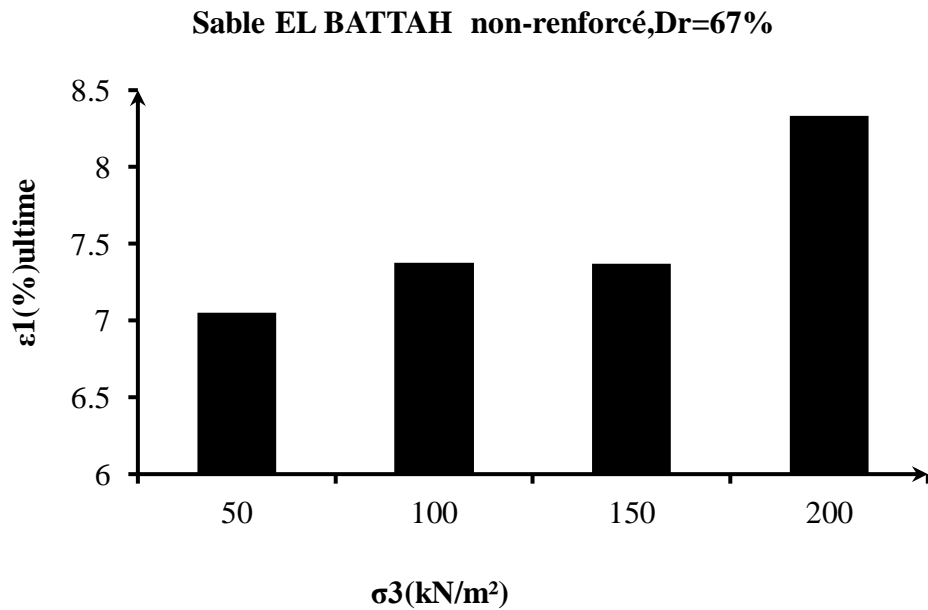


Figure IV.5 Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

L'analyse de la résistance pour sable non renforcé est aussi étudié par l'évolution des rapports des contraintes principales (σ_1/σ_3) en fonction de la déformation axiales (ϵ_1). La figure IV.6 montre cette évolution.

L'évolution du rapport des contraintes (σ_1/σ_3) commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière. A des déformations plus larges, cette perte de résistance semble s'atténuer et reste constante indépendamment de l'augmentation des déformations axiales imposées, (Haeri et al, 2000).

Contrairement à l'évolution du déviateur, la contrainte de confinement de 50kN/m² semble donner le plus grand rapport des contraintes (σ_1/σ_3) à la rupture. Cette tendance est encore mieux présentée sur la figure V.7 sous forme d'histogramme. Les valeurs de 2.1, 2.5, 2.57 et 2.7 correspondants aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m² respectivement sont obtenus. Le tableau IV.3 résume les valeurs obtenues.

Tableau IV.3 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture

Confinement(σ_3)	Rapport des contraintes à (σ_1/σ_3)la rupture	Déformation axiale (ϵ_1)à la rupture
50	2.14	4.48
100	2.55	4.8
150	2.57	5.4
200	2.70	5.7

Sable EL BATTAH non-renforcé

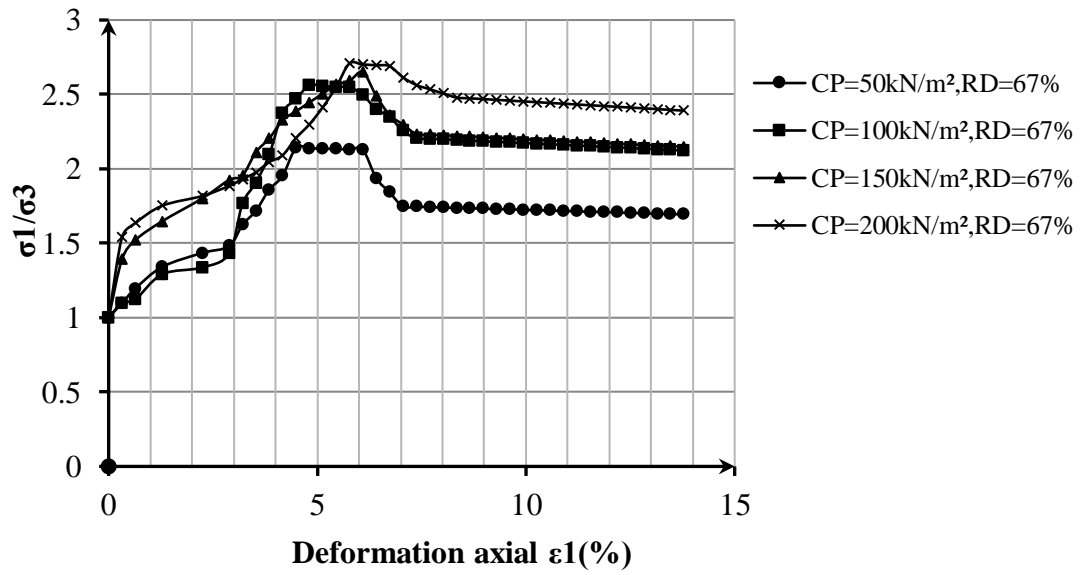


Figure IV. 6 Relation rapport de contrainte -Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

Sable EL BATTAH non-renforcé, $D_r=67\%$

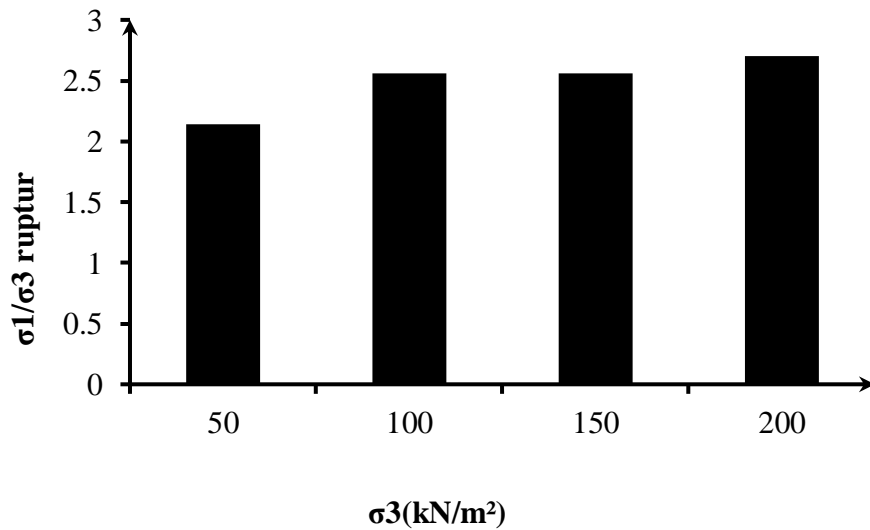


Figure IV.7 Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte (σ_1/σ_3) et la déformation axiale (ϵ_1). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte

(σ_1/σ_3) correspondant à un état de volume constant. Le tableau IV.4 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements (σ_3) de 50, 100, 150 et 200kN/m² aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation axiale (ϵ_1) qui lui correspond.

Tableau IV.4 Valeurs du rapport des contraintes et la déformation axiale à l'état ultime

Confinement(σ_3)	Rapport des contraintes (σ_1/σ_3) à l'état ultime	Déformation axiale (ϵ_1) à l'état ultime
50	1.72	7
100	2.20	7.2
150	2.23	7.3
200	2.47	8.3

Le rapport des contraintes principales (σ_1/σ_3) en fonction de l'évolution de la déformation axiale (ϵ_1) à l'état ultime est donné sur les figures IV.6 et IV.8. Les deux montrent un accroissement du rapport des contraintes lorsque le confinement (σ_3) croit de 50 à 200kN/m².

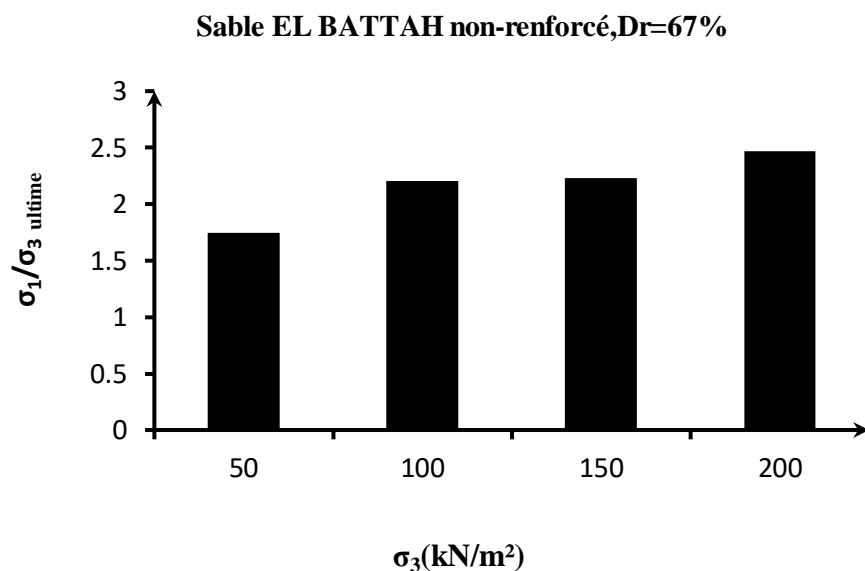


Figure IV.8 Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

L'observation faite sur l'étude de la résistance au cisaillement du présent sable confirme les travaux faites par des auteurs précédents. Parmi ces derniers, il y a à noter par (Haeri et al, 2000), (Houston et al, 2008).

L'évolution du changement de volume (ϵ_v) en fonction de l'accroissement des contraintes hydrostatiques imposées est donnée sur la figure IV.9. La figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est grande à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et 1% déformation. Au-delà de 1% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique (ϵ_v) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à large déformation ou il n'y a plus de changement de volume. Cet état correspond à l'état de volume constant.

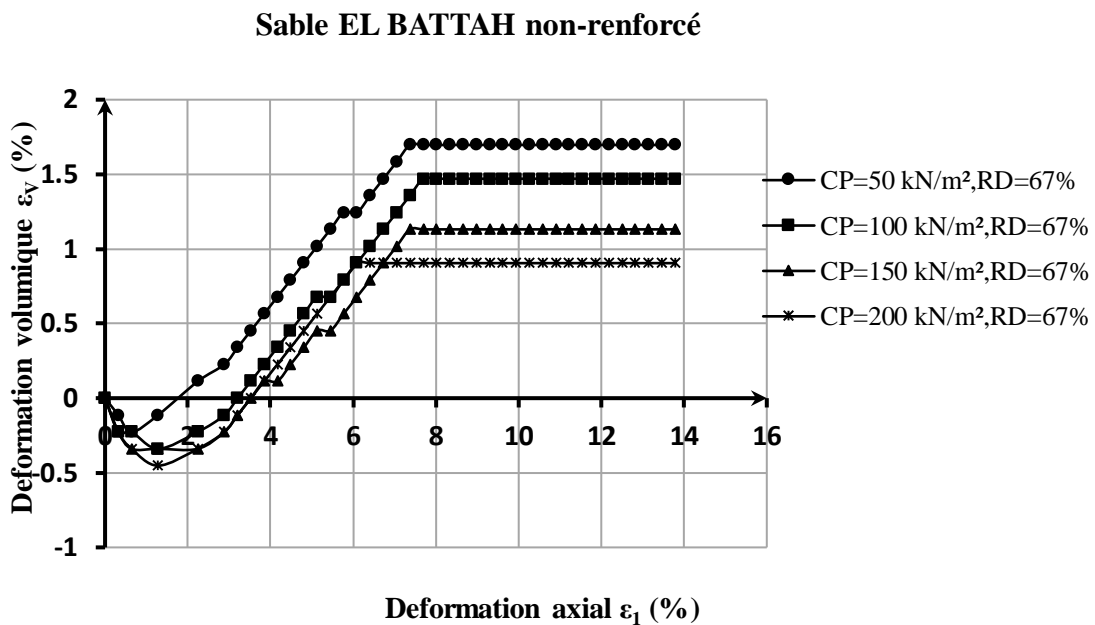


Figure IV.9 Relation déformation volumique-Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.

Les magnitudes des déformations volumétriques (ϵ_v) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées sont données sur la figure IV.10. Il est bien évident d'après celle-ci que la contrainte volumétrique à la rupture diminue avec l'accroissement de la contrainte de confinement (σ_3) appliquée. Elle passe d'une valeur de 0.7% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m, à 0.6%, 0.56%, et 0.50% pour les contraintes appliquées de 100, 150 et 200 kN/m². Ces valeurs sont présentées sur le tableau IV.5.

Tableau IV.5 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture

Confinement(σ_3)	Déformation volumique (ε_v)à la rupture	Déformation axiale (ε_1)à la rupture
50	0.79	4.48
100	0.67	4.8
150	0.56	5.4
200	0.50	5.7

Sable EL BATTAH non-renforcé, Dr=67%

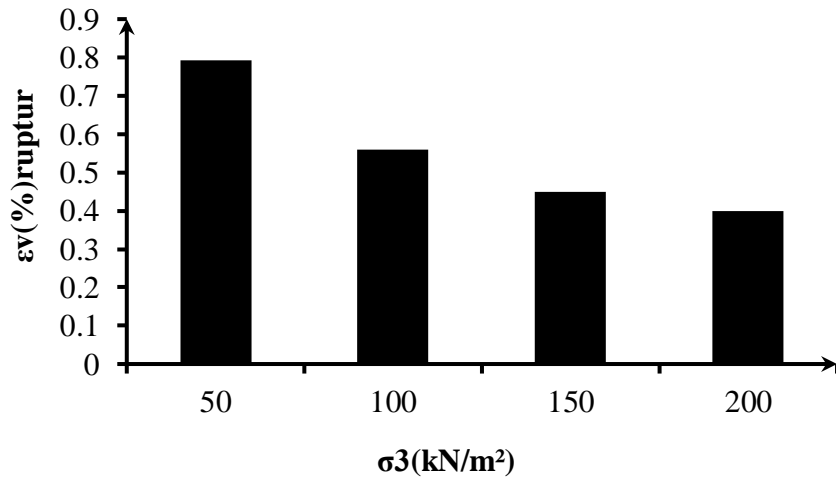


Figure IV.10 Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

Tableau IV.6 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime

Confinement(σ_3)	Déformation volumique à (ε_v)l'état ultime	Déformation axiale (ε_1)à l'état ultime
50	1.69	7
100	1.35	7.2
150	1.13	7.3
200	0.56	8.3

A l'état ultime la déformation volumique (ε_v) semble régresser lorsque la contrainte hydrostatique croit comme le montre la figure IV.11. La déformation passe

d'une valeur de 1.7% pour 50kN/m² de confinement à 1.35%, 1.13%, et 0.56% de déformation pour les contraintes de 100, 150 et 200 kN/m². Ces valeurs sont présentées sur le tableau IV.6 .

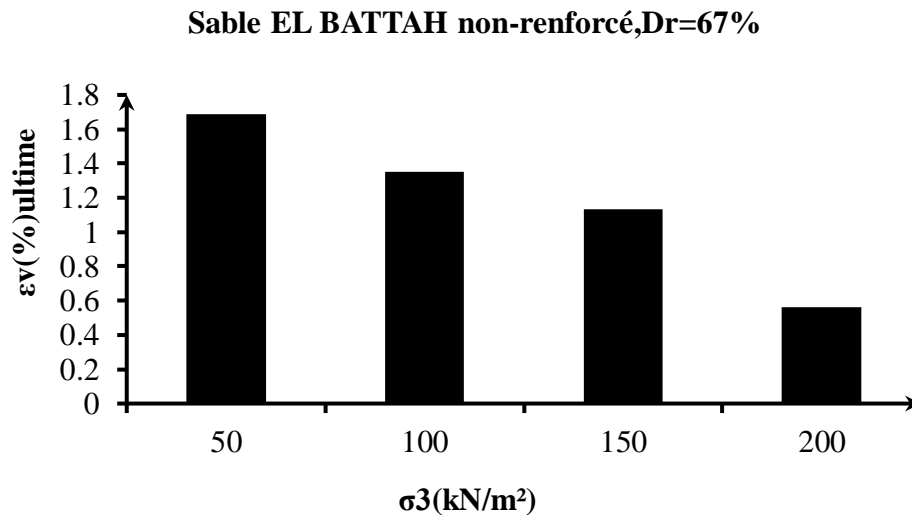


Figure IV.11 Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

IV.2.3 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale

La figure IV.12 présente l'évolution du déviateur (σ_{dev}) en fonction de la déformation latérale (ϵ_3) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m². Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation $\sigma_{dev} = f(\epsilon_3)$. Elles présentent un accroissement continu du déviateur (σ_{dev}) pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte latérale (ϵ_3) augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable. (Chelghoum, 2006).

En effet, la valeur du déviateur (σ_{dev}) à la rupture pour un confinement de 50kN/m² est de 57kN/m² pour une déformation latérale de 1.8%. Cette contrainte passe à une valeur de 156, 234 et 341 kN/m² lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m² successivement pour des déformations latérales (ϵ_3) à la rupture de 2%, 2.5% et enfin 2.8%. Ces valeurs sont résumées sur le tableau IV.7.

Sable EL BATTAH non-renforcé, Dr=67%

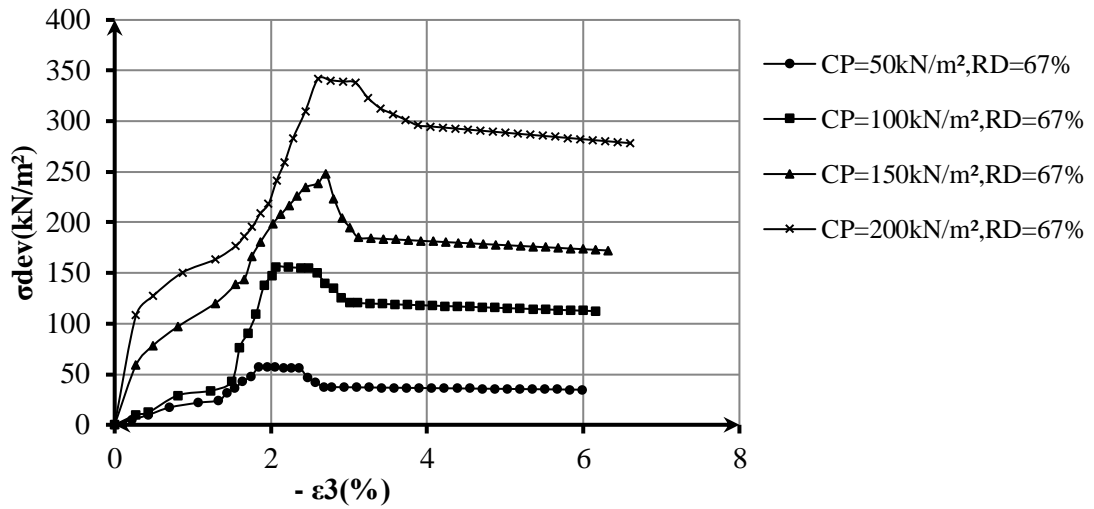


Figure IV. 12 Relation Déviateur-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

Tableau IV.7 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture

Confinement(σ_3)	Déviateur(σ_{dev}) à la rupture	Déformation latérale (ϵ_3) à la rupture
50	57	-1.84
100	156	-2.06
150	234	-2.44
200	342	-2.60

A l'état ultime, le changement du confinement (σ_3) semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur et la déformation latérale. L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau IV.8 donne les différentes valeurs de la résistance au cisaillement obtenu pour les contraintes de confinements de 50kN/m², 100 kN/m², 150 kN/m², et 200kN/m².

Tableau IV.8 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime

Confinement(σ_3)	Déviateur(σ_{dev}) à l'état ultime	Déformation latérale (ε_3) à l'état ultime
50	37	-2.6
100	120	-3.00
150	184	-3.12
200	295	-3.88

Une observation importante est actuellement faite concernant la déformation latérale principale qui se développe lors de tous les essais effectués. En effet toutes ces déformations sont des déformations de traction de signe négatif. Ces dernières mettent en évidence l'utilité de l'utilisation des inclusions horizontales souples pour renforcer les sols sableux.

La figure IV.13 présente l'évolution des rapports des contraintes principales (σ_1/σ_3) en fonction de la déformation latérale (ε_3). Cette évolution commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière pour atteindre enfin de compte une valeur constante lorsque le changement volumétrique devient insignifiant. (Chelghoum, 2006).

Tableau IV.9 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principale à la rupture

Confinement(σ_3)	Rapport des contraintes (σ_1/σ_3) à la rupture	Déformation latérale (ε_3) à la rupture
50	2.14	-1.84
100	2.55	-2.06
150	2.57	-2.44
200	2.70	-2.60

Sable EL BATAH non-renforcé, Dr=67%

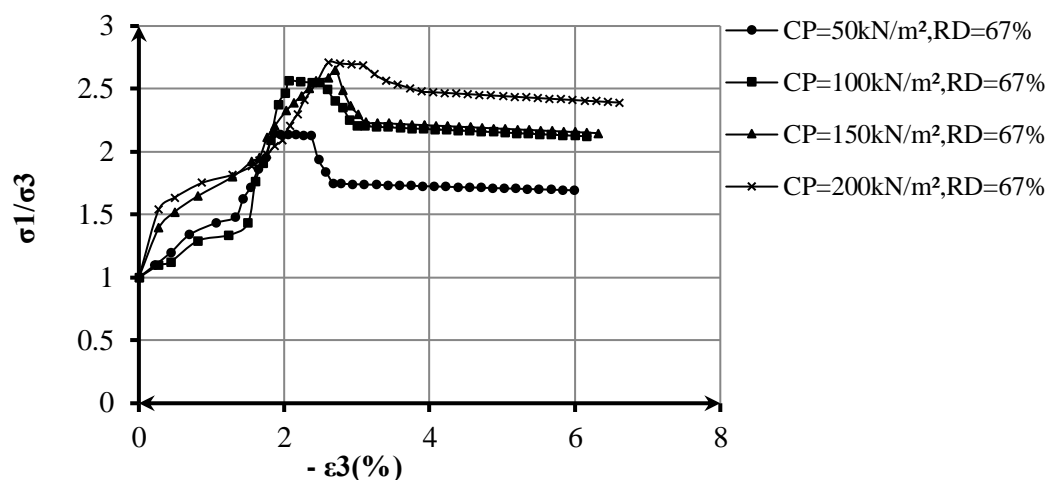


Figure IV.13 Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement.

Plus la contrainte hydrostatique (σ_3) est importante plus la valeur des rapports des contraintes (σ_1/σ_3) est plus élevée. Les valeurs de 2.1, 2.5, 2.56 et 2.7 correspondants aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m² à une déformation latérale de -1.8%, -2.06%, -2.44%, -2.6% respectivement ont été obtenus. Les déformations latérales (ϵ_3) sont toutes des déformations de traction de signe négatif. Le tableau IV.9 résume les valeurs obtenues.

A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte (σ_1/σ_3) et la déformation latérale principale (ϵ_3).

Tableau IV.10 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime

Confinement (σ_3)	Rapport des contraintes (σ_1/σ_3) à l'état ultime	Déformation latérale (ϵ_3) à l'état ultime
50	1.72	-2.67
100	2.20	-3.00
150	2.23	-3.12
200	2.47	-3.88

L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte correspondant à un état de volume constant. Le tableau IV.10 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m² aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation latérale qui lui correspond.

L'évolution du changement de volume (ε_v) en fonction de la déformation latéral (ε_3) à l'accroissement des contraintes hydrostatiques (σ_3) imposées est donnée sur la figure IV.14. Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est élevée à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et -1% déformation latérale. Au-delà de -1% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude.

Le changement volumétrique (ε_v) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à une déformation latérale d'environ -2.5%. Au-delà le sable montre aucun de changement de volume. Cet état correspond à l'état ultime à volume constant.

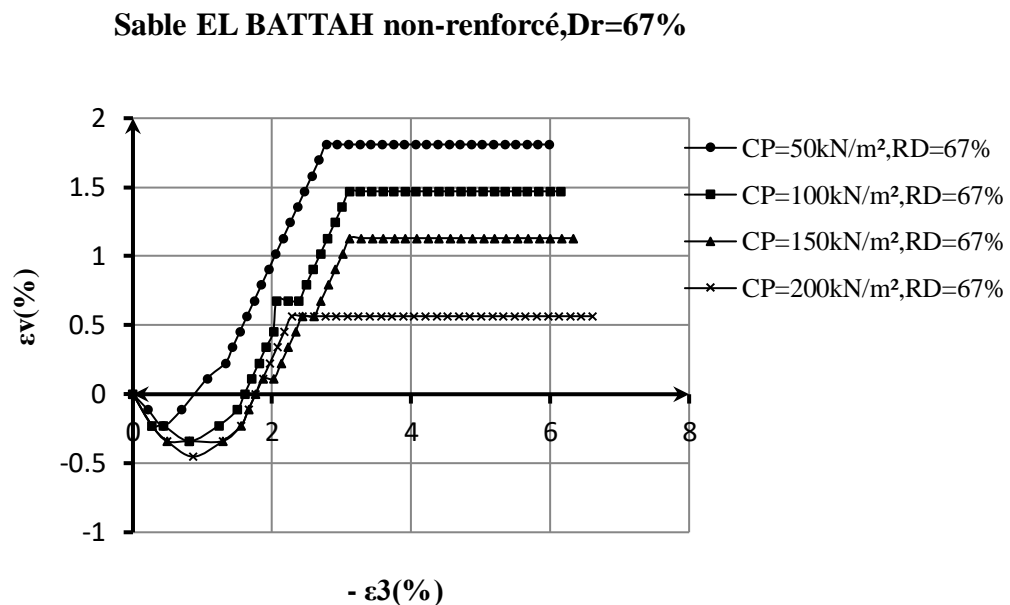


Figure IV.14 Relation déformation volumique-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

Les magnitudes des déformations volumétriques (ε_v) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées passent d'une valeur de 0.79% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m² à 0.67, 0.56, et 0.57% pour les déformations

latérales -1.8% , -2.06% , -2.44% et -2.6%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau IV.11.

Tableau IV.11 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à la rupture

Confinement(σ_3)	Déformation volumique (ϵ_v) à la rupture	Déformation latérale(ϵ_3) à la rupture
50	0.79	-1.84
100	0.67	-2.06
150	0.56	-2.44
200	0.50	-2.60

Les magnitudes des déformations volumétriques (ϵ_v) à l'état ultime pour les quatre contraintes hydrostatiques (σ_3) appliquées passent d'une valeur de 1.69% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m² à 1.35, 1.213 et 0.56% pour les déformations latérales -2.67% , -3.00% , -3.12% et -3.88%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau IV.12.

Tableau IV.12 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à l'état ultime

Confinement(σ_3)	Déformation volumique (ϵ_v) à l'état ultime	Déformation latérale(ϵ_3) à l'état ultime
50	1.69	-2.67
100	1.35	-3.00
150	1.13	-3.12
200	0.56	-3.88

La figure IV.15 présente l'évolution du l'angle de frottement (ϕ) en fonction de la déformation axiale latéral(ϵ_3) pour les quatre contraintes de confinement (σ_3) étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m². La forme des quatre courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb.

Sable EL BATTAH non-renforcé,Dr=67%

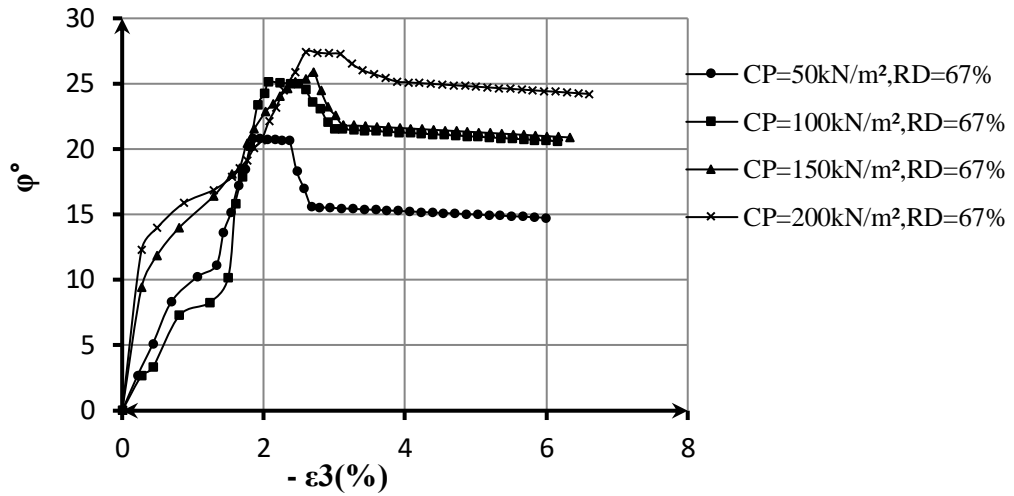


Figure IV.15 Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

Les quatre courbes montrent plutôt clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction. L'effet important de la contrainte de confinement (σ_3) sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque la contrainte hydrostatique croît, la courbe est plutôt plus accentuée et l'angle de frottement interne max ϕ_{max} est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant ϕ_{cv} , (Stark et al, 2014), Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les quatre contraintes hydrostatique utilisées dans cette campagne d'essais, (Mashour, 1980), (Chelghoum, 2006) .

La figure IV.16 montre cette augmentation de l'angle de frottement au pic ϕ_{max} en fonction du confinement (σ_3) sous forme d'histogramme. En effet l'angle de frottement interne au pic pour un confinement de 50kN/m² est de l'ordre de 20,6°. Il atteint une valeur de 25°, 25.15°, 27.4° lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m² successivement.

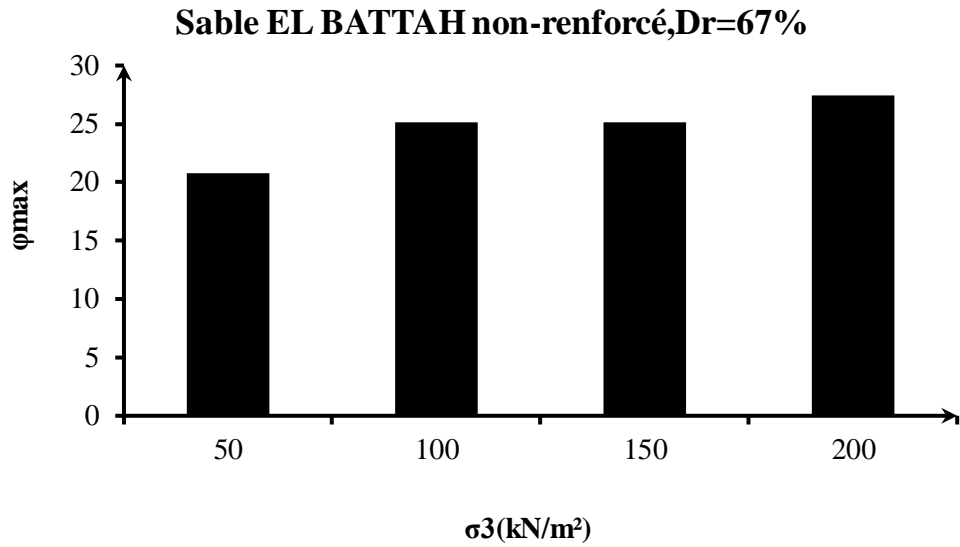


Figure IV .16 Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement

L'accroissement de la contrainte de confinement influe aussi sur l'angle de frottement interne à l'état ultime comme le montre la figure IV.17. La figure montre un accroissement de la l'angle de frottement. Elle passe de 15.2° pour 50kN/m² de confinement à 21.5°,21.8°,25.1° respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m², (Lee, 2000).

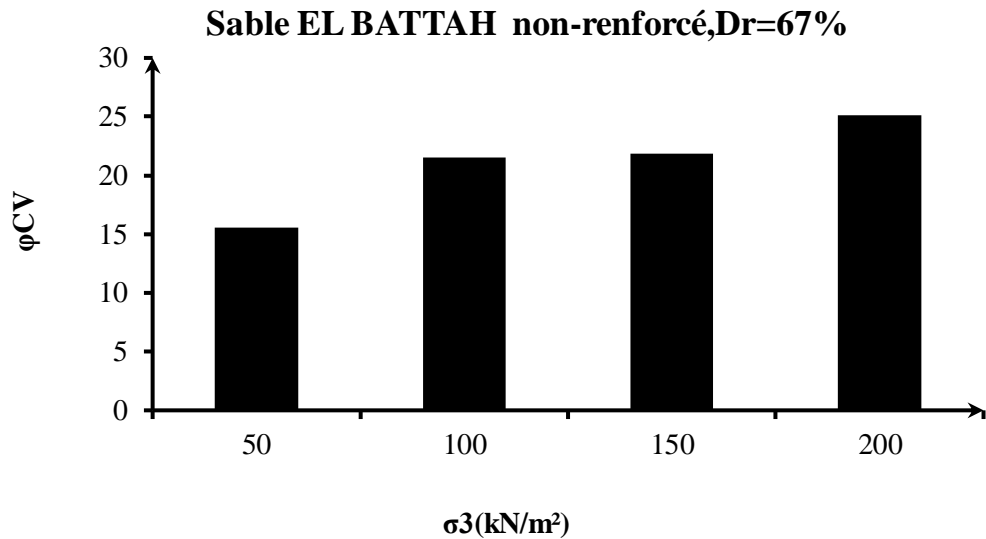


Figure IV .17 Variation de l'angle de frottement interne ultime en fonction de la contrainte de confinement

La figure IV.18 présente l'évolution de la déformation latérale (ε_3) en fonction de la déformation axiale (ε_1) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m². Les quatre courbes montrent une légère différence sous l'effet de la contrainte de confinement sur la relation $\varepsilon_3 = f(\varepsilon_1)$. En effet, une augmentation de confinement provoque un déplacement des courbes vers la gauche. Ce ci est mieux observé lorsque les courbes obtenues sont présentées par des lignes de tendance. Ces dernières montrent que lorsque la contrainte de confinement augmente la pente de la ligne de tendance correspondante s'élève. En aucun cas ces courbes ne montrent une égalité des déformations latérales et axiales comme supposées dans les théories de Rankine et Coulomb. Toutes les lignes de tendance présentent des pentes comprises entre 1 et 0.5, (Hirshfeld et al, 1963), (Chelghoum, 2006)

Sable EL BATAH non-renforcé,Dr=67%

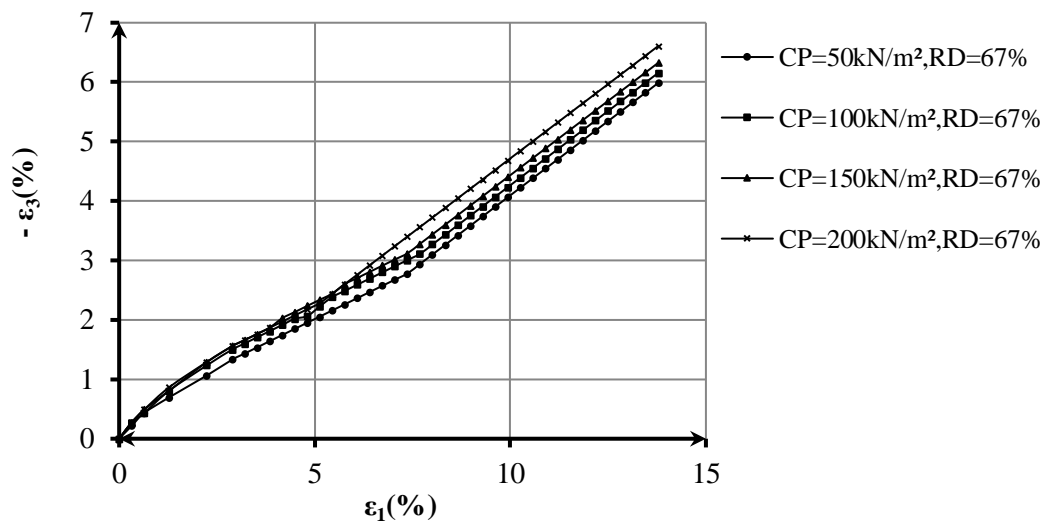


Figure IV. 18 Variation Déformation latéral – Déformation axial sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

La figure IV.19 montre cette augmentation de la déformation latérale(ε_3) à la rupture en fonction du confinement(σ_3). En effet la valeur de la déformation latérale à la rupture pour un confinement de 50kN/m²100 kN/m², 150 kN/m², et 200 kN/m² est de l'ordre de -1.8%, -2% -2.4%, -2.6% successivement.

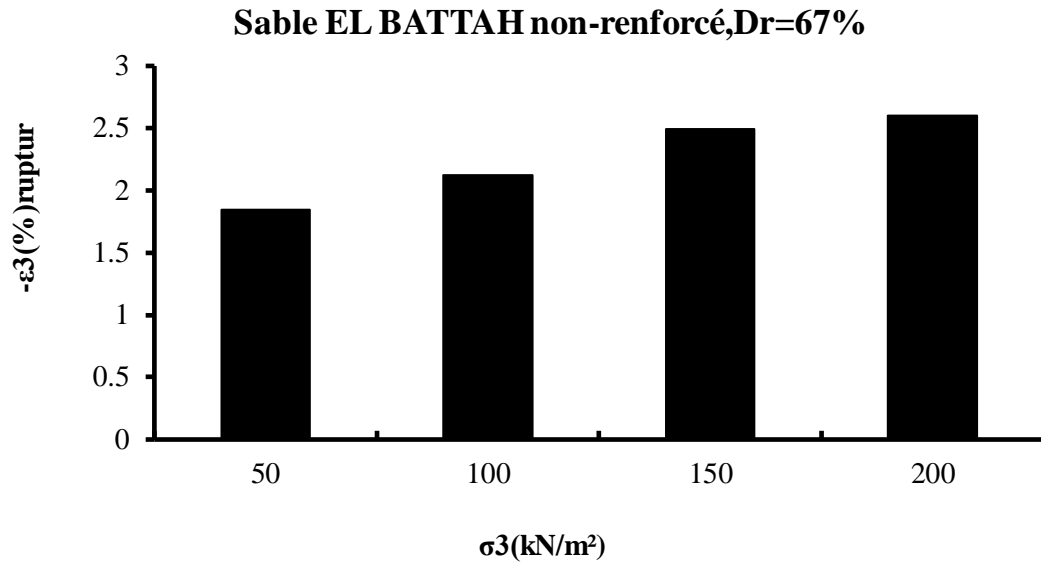


Figure IV.19 Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

La figure IV.20 montre l'augmentation de la déformation latérale (ϵ_3) à l'état ultime en fonction du confinement (σ_3). En effet la valeur de la déformation latérale ultime pour un confinement de 50 kN/m², 100 kN/m², 150 kN/m², et 200 kN/m² est de l'ordre de -2.6%, -3.00%, -3.12%, -3.8% successivement.

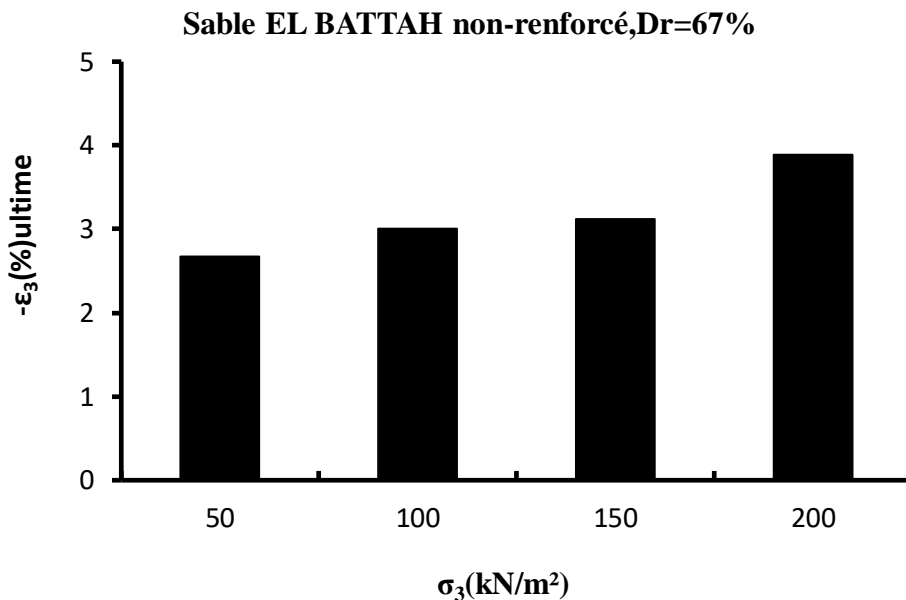


Figure IV.20 Variation de la déformation latérale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

La figure IV.21 présente l'évolution du coefficient de poisson ($\varepsilon_3/\varepsilon_1$) en fonction de la déformation axiale principale majeure (ε_1) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m². Les quatre courbes montrent clairement que le coefficient de Poisson n'est pas une valeur constante mais plutôt varie en fonction de l'évolution de la déformation axiale. Toutes ces courbes présentent un pic suivi d'une diminution de la magnitude du coefficient de poisson pour atteindre en fin de compte une valeur constante. Mieux encore, l'augmentation du confinement influe d'une manière claire sur l'évolution du coefficient de poisson. Un accroissement de la contrainte hydrostatique résulte en une diminution du coefficient de poisson à la rupture et à l'état ultime. (Chelghoum, 2006), Ces valeurs sont présentées sur le tableau IV.13 et IV.14.

Tableau IV.13 Valeurs du coefficient de poisson et des déformations axiales principales à la rupture

Confinement(σ_3)	coefficient de poisson ($\varepsilon_3/\varepsilon_1$) à la rupture	Déformation axiale(ε_1) à la rupture
50	-0.59	4.48
100	-0.57	4.8
150	-0.55	5.4
200	-0.54	5.7

Tableau IV.14 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime

Confinement(σ_3)	coefficient de poisson ($\varepsilon_3/\varepsilon_1$) à l'état ultime	Déformation axiale(ε_1) à l'état ultime
50	-0.6	7
100	-0.59	7.2
150	-0.58	7.3
200	-0.53	8.3

Sable EL BATAH non-renforcé, Dr=67%

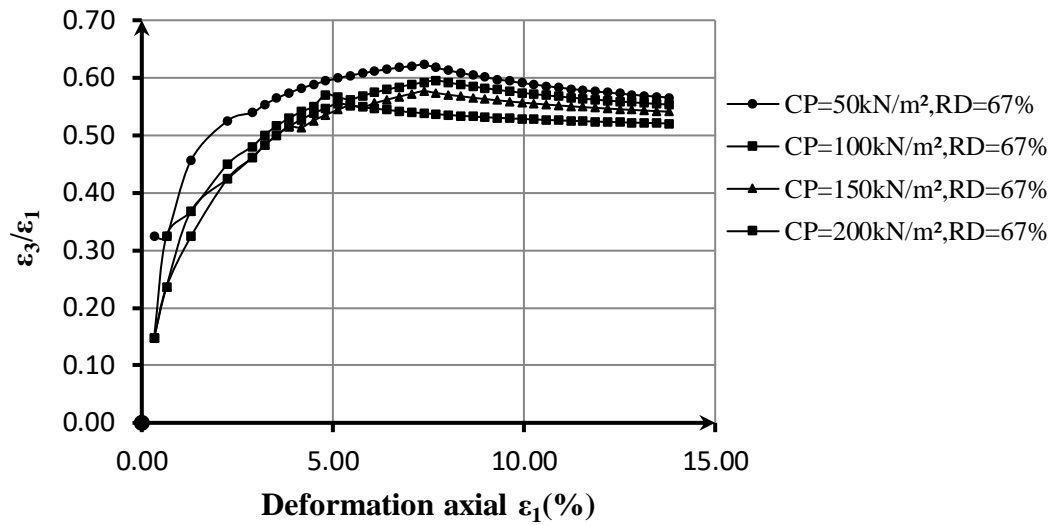


Figure IV.21 Relation coefficient de poisson - Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

La figure IV.22 présente la variation de la déformation latérale (ϵ_3) et la déformation axiale principale (ϵ_1) en fonction de la variation des contraintes hydrostatiques (σ_3) sous forme d'histogramme, l'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de la déformation latérale (ϵ_3) et la déformation axiale principale (ϵ_1), aussi il est clairement vu que l'échantillon subi une déformation latérale avant sa déformation axiale, (Gao et al, 2012).

Sable EL BATAH non-renforcé, Dr=67%

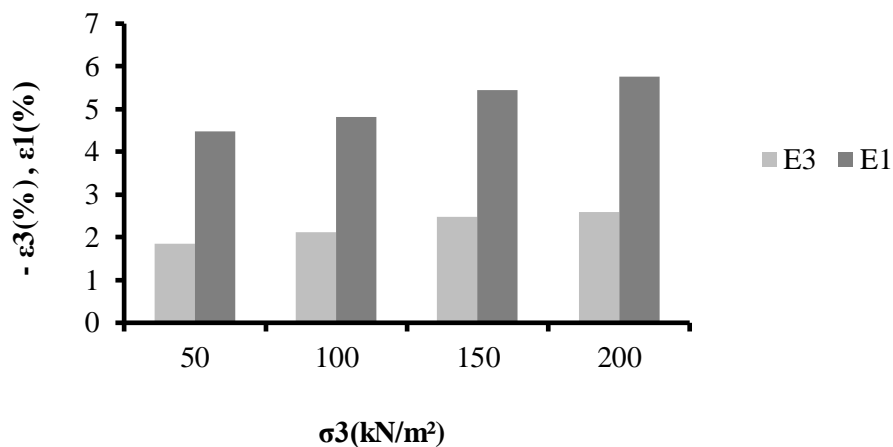


Figure IV.22 variation de la déformation latérale et axiale en fonction de la contrainte hydrostatique pour le sable non renforcé

IV.3 COMPORTEMENT DU SABLE RENFORCE

Cette étude présente l'influence du nombre d'inclusions horizontales sur le comportement du sable d'Echatt a été étudiée et analysée par une comparaison des différentes courbes donnant l'évolution du déviateur, le rapport des contraintes, le changement volumétrique, le rapport des déformations ainsi que l'angle de frottement interne en fonction de l'évolution des déformations axiales et latérales.

IV.3.1. Sable renforce avec inclusion horizontales

IV.3.1.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale

La figure IV.23 illustre les résultats des essais drainés réalisés pour différents échantillons de sable non renforcé et renforcé par des nappes en polythéline avec un espacement des nappes variable de $\Delta H=38\text{mm}$ (NP=1), $\Delta H=25,3\text{mm}$ (NP=2), $\Delta H=19\text{ mm}$ (NP=3) et $\Delta H=15,2\text{ mm}$ (NP=4).

On remarque que l'espacement des nappes affecte d'une manière significative le comportement du composite sable – plastique. Par ailleurs nous remarquons sur cette même figure que les courbes contraintes déviatoires en fonction des déformations axiales du sable renforcé croît avec la diminution de l'espacement des nappes plastiques. (Haeri et al, 2000).

Cette observation est valable aussi bien pour le déviateur à la rupture que pour le déviateur à l'état ultime Tableau.IV.15.

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

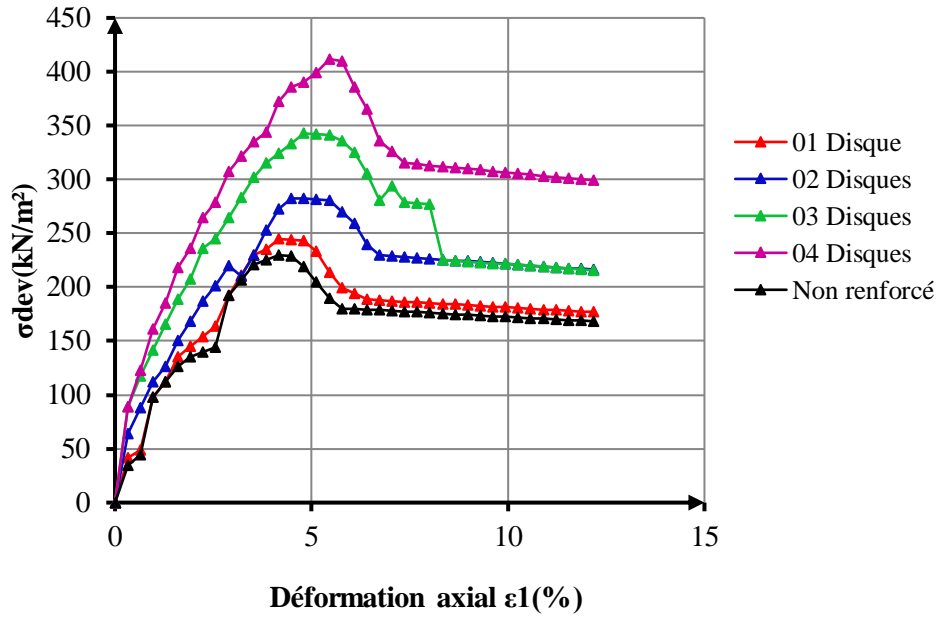


Figure IV.23 Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.15 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_{dev})	229	179
	(ϵ_1)	4.16	6.41
1	(σ_{dev})	244	187
	(ϵ_1)	4.48	7.07
2	(σ_{dev})	282	227
	(ϵ_1)	4.8	7.37
3	(σ_{dev})	342	277
	(ϵ_1)	5.12	7.69
4	(σ_{dev})	410	313
	(ϵ_1)	4.5	6.25

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

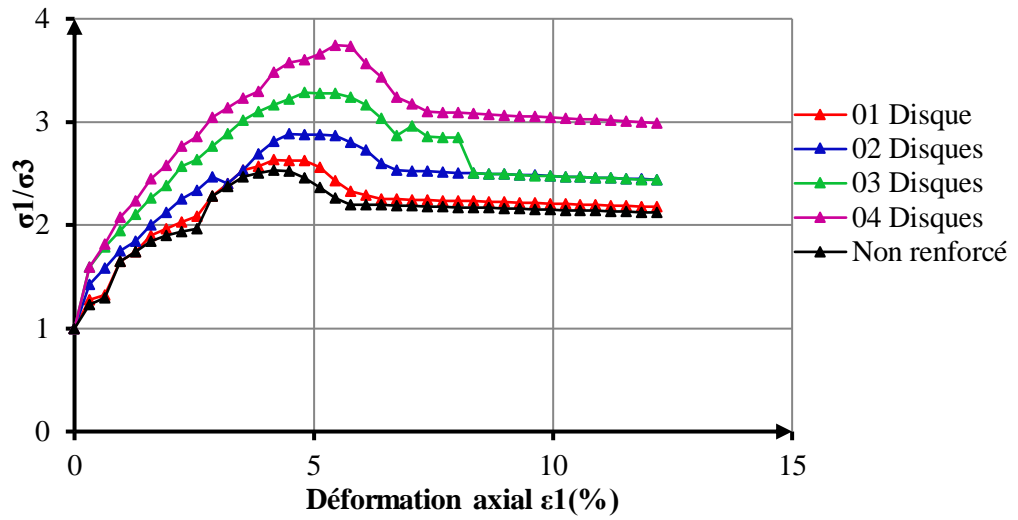


Figure IV.24 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3= 150\text{kN/m}^2$

La figure IV.24 présente le comportement du sol sableux non renforcé et renforcé par quatre disques en polyéthylènes.

Tableau IV.16 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte - déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_1/σ_3)	2.53	2.19
	(ϵ_1)	4.16	6.4
1	(σ_1/σ_3)	2.62	2.2
	(ϵ_1)	4.48	7.05
2	(σ_1/σ_3)	2.88	2.51
	(ϵ_1)	4.8	7.37
3	(σ_1/σ_3)	3.28	2.85
	(ϵ_1)	5.12	7.69
4	(σ_1/σ_3)	3.73	3.08
	(ϵ_1)	5.76	8.01

Les observations faites lors du déviateur sont encore une fois confirmées par l'étude de l'évolution des rapports des contraintes principales en fonction de la déformation axiale principale. (Orakoglu et al, 2017). En effet plus le nombre de disque augmente et plus la résistance du sol, exprimée par le rapport des contraintes principales s'améliore. Les valeurs des rapports de contrainte à la rupture et à l'état ultime sont présentées au tableau IV.16.

La comparaison de l'évolution du changement volumique en fonction de l'évolution de la déformation axiale principale majeure pour les quatre inclusions plastiques est présentée sur la figure IV.24 Toutes les courbes montrent la même allure, c'est-à-dire le sable commence par une contraction puis se dilate et par la suite garde un changement volumétrique constant à large déformation, (Dash et al, 2004). Ces mêmes courbes montrent aussi l'influence du nombre de disque sur l'évolution du changement volumique. Les éprouvettes ayant un nombre de disque plus grand exhibent plus de contraction et moins de dilatation avec un changement volumique plus faible à l'état ultime. Cette valeur est atteinte à une déformation axiale majeure plus petite, le tableau IV.25 présente les valeurs des déformations volumiques a la rupture et à l'état ultime. (Radosla et al, 2003).

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

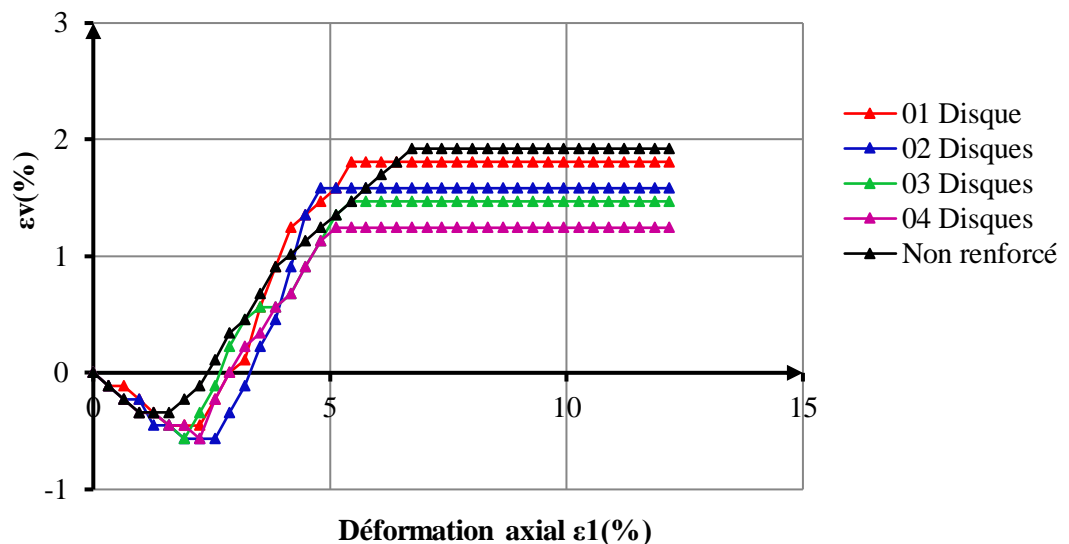


Figure IV.25 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.17 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique - déformation axiale, $\sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(ε_v)	1.01	1.8
	(ε_1)	4.16	6.41
1	(ε_v)	1.35	1.8
	(ε_1)	4.48	7.05
2	(ε_v)	1.58	1.5
	(ε_1)	4.8	7.37
3	(ε_v)	1.35	1.47
	(ε_1)	5.12	7.69
4	(ε_v)	1.244	1.24
	(ε_1)	5.76	8.01

IV.3.1.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale

La figure IV.26 présente l'évolution du déviateur en fonction de la déformation latérale pour les quatre inclusions pour une contrainte de confinement de 150 kN/m². Les quatre courbes montrent clairement l'effet important d'inclusion plastique sur la relation. Elles présentent un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte latérale augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable. (Boominathan et al, 2000). En effet, la valeur du déviateur à la rupture pour un confinement de 150kN/m² est de 229 kN/m² pour une déformation latérale de -1.57 %. Cette contrainte passe à une valeur de 244, 282, 342, 410 kN/m² $\Delta H=35\text{mm}$ (NP=1), $\Delta H=23,3\text{mm}$ (NP=2), $\Delta H=17,5\text{mm}$ (NP=3) et $\Delta H=14\text{mm}$ (NP=4). Successivement pour des déformations latérales (ε_3) à la rupture de -1.56 %, -1.61 %, -1.61 % et enfin -2.26%. Ces valeurs sont résumées sur le tableau IV.18.

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

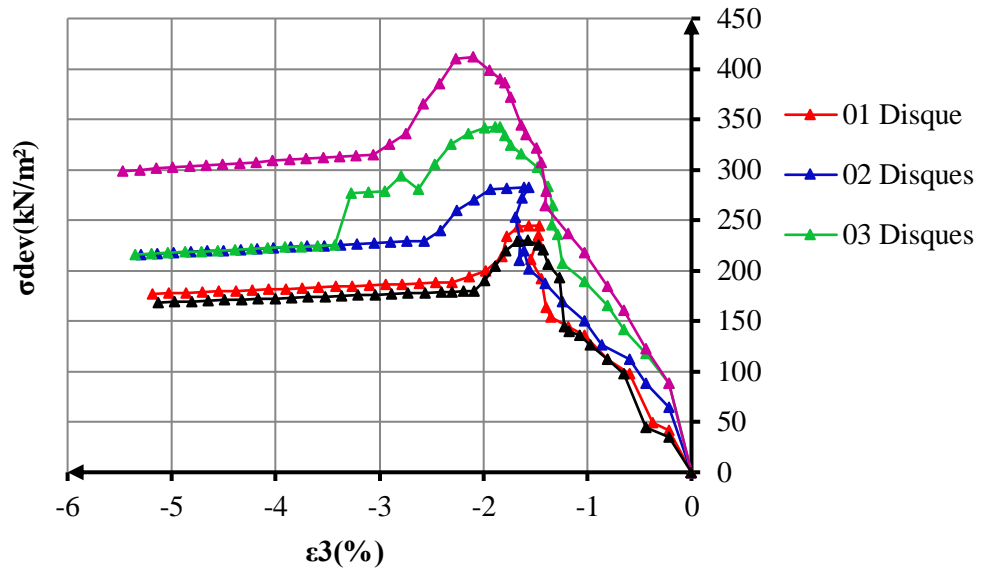


Figure IV.26 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.18 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur- déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_{dev})	229	179
	(ϵ_3)	-1.57	-2.3
1	(σ_{dev})	244	187
	(ϵ_3)	-1.56	-2.62
2	(σ_{dev})	282	227
	(ϵ_3)	-1.61	-2.89
3	(σ_{dev})	342	277
	(ϵ_3)	-1.88	-3.11
4	(σ_{dev})	410	313
	(ϵ_3)	-2.26	-3.38

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

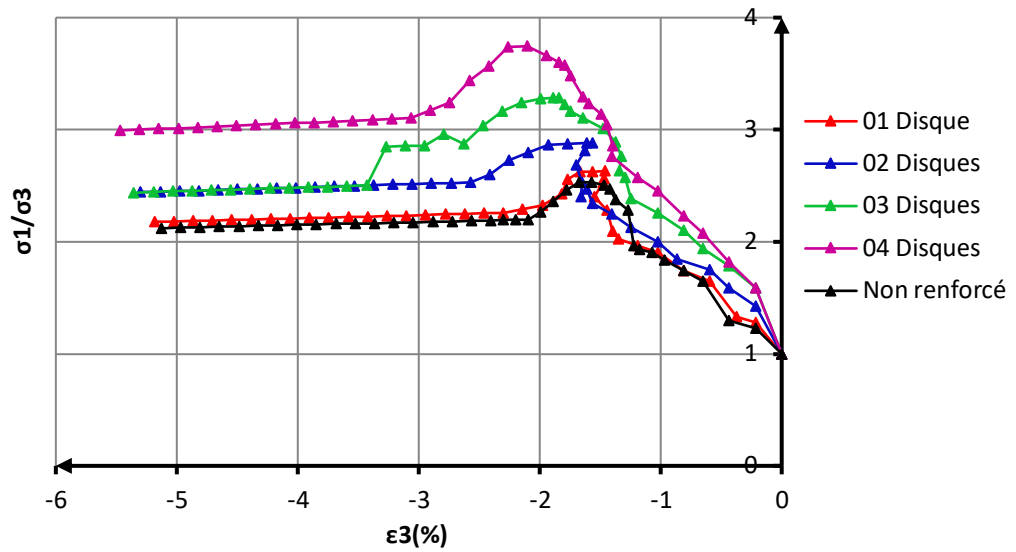


Figure IV.27 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.19 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_1/σ_3)	2.53	2.19
	(ϵ_3)	-1.57	-2.3
1	(σ_1/σ_3)	2.62	2.2
	(ϵ_3)	-1.56	-2.62
2	(σ_1/σ_3)	2.88	2.51
	(ϵ_3)	-1.61	-2.89
3	(σ_1/σ_3)	3.28	2.85
	(ϵ_3)	-1.88	-3.11
4	(σ_1/σ_3)	3.73	3.08
	(ϵ_3)	-2.26	-3.38

Les courbes de la figure IV.27 présentent le comportement du sol sableux non renforcé et renforcé par des inclusions plastiques variée de un jusqu'aux quatre disques. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une amélioration, l'évolution des rapports des contraintes principales en fonction de la déformation latérale. En effet plus le nombre de couche augmente, plus la résistance du sol exprimée par le rapport des contraintes principales s'améliorent. Le tableau IV.19 présente les valeurs des rapports de contrainte à la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.

La comparaison de l'ensemble des courbes montre que, pour le sable non renforcé et l'échantillon renforcé dont l'espacement des nappes est égal à 35mm, un phénomène de dilatance est apparu rapidement à partir de 5% de déformation axiale, alors que l'échantillon ayant subi un renforcement avec des espacements des nappes de 23,3mm, 17,5mm et 14 mm, la dilatance ne peut commencer qu'après 3 % de déformation latéral respectivement. Dans les quatre échantillons renforcés on observe finalement une stabilisation progressive du volume vers les grandes déformations. Nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés par d'autres chercheurs et (Athanasopoulos, 1993). (Chelghoum, 2006).

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

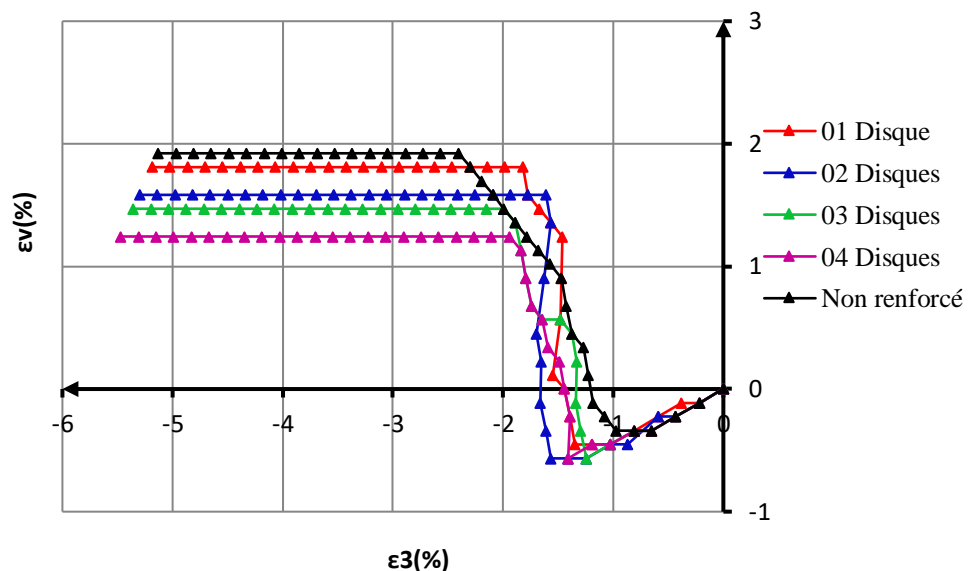


Figure IV.28 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Le tableau IV.20 présente les valeurs de la déformation volumique à la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.

Tableau IV.20 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(ϵ_V)	1.01	1.8
	(ϵ_3)	-1.57	-2.3
1	(ϵ_V)	1.35	1.8
	(ϵ_3)	-1.56	-2.62
2	(ϵ_V)	1.58	1.5
	(ϵ_3)	-1.61	-2.89
3	(ϵ_V)	1.35	1.47
	(ϵ_3)	-1.88	-3.11
4	(ϵ_V)	1.244	1.24
	(ϵ_3)	-2.26	-3.38

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

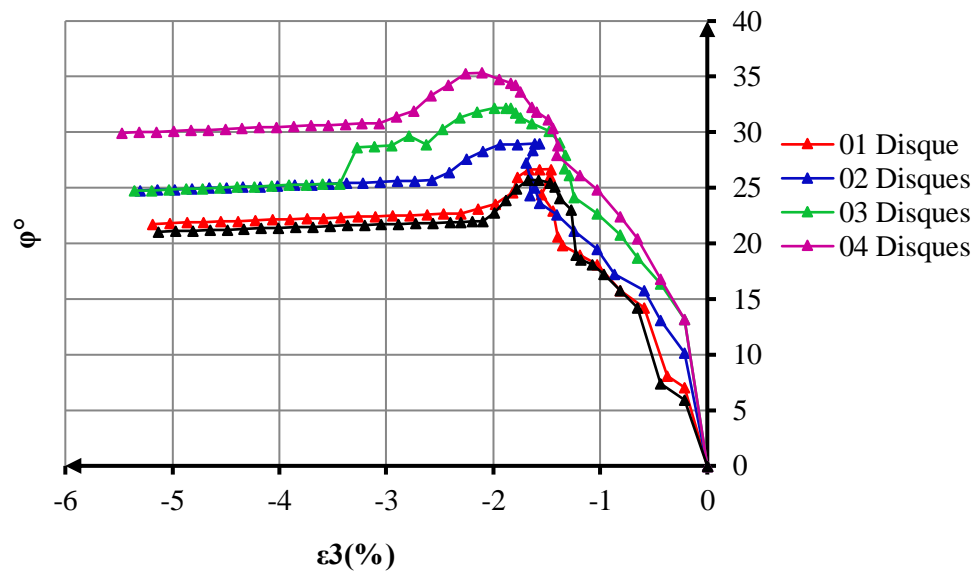


Figure IV.29 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

La figure IV.29 présente l'évolution de l'angle de frottement interne pour la contrainte hydrostatiques de 150 kN/m² en fonction de la déformation latérale. La forme des quatre courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb. Les quatre courbes montrent plutôt clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction.

L'effet important d'inclusion plastique sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque le nombre d'inclusion croît, la courbe est plutôt plus accentuée et l'angle de frottement interne max est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant . Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les quartes contraintes hydrostatiques utilisées dans cette campagne d'essais, (Chelghoum, 2006).

Tableau IV.21 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(φ)	25.69°	21.94°
	(ε_3)	-1.57	-2.3
1	(φ)	26.65°	22.59°
	(ε_3)	-1.56	-2.62
2	(φ)	28.98°	25.57°
	(ε_3)	-1.61	-2.89
3	(φ)	32.20°	28.7°
	(ε_3)	-1.88	-3.11
4	(φ)	35.28°	30.7°
	(ε_3)	-2.26	-3.38

IV.3.2 Sable renforcé avec fibres plastique

IV.3.2.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale

La figure IV.30 présente les résultats d'essais au cisaillement à l'essai triaxial du sable de mer à l'état dense, respectivement. Dans le but d'analyser l'effet de l'ajout de la fibre plastique sur la résistance au cisaillement de sable, (Gao et al, 2012). Nous avons

incorporé les fibres dans le sable en pourcentage de (0.5%). On a préparé deux échantillons de sable le premier est renforcé par fibre et le deuxième est renforcé par fibre et deux disques plastiques placés horizontalement (combinaison) les résultats ont été comparés au sable non renforcé. Pour chaque forme de renforcement, le sable a été cisailé sous contrainte hydrostatique de 150kN/m².

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

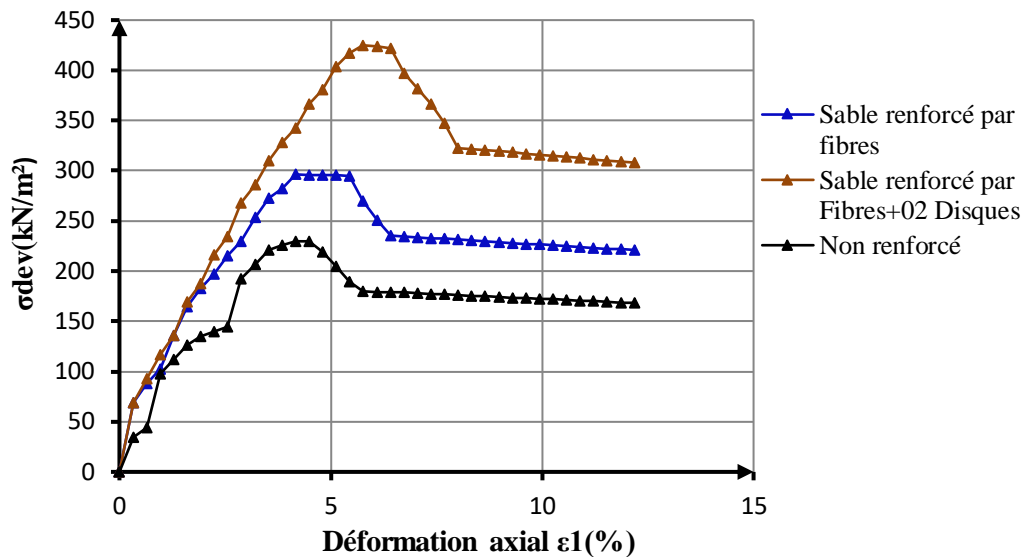


Figure IV.30 Influence de la forme de renforcement sur le déviateur, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

D'après les résultats obtenus, on peut remarquer que l'incorporation de la fibre plastique a un effet considérable sur le comportement du sable. Par mieux comprendre cet effet sur la courbe "résistance-déplacement", nous allons interpréter les courbes selon les points suivants :

*L'allure de la courbe.

* La résistance au pic et son déplacement correspondant.

L'incorporation des fibres plastiques change l'allure de la courbe aussi bien au sable renforcé par fibre que le sable renforcé par la combinaison entre les deux formes. Les déformations s'évaluent plus lentement en présence de la fibre, ce qui signifie que l'existence des fibres dans le sable réduit la cinétique de développement de déformations et rend la rupture plus ductile. Cette dernière propriété est souhaitable pour les ouvrages géotechniques (Park et al, 2009).

Par ailleurs, la présence des fibres améliore la contrainte de cisaillement maximale (pic de la courbe). De plus, le déplacement maximum au pic augmente avec l'augmentation du renforcement, le tableau IV.22 présente les valeurs des déformation volumique a la rupture et à l'état ultime.

Tableau IV.22 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Forme de renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_{dev})	230	179
	(ε_1)	4.16	6.41
fibres	(σ_{dev})	296	232
	(ε_1)	4.8	7.37
Fibres+deux disques	(σ_{dev})	424.9	322.6
	(ε_1)	5.76	8.01

La figure ci-dessous représente l'effet de la forme de renforcement sur la résistance au cisaillement du sable. L'analyse complète des résultats du tableau IV.23

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

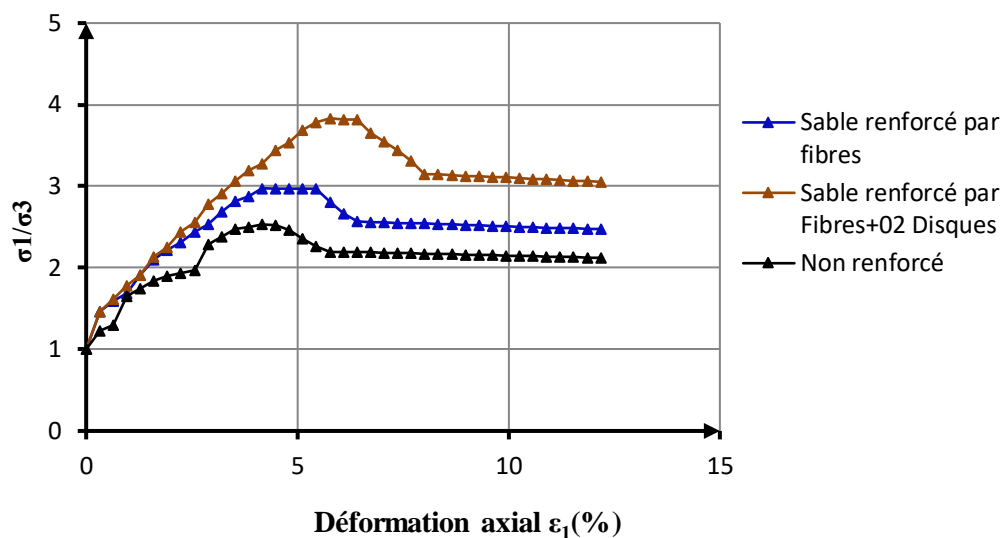


Figure IV.31 Influence de la forme de renforcement sur la relation rapport de contrainte -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.23 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Formede renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_1/σ_3)	2.53	2.19
	(ϵ_l)	4.16	6.41
fibres	(σ_1/σ_3)	2.97	2.57
	(ϵ_l)	4.8	7.37
Fibres+deux disques	(σ_1/σ_3)	3.83	3.15
	(ϵ_l)	5.76	8.01

Les courbes de la figure IV.31 présentent la variation du rapport de contrainte par rapport la déformation axiale principal sont typiques aux courbes de déviateur. Il est tout à fait clair que la courbe est caractérisée par un pic très prononcé suivi par palier horizontal aux grands déplacements. Par ailleurs, l'effet des fibres combinées avec deux disques sur les courbes de cisaillement est plus remarqué au cas du sable renforcé par les fibres uniquement.

La figure IV.32 montre que l'évolution du changement volumique en fonction de la déformation axiale dépend de la forme de renforcement. On remarque que a variation volumique diminue avec l'augmentation de la densité du renforcement pour le sable sans renforcement et renforcé par les deux formes cité ci-dessus. (Zornberg et al, 2002).

Les trois échantillons présentes une contraction à l'état initial, c'est-à-dire entre 0 et 1% déformation. Au-delà de 1% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Les résultats de changement volumique en fonction de la déformation axiale pour le sable d'El Battah non renforcé et renforcé par les deux méthodes sont présentés au tableau IV.24.

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

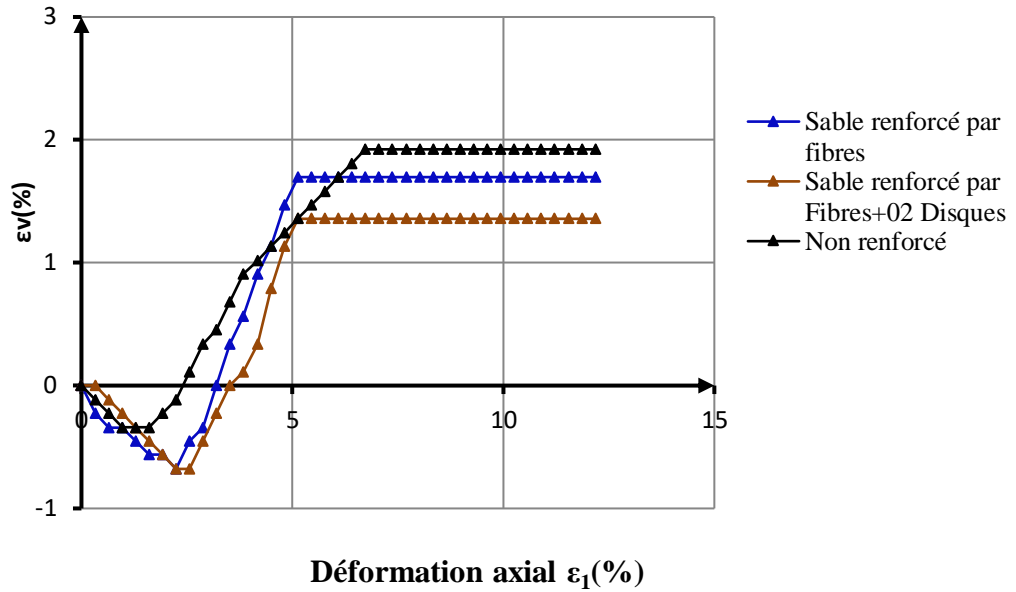


Figure IV.32 Influence de la forme de renforcement sur la relation variation volumique -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.24 Influence de nombre de disque sur la relation Changement volumique -déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Forme de renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(ϵ_v)	1.01	1.81
	(ϵ_l)	4.16	6.41
Fibres	(ϵ_v)	1.47	1.35
	(ϵ_l)	4.8	7.37
Fibres+deux disques	(ϵ_v)	1.69	1.34
	(ϵ_l)	5.76	8.01

IV.3.2 .2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale

La figure IV.33 présente l'évolution du déviateur en fonction de la déformation latérale pour une contrainte de confinement de 150 kN/m². Les courbes montrent clairement l'effet important de la forme d'inclusion plastique sur la relation. Elles

présentent un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écoulement lorsque la contrainte latérale augmente. La résistance du sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable.

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

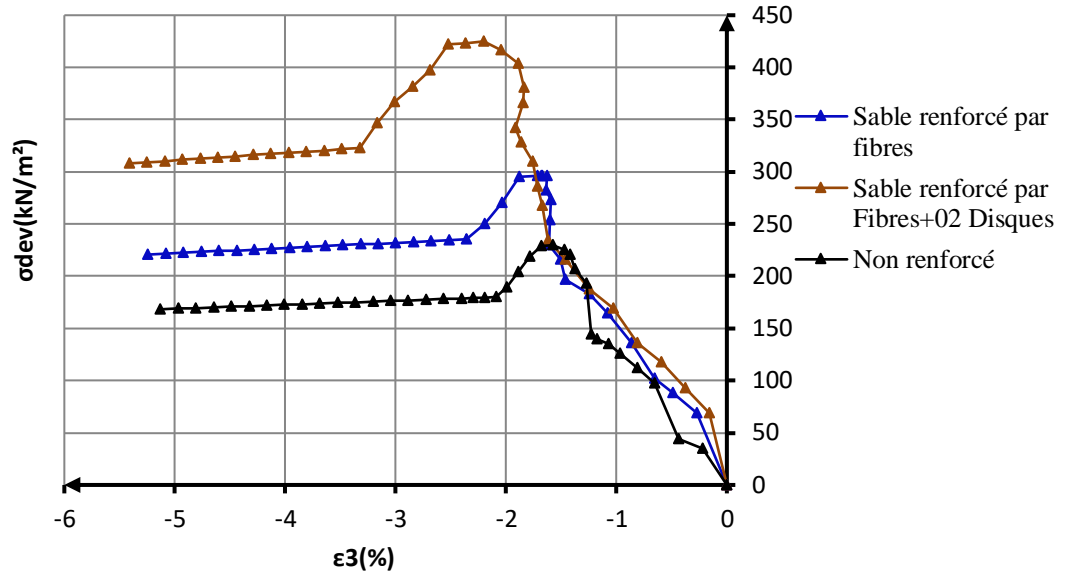


Figure IV.33 Influence de la forme de renforcement sur la relation déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Tableau IV.25 Influence de la forme de renforcement sur la relation déviateur- déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m^2			
Forme de renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(σ_{dev})	229	179
	(ϵ_3)	-1.54	-2.3
fibres	(σ_{dev})	296	232
	(ϵ_3)	-1.66	-2.83
Fibres+deux disques	(σ_{dev})	424.9	322.6
	(ϵ_3)	-2.2	-3.32

En effet, la valeur du déviateur à la rupture pour un confinement de 150kN/m^2 est de 230 kN/m^2 pour une déformation latérale de -1.54% . Cette contrainte passe à une valeur de $230,296,424\text{ kN/m}^2$. Successivement pour des déformations latérales à la rupture de -1.54% , -1.66% et enfin -2.2% . Ces valeurs sont résumées sur le tableau IV.25.

Sable ElBattah $38 \times 76\text{ mm}$ à $\sigma_3 = 150\text{kN/m}^2$

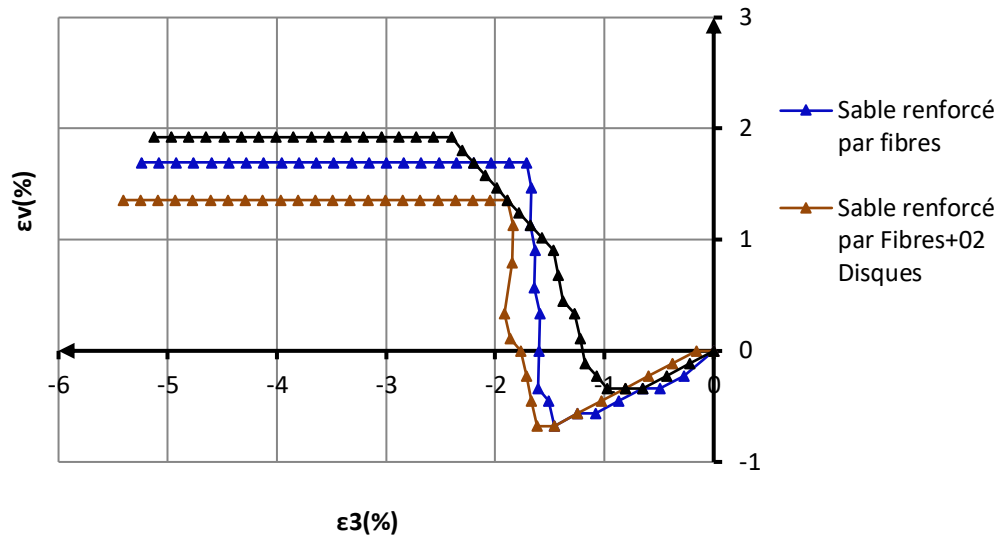


Figure IV.34 Influence de la forme de renforcement sur la relation variation volumique -déformation latérale, $\sigma_3 = 150\text{kN/m}^2$

L'évolution du changement volumique en fonction de la contrainte latérale est présentée au figure IV.34, la comparaison de l'ensemble des courbes montre que, pour le sable non renforcé et l'échantillon renforcé dont la présence des fibres et les deux disques plastiques, un phénomène de dilatance est apparu rapidement à partir de 2% de déformation latérale, l'échantillon ayant subi un renforcement avec fibres, la dilatance ne peut commencer qu'après 2% de déformation latéral respectivement. Dans les deux échantillons renforcés on observe finalement une stabilisation progressive du volume vers les grandes déformations. Nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux trouvés par d'autres chercheurs, (Chelghoum, 2006).

Tableau IV.26 Influence de la forme de renforcement sur la relation changement volumique-déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Formede renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(ϵ_V)	1.01	1.81
	(ϵ_3)	-1.54	-2.3
Fibres	(ϵ_V)	1.47	1.35
	(ϵ_3)	-1.66	-2.83
Fibres+deux disques	(ϵ_V)	1.69	1.34
	(ϵ_3)	-2.2	-3.32

La résistance au cisaillement des sols sableux est basée uniquement sur le frottement entre les grains constituant le squelette granulaire dont le seul paramètre déterminé à partir de la courbe intrinsèque est l'angle de frottement interne, défini comme la pente de la droite dans le plan de contraintes principales ou plan de Mohr.

Sable ElBattah 38x76 mm à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

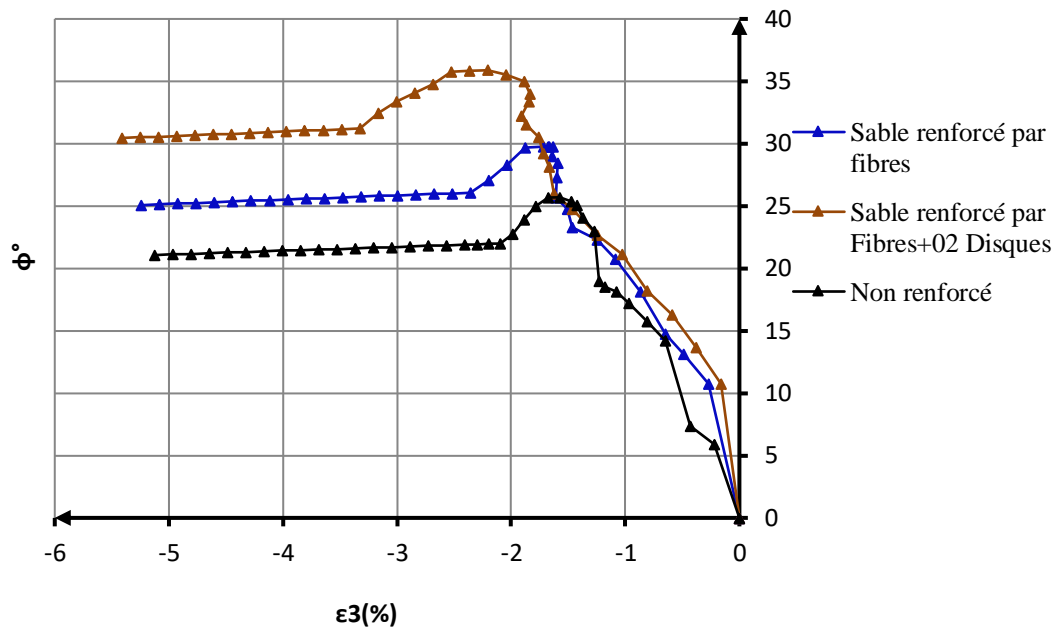


Figure IV.35 Influence de la forme de renforcement sur la relation Angle de frottement interne -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

A base des résultats trouvées et présenté sur la figure IV.35 on peut remarquer que :

*L'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation des concentrations des fibres plastiques dans le sable dense, aussi bien au sable renforcé par la méthode de combinaison.

*La cinétique de développement de l'angle de frottement avec l'augmentation du dosage de polyéthylène est beaucoup plus élevé comparons avec l'échantillon renforcé par fibre et deux disques.

*L'augmentation de la matière plastique dans le sable change significativement la pente de la courbe intrinsèque du sable (chaque augmentation de pourcentage induit une augmentation de l'angle de frottement interne ϕ).

*L'effet des fibres est plus envisagé dans le sable dense puisque le comportement des sols sableux est basé sur le mécanisme enchevêtrement-désenchevêtrement du squelette granulaire, plus ce dernier est serré plus que le frottement est grand et par conséquence la résistance est élevée. L'existence de la fibre dans le squelette granulaire empêche le déplacement relatif entre les grains créant ainsi un frottement supplémentaire.

*La forme des courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb. Les courbes montrent clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction. L'effet important d'inclusion plastique sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque taux de polyéthylène croit, la courbe est plutôt plus accentuée et l'angle de frottement interne max est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant. Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les deux formes de renforcement utilisées dans cette campagne d'essais. (Chelghoum, 2006), (Mc GOWN et al, 2000).

Tableau IV.27 Influence de la forme de renforcement sur la relation angles de frottement interne -déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m ²			
Forme de renforcement	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(φ)	25.69°	21.94°
	(ε_3)	-1.54	-2.3
Fibres	(φ)	29.78°	25.91°
	(ε_3)	-1.66	-2.83
Fibres+deux disques	(φ)	35.88°	31.21°
	(ε_3)	-2.2	-3.32

CONCLUSIONS GENERALES

La valorisation des déchets plastiques dans les applications du génie civil, notamment dans les bétons sous forme de granulats ou dans les sols comme des renforts, est considérée comme une solution intéressante sur les plans économiques et environnementaux, en effet, elle permet de réduire les impacts écologiques des déchets sur l'environnement et la santé de l'être humain, d'une part, et de réduire les besoins en matière première d'autre part.

Le travail de recherche conduit au niveau du laboratoire des travaux public de l'Est, sur sable d El Battah non renforcé et renforcé par déchets plastiques (polyéthylène) a permis de tirer les conclusions Ci dessous. L'analyse des éprouvettes de sol dans une cellule triaxial avec déférentes formes de renforcement et extrémité ont montré que :

- ✓ Le rapport des contraintes principales et le déviateur des contraintes à la rupture et à l'état ultime croient avec à l'augmentation du confinement.
- ✓ La déformation volumique à la rupture diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement alors que la déformation axiale augmente.
- ✓ A l'état ultime le changement de volume devient constant et varie selon le confinement imposé.
- ✓ Toutes les éprouvettes exhibent une contraction initiale suivie d'une dilatation, la vitesse de dilatation maximale se situe aux environ de la valeur au pic.
- ✓ Comme toutes les éprouvettes sont en sable dense, la relation déformation volumique en fonction de la déformation axiale donne des courbes en formé de S montrant une contraction et une dilatation.
- ✓ La relation entre la déformation axiale et la déformation latérale a montré qu'une augmentation de la contrainte axiale n'engendre pas nécessairement une même augmentation de la contrainte latérale. Avec l'augmentation du déviateur la contrainte latérale se développe moins vite que la déformation axiale principale.
- ✓ Toutes les déformations latérales sont des déformations de traction de signe négatif.

- ✓ L'approximation de relation déformation latérale en fonction de déformation axiale a des lignes droites montre que la variation de la pression de confinement dans un sol bien gradue montre une légère variation.
- ✓ Les courbes d'angle de frottement et le rapport de contrainte en fonction de la déformation latérale montrent qu'elles développent un pic suivi d'une diminution de résistance pour atteindre une valeur constante d'angle de frottement à grande déformation latérale.
- ✓ Pour les pressions de confinement utilisées dans le programme d'essai la pression de confinement semble avoir une légère influence sur l'angle de frottement et le rapport de contrainte en fonction de la déformation latérale
- ✓ L'effet de la variation de la contrainte de confinement sur la relation rapport des déformations en fonction de la déformation axiale principale a montré qu'avec l'accroissement de la déformation axiale ce rapport augmente pour atteindre une valeur au pic qui diminue par la suite avec la progression de l'essai de cisaillement. L'augmentation du confinement réduit le rapport des déformations et augmente la déformation axiale principale au pic.
- ✓ L'introduction d'une nappe d'inclusion en plastique dans le sol améliore le déviateur, le rapport des contrainte principale et l'angle de frottement interne aussi bien au pic qu'à l'ultime. Plus le nombre d'inclusion est important et plus cette amélioration est évidente.
- ✓ Une inclusion de disque horizontalement au milieu de l'éprouvette réduit la déformation volumique à la rupture et à l'état ultime. Deux inclusions introduites réduit encore plus cette caractéristique. Cette observation est aussi faite en ce qui concerne la déformation latérale de traction et le rapport des déformations principales à la rupture.
- ✓ Ces inclusions apportent une réduction dans le coefficient de poisson du sol, les pentes des lignes de tendance (lignes d'approximation). En effet, plus le nombre est important et plus ce coefficient est faible.

A la base de ces conclusions citée ci dessus, Les inclusions plastiques introduite dans le sol sableux semble améliorer la résistance du sol et réduire la déformation latérale ce qui se traduit dans les ouvrages de soutènement par une réduction des poussées des terres. Les hypothèses faites pour les calculs des structures de soutènement par les méthodes aux états limites de Rankine et Couloumb ne semblent pas être

vérifiées par la campagne d'essais effectués en laboratoire, d'où les méthodes à utiliser pour les structures en terre armée doivent être sur la base des contraintes de déformations latérale de traction et non celles de la déformation axiale de compression.

Le renforcement des sables par des renforts d'origine plastique, permet non seulement de créer une source supplémentaire pour absorber certaines quantités de ces déchets industriels, mais également d'améliorer les propriétés mécaniques du sable.

Lors de cette campagne d'essai un seul type d'inclusion et de sable ont été utilisés, pour mieux comprendre et généraliser ces conclusions, il est recommandé d'étudier dans des travaux futures l'influence du type d'inclusion (matière, rigidité, ouverture des mailles, Espacement dans le sol etc..) et le type de sol par une analyse de l'influence de la granulométrie, la forme des particules de sol, la densité relative et les contraintes de confinement très élevées.

Et pour bien comprendre le comportement des matériaux composites et pour une caractérisation plus complète, l'étude de la micro structure par le microscope électronique à balayage (MEB), et l'analyse de diffraction des rayons X (DRX) doivent être conduites.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Abbas, J., Al- Dorry, M., Bearing Capacity of Ring Footing on Geogrid Reinforced Sand, (2013). *International Review of Civil Engineering (IRECE)*, 4 (5), pp. 240-246.
2. Alain B ., Peyras L., Royet P.,(2016). L'essai de cisaillement à la grande boîte de Casagrande : un banc expérimental pour évaluer les propriétés des sols grossiers et pour d'autres applications en géomécanique. *Revue Françaises Geotechnique.*, 146 (4),pp 23-30.
3. Al Mahmoud M., (1997). Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes, Thèse de doctorat en génie civil à l'USTL, Lille,141 p.
4. Allen,T.M , Holtz,R.D,(1991). Design of retaining walls reinforced with geosynthetics . *Geotechnical special publication* Vol.27,pp 970-987.
5. Aliya I., ,Azeem M.A., Hashim M.,. (2018). Seismic response of reinforced concrete buildings under mainshock – aftershock earthquake sequence. *International Journal of Civil Engineering and Technology* . Vol 9,(4), pp. 647–659.
6. Ashmawy A.K .(1998) . Effect of geotextile reinforcement on the stress-strain and volumetric response of sand.vol 2 ,pp 1079-1082.
7. ASTM. Soils testing methods.
8. Athanasopolus G.A. 1993. effect of particle size on the mechanical behaviour of sand. *geotextiles and geomembrane*, vol 2 (7) ,pp .255-273.
9. Attoui B., Khirici N., (2014).Use of a new method for determining the vulnerability and risk of pollution of major groundwater reservoirs in the region of Annaba–Bouteldja . *Environmental Earth Science.s* Vol 72 (3) , pp 891–903.
10. Belabdelouhab F., Trouzine H., Le PneuSol en Algérie recherche, réalisations d'ouvrages et protection de l'environnement – IVth International Congress of REE, Tunisie, 2009.

11. Benneton J J., Blivet J.C., Perrier H. (1997). Hydrolyse alcaline des geotextiles polyester(PET). *Proceedings of Rencontres Géotextiles-Géo membranes*.
12. Bishop A.W., Henkel D.J. (1969).The measurement of soil properties in the triaxial test. PP50-101.
13. Bishop A.W.,(1971). Shear strength for undisturbed and remoulded soil specimens,Cambridge university. pp 3-58.
14. Boominathan A., Hari S., (2002). Liquefaction strength of fly ash reinforced with randomly distributed fibers . *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.22, pp 1027-1033.
15. Brignoli E. G. M., Gotti M., Stokoe K. H., (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.19, N° 4, pp. 384-397.
16. Broms B.B ., (1977).Triaxial testes with fabric-reinforced soil.Ecole nationale des ponts et chaussées. vol 3 , pp 129-134.
17. Cai , Y., Shi, B., Charles, W.W., Tang, C., (2006). Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil, *Engineering Geology*, vol 87 , pp. 230-240.
18. Chelghoum N .(2006).Effect of confining pressure on lateral strain of cohesionles soil. *journal of engineeringand applied science* .Vol 1(4),pp 360-369 .
19. Chelghoum N. Les ouvrages de soutènement. Publication de l'université Badji Mokhtar, Annaba, 2006, pp 7-56.
20. Christopher ,B.R,and Holtz,R,D (1985).Geotextile engineering manual, pp 86-203.

21. Chunling LI ., Jorge G. Zornberg,.(2012). Mobilization of reinforcement forces in fiber reinforced soil, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 139(1) , pp107-115.
22. Conforth D.H.,(1964) . Plane strain failure characteristics of saturated sand. PhD thesis ,university of London.
23. Consoli N.C., Montardo J. P., Prietto P.D.M., Passa G. S.,(2002). Engineering behaviour of sand reinforced with plastic waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 128 (6), pp 462-472.
24. Dash, S.K., Rajagopal, K., Krishnaswamy, N.R., (2004). Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations. *Geosynthetic International* , vol 11 (1),pp 35–42.
25. Diambra A., Ibraim E., Muir Wood D., Russell A.R.,(2010) . Fibre reinforced sands Experiments and modeling. *Geotextiles and Geomembranes* .vol (28),pp 238–250.
26. Djedid A .,(1991). comportement non drainé du sable d’hoston,revue francaise de geotechnique .pp 53-64 .
27. Eldesouky H., Morsy M.M., Mansour M.F,(2016). Fiber-reinforced sand strength and dilation characteristics. *Ain Shams Engineering Journal*.vol (7),pp 517-526.
28. Falorca I., Pinto M ,(2011). Effect of short, randomly distributed polypropylene microfibres on shear strength behaviour of soils. *Geosynth jornal* vol (5), pp 2–11.
29. Gao Z ., Zhao J.,(2012). Evaluation on failure of fiber-reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*., Vol 139 (1): 95-106.
30. Ghembaza M.S, Birama G., Benamer Z.,(2014) influence of Grain Size Coarse Soil on Shear Strength. *Geotechnical & Environmental*, Volume 8 (11) .

31. Haeri S. M., Noorzad R., Oskoorouchi A. M., (2000). Effect of géotextile reinforcement on the mechanical behaviour of sand. *Géotextiles and Géomembranes*, vol (18), pp 385-402.
32. Head K.H .(1986).Manual of soil laboratory testing .*Proceeding of first Indian geotextiles conference on reinforced soil and geotextiles*. Vol (3),pp 85-93.
33. Hirshfeld R.C., Poulos S.J. (1963).High-pressure triaxial tests on a compacted sand and undisturbed silt. ASTM, STP 361, pp 329-338.
34. Holtz R.D., (1995). Retaining walls reinforced with geosynthetics. Proceeding of symposium on Geotechnical engineering ,Singapore world scientific , pp181-194.
35. Hou J., Zhan M. X., Dai Z. H., Li J. Z., Zeng F. F. (2017). Bearing capacity of strip foundations in horizontal-vertical reinforced soils. *Geotextiles and Geomembranes*, vol 45, pp 29–34.
36. Houston L.S., Perez-Garcia N., Houston W.N. (2008). Shear strength and shear induced volume change behavior of unsaturated soils from a triaxial test program. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. vol 134 (11), pp 1619-1632.
37. Huabao Z ., Xuejun W. (2008) .Model studies on geogrid- or geocell-reinforced sand cushion on soft soil. *Geotextiles and Geomembranes*. vol 26,pp 231–238.
38. <http://www.caribriskcluster.org/mission-jamaique-num%E9ro-3-pneusol.mai-2013>.
39. Ishihara K., Okada S. (1982). Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. *Soil Mechanics and Foundation* ,Vol. 22 (3).
40. Jewell R.A.,Paine N., Woods R.I., .(1984). Design methods for steep reinforced embankments on polymer grid reinforcement in civil engineering , London(1984).
41. Jin L. , Gonghui W. , Toshitaka K., Fanyu Z ., Jun Y., Bin S .(2011).Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring-shear tests. *Geotextiles and*

Geomembranes .vol (29) , pp 462-471.

42. Kaniraj R, Gayathri V.(2003). Geotechnical behavior of fly ash mixed with randomly oriented fiber inclusions. *Journal of Geotextiles and Geomembranes* . Vol (21) , pp 123–149.
43. Kafodya I ., Okanta F,(2018). Effect of fibre surface coating on the mechanical properties of natural fibre-reinforced soil. *International journal of geotechnical engineering*.vol(3).
44. Khedari J., Charoenvai S., Hirunlabh J. (2003). New insulating particleboards from durian peel and coconut coir. *Building and Environment* vol 38(3),pp 245–254.
45. Khedkar M .S., Mandal J. N.(2009). Behaviour of Cellular Reinforced Sand Under Triaxial Loading Conditions. *Geotechnical Geologic Engineering*. Vol 27, PP 645-658.
46. Krishnaswamy G. Madhavi L. (1999). *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 17 ,pp 171-184
47. Krishnaswamy N.I. (1985).Liquefaction analysis of saturated reinforced granular soils. *Journal of Geotechnical engineering ASCE* . vol (9). pp 645-651.
48. Kumar A., Pandey V., Murari K., Sing J.P., 2014. Soil Stabilization Using Ground Granulated Blast Furnace Slag. *International Journal of Engineering Research and Applications*. vol.4 (5) ,pp.164-171.
49. Kargar M., Majdeddin S.,Hosseini M .(2017).Effect of reinforcement geometry on the performance of a reduced-scale strip footing model supported on geocell reinforced sand.international . *journal de science et technology*, vol 24 (1).
50. Kim A.,Lee G.H .,(2008) . Mechanical behavior of lightweight , soil reinforced with waste fishing net. *Geotextiles and geomembranes* . Vol (26) ,pp 512-518.
51. Latif, D., Rifa'i, A., Suryolelono, K., (2017).Impact of Volcanic Ash and Lime Adding on

- Expansive Soil for Subgrade Layer, *International Review of Civil Engineering*, vol 8 (5), pp 255-260 .
52. Leshchinsky D., (2017) .Limit state design framework for geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotextiles and geomembranes*. Vol (45) ,pp 642-652.
53. Lee,W,F.,(2000).Internal stability analysis of geosynthetics reinforced retaining walls.University of Washington ,Seattle ,pp 380.
54. MEDDAH Abdelaziz. Caractérisations d'un béton compacté routier contenant des déchets caoutchouteux. Thèse Doctorat. Ecole nationale polytechnique d'Alger, 2015.
55. Luc S. (2018). Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable. Université Grenoble. Licence, cour pour module MXG5, 2018, 60p, Disponible sur : <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01784592/document>. Consulté le 03 mai 2018.
56. Masanori K .,Hiroyoki M., .(2018), Estimate of Uniaxial Compressive Strength of Hydrothermally Altered Soft Rocks Based on Strength Index Tests . *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol 8 (2) .
57. Madhavi L., Vidya S. M. .(2007). Effects of Reinforcement Form on the Behaviour of Géosynthétic Reinforced Sand . *Journal of Geotextiles and Geomembranes*.Vol 25 pp, 23-32.
58. Maher M.H.,(1990).Static response of sans reinforced with randomly disturbuted fibers. *Journal of geotechnical engineering* . vol 116(11), pp 1661-1677.
59. Mashour M., (1980). The behavior of model granular embankments with and without fabric inclusions .Phd Thesis University of Strathclyde.
60. McGown A., Andrawes K.Z . (2000).Effect of inclusion properties on the behavior of sand, pp 327-347.

61. Michalowski R.L.(1996).Failure of fiber-reinforced granular soils. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol 122 (3), pp 226-234.
62. Missoum H., Belkhatir M., Bendani K., (2013). Undrained shear strength response under monotonic loading of Chlef (Algeria) sandy soil, *ARAB J GEOSCI*. vol. 6, 615-623.
63. Monnet J., Gielly. J. (1979) .Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents-Application au calcul d'essais triaxiaux. *Revue Française de Géotechnique*. Vol (7), pp 45–56.
64. Nouri N ., Nechnech A ., Lamri B.(2009). Comportement mécanique d'un sable renforcé par des nappes de geotextile. Colloque International Sols Non saturé.
65. Ohashi H.,(1983) . Mechanics of fiber reinforcement in sand. *journal of geotechnical engineering* . vol 109(03), pp 335-353.
66. Orakoglu M., Liu J. , Niu F.(2017).Dynamic behavior of fiber reinforced soil under freeze thaw cycles. *Soil Dynamics and earthquake engineering*, Vol. 101, pp 269-284.
67. Park T., Tan S., (2005). Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber . *Geotextiles and Geomembranes*. Vol 23 (4), pp 348-361.
68. Park, S.S., 2009. Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes*, vol 27(2), pp 162–166.
69. Poulos S. J., (1981). The steady state of deformation. *journal of Geotechnical*. .Vol 107 (5),pp 553-562.
70. Ranjan G., Vasan R.M ., Charan H.D .(1994).Behaviour of plastic-fibre-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol 3 (8) ,pp 555-565
71. Radoslaw L., Michalowski F., (2003).Triaxial compression of sand reinforced with fibers. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* .Vol. 129(2).

72. Rao S.M ., Shivananda P.(2005). Role of curing temperature in progress of lime–soil reactions. *Geotechnical & Geological Engineering*. Vol 23 (1), pp 79–85.
73. Ramadevi1 K ., Manju R., (2012). Experimental Investigation on the Properties of Concrete With Plastic PET (Bottle) Fibres as Fine Aggregates.*International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, Vol 2 (6), pp 46.
74. Robinet J. C., Mohkam M., Doanh D., Torrenti J. M., (1983). Amelioration des appareils triaxiaux pour les sols et les bétons, 18ème Colloque annuel du groupe Français de rhéologie, Méthodes et appareils de mesures rhéologiques, Paris.
75. Rong H. C., Yu .H , Feng C.,. (2013) Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol 37 (1), pp 35-44.
76. Rowe R.K., Lunzhu A.Li.,(2000) .Reinforced embankments over soft foundations under undrained and partially drained conditions. *Geotextiles and Geomembranes* .vol (17), pp. 129-146.
77. Safadoust J., Nayyeri Amiri S., Esmaeily A.,(2013). Numerical analysis of reinforced embankment over soft foundation, *Journal of engineering sciences technology review*, Vol 6 (3).
78. Schlosse F., Jacoban H.M., Juran I., (1984). le renforcement des sols. *Revue française de géotechniques*, vol (29), pp 7-33.
79. Stark N ., Hay A.E., Cheel R. , and Lake C.B.,(2014). The impact of particle shape on the angle of internal friction and the implications for sediment dynamics at a steep, mixed sand–gravel beach, *Earth Surf. Dynam*, vol 2, pp 469–480.
80. Sulyman M., Haponiuk J., Formela K., (2016). Utilization of Recycled Polyethylene Terephthalate (PET) in Engineering Materials. *International Journal of Environmental Science and Development*, Vol. 7 (2).
81. Sung-Sik P., (2009) .Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined

- compressive strength of fiber-reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes* .vol (27) ,pp 162–166.
82. Taalah B., Guettala A H., Kriker A. (2014). Effet de la teneur en fibres de palmier dattier et de la contrainte de compactage sur les propriétés des blocs de terre comprimée. *Courrier du Savoir* .vol (18) pp.45-51.
83. Tacnet J.M., Gotteland P., Aboura A., (1999). Sols grossiers renforcés en site instable. Rapport d'étude Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables.
84. Tang C., Shi T., Gao W., Chen F., Cai Y. (2007). Strength and mechanical behavior of reinforced and cement stabilized clayey soil. *Journal of Geotextiles and Geomembranes* ,vol 25 (3), pp 194-202.
85. Tatsuoka F., Shibuya S., (1991). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote lecture for session N°1, 9th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Thailand, pp 101-170.
86. Tavakoli Mehrjardi GH., Khazaei M., (2017). effect on the behavior of geogrid reinforced soil under repeated loads. *Géotextiles and Géomembranes*, Vol. 45 (6) ,pp 603-615.
87. Trouzine H., Asroun A., Nguyen T.,(2008).Laboratory study of waste tires fill used with foundations in expansive soils . *International Journal of Applied Engineering Research*. Vol 3.(2)
88. Unnikrishnan N., Rajagopal K., Krishnaswamy N.R. . (2002). Behavior of reinforced clay under monotonic and cyclic loading. *Geotxtiles and Geomembranes* vol (20) , pp117-133.
89. Venkatappa Rao, G., Dutta, R.K., Ujwala, D., (2005). Strength character characteristics of sand reinforced with coir fibers and coir geotextiles. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol (10) , pp 179-188.
90. Viswanadham, B. V. S., Phanikumar, B.R., Mukherjee, R.V., (2009). Effect of

- polypropylene tape fibre reinforcement on swelling behavior of an expansive soil.
Geosynthetics International, vol 16 (5), pp 393–401.
91. Wang G.H., Sassa K., Fukuoka H., Tada T. (2007). Experimental study on the shearing behavior of saturated silty soils based on ring-shear tests . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. 133 (3), pp. 310-333.
 92. Yilmaz Y.,(2009). Experimental investigation of the strength properties of sand-clay mixtures reinforced with randomly distributed discrete polypropylene fibers, *Geosynthetics International* vol. 5 (1), pp 354-363.
 93. Yeo K.C., . (1985). The behavior of polymeric grids used for soil reinforcement PhD Thesis.University of Strathclyde.
 94. Yetgin Ş., Çavdar O., Çavdar A., (2003).The effects of the fibre contents on the mechanic properties of the adobes. *Construction and Building Materials*, vol. 22 (3), pp 222-227.
 95. Yetimoglu T, ,Salbas O.,(2003). A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol 21 (2), pp103-110.
 96. Zhang W., Okubayashi S., Bechtold T.,(2005). Fibrillation of cellulosic fibers, Effects of alkali pre-treatment of various cellulosic fibers". *Carbohydrate Polymers*, vol 61, pp 427-433.
 97. Zhang M X., Javadi A.A.(2006).Triaxial tests of sand reinforced with 3 D inclusions. *Geotextiles and Geomembranes* .vol 24(4), pp 201-209.
 98. Zornberg J.,(2002). Discrete frame work for limit equilibrium analysis of fiber-reinforced soil. *Géotechnique journal* , Vol 52(8), pp 593–604.

Références Normatives

NF P 94 - 056: Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage, Mars 1996.

NF P 18 - 554: Mesures des masses volumiques de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillon et cailloux.

NF EN 933 - 8: essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats, Aout 1999.

NF P94-074 : Essais à l'appareil triaxial de révolution, Octobre 1994.

NF EN 933-8 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats Évaluation des fines — Équivalent de sable, Aout 1999.

NF EN 1097-6: Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau, Janvier 2014.

ASTM D5321: Standard Test Method for Determining the Shear Strength of Soil-Geosynthetic and Geosynthetic-Geosynthetic Interfaces by Direct Shear, 2014.

ASTM D7181: Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, 2011.

ANNEXES

Sable El battah non renforcé				
H(mm)	D(mm)	CR	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	0,56	67	100

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	φ°
0,321	-0,113	-0,22	0,03	24,6	124,6	1,246	-0,676	6,29
0,641	-0,226	-0,43	0,04	34,3	134,3	1,343	-0,676	8,42
0,962	-0,226	-0,59	0,05	44,0	144,0	1,440	-0,618	10,38
1,282	-0,113	-0,70	0,06	53,6	153,6	1,536	-0,544	12,20
1,603	0,000	-0,80	0,07	63,2	163,2	1,632	-0,500	13,90
1,923	0,113	-0,90	0,08	67,9	167,9	1,679	-0,471	14,69
2,244	0,226	-1,01	0,08	67,8	167,8	1,678	-0,450	14,67
2,564	0,452	-1,06	0,08	72,6	172,6	1,726	-0,412	15,44
3,205	0,566	-1,32	0,11	91,4	191,4	1,914	-0,412	18,28
3,526	0,679	-1,42	0,11	91,2	191,2	1,912	-0,404	18,25
3,846	0,792	-1,53	0,11	95,8	195,8	1,958	-0,397	18,90
4,167	1,018	-1,57	0,13	110,1	210,1	2,101	-0,378	20,79
4,487	1,131	-1,68	0,14	119,4	219,4	2,194	-0,374	21,95
4,808	1,244	-1,78	0,14	119,1	219,1	2,191	-0,371	21,92
5,128	1,357	-1,89	0,14	118,8	218,8	2,188	-0,368	21,88
5,449	1,470	-1,99	0,12	104,3	204,3	2,043	-0,365	20,05
5,769	1,583	-2,09	0,11	94,6	194,6	1,946	-0,363	18,74
6,090	1,583	-2,25	0,10	80,2	180,2	1,802	-0,370	16,63
6,410	1,583	-2,41	0,08	70,5	170,5	1,705	-0,376	15,11
6,731	1,583	-2,57	0,07	60,9	160,9	1,609	-0,382	13,50
7,051	1,697	-2,68	0,07	60,8	160,8	1,608	-0,380	13,47
7,372	1,697	-2,84	0,07	60,5	160,5	1,605	-0,385	13,44

Sable El battah non renforcé			
H(mm)	D(mm)	Dr (%)	σ_3(kN/m²)
76	38	67	150

ϵ_1(%)	ϵ_v(%)	ϵ_3(%)	P(kN)	σ_{dev}(kN/m²)	σ_1(kN/m²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	-0,113	-0,217	0,039	34,45	184,449	1,230	-0,676	5,912
0,641	-0,226	-0,434	0,050	44,10	194,099	1,294	-0,676	7,363
0,962	-0,339	-0,650	0,112	97,57	247,571	1,650	-0,676	14,207
1,282	-0,339	-0,811	0,129	111,84	261,844	1,746	-0,632	15,758
1,603	-0,339	-0,971	0,146	126,02	276,021	1,840	-0,606	17,206
1,923	-0,226	-1,075	0,157	135,43	285,426	1,903	-0,559	18,121
2,244	-0,113	-1,178	0,162	139,96	289,962	1,933	-0,525	18,549
2,564	0,113	-1,226	0,168	144,64	294,640	1,964	-0,478	18,984
2,885	0,339	-1,273	0,224	192,66	342,656	2,284	-0,441	23,020
3,205	0,452	-1,376	0,241	206,66	356,656	2,378	-0,429	24,072
3,526	0,679	-1,424	0,258	220,84	370,844	2,472	-0,404	25,088
3,846	0,905	-1,471	0,263	225,41	375,408	2,503	-0,382	25,405
4,167	1,131	-1,518	0,269	229,96	379,962	2,533	-0,364	25,717
4,487	1,244	-1,622	0,269	229,46	379,455	2,530	-0,361	25,682
4,808	1,357	-1,725	0,258	219,41	369,408	2,463	-0,359	24,987
5,128	1,470	-1,829	0,241	204,64	354,643	2,364	-0,357	23,924
5,449	1,470	-1,989	0,224	189,72	339,722	2,265	-0,365	22,793
5,769	1,583	-2,093	0,213	179,83	329,832	2,199	-0,363	22,011
6,090	1,583	-2,253	0,213	179,22	329,220	2,195	-0,370	21,961
6,410	1,583	-2,413	0,213	178,61	328,608	2,191	-0,376	21,912
6,731	1,583	-2,574	0,213	178,00	327,997	2,187	-0,382	21,863

Sable El battah non renforcé			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	67	200

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	-0,113	-0,217	0,12	108,27	308,27	1,54	-0,68	12,30
0,641	-0,113	-0,377	0,16	137,35	337,35	1,69	-0,59	14,81
0,962	-0,226	-0,594	0,20	170,94	370,94	1,85	-0,62	17,42
1,282	-0,339	-0,811	0,22	189,65	389,65	1,95	-0,63	18,76
1,603	-0,452	-1,027	0,22	193,66	393,66	1,97	-0,64	19,04
1,923	-0,452	-1,188	0,25	217,16	417,16	2,09	-0,62	20,60
2,244	-0,452	-1,348	0,28	240,50	440,50	2,20	-0,60	22,05
2,564	-0,339	-1,452	0,29	249,58	449,58	2,25	-0,57	22,60
2,885	-0,226	-1,555	0,31	268,20	468,20	2,34	-0,54	23,66
3,205	0,000	-1,603	0,34	287,05	487,05	2,44	-0,50	24,70
3,526	0,113	-1,706	0,36	305,52	505,52	2,53	-0,48	25,66
3,846	0,226	-1,810	0,37	314,38	514,38	2,57	-0,47	26,11
4,167	0,339	-1,914	0,38	323,19	523,19	2,62	-0,46	26,54
4,487	0,566	-1,961	0,39	332,34	532,34	2,66	-0,44	26,99
4,808	0,905	-1,951	0,40	341,85	541,85	2,71	-0,41	27,44
5,128	1,131	-1,999	0,42	355,71	555,71	2,78	-0,39	28,08
5,449	1,357	-2,046	0,42	355,32	555,32	2,78	-0,38	28,06
5,769	1,470	-2,149	0,42	354,52	554,52	2,77	-0,37	28,03
6,090	1,470	-2,310	0,42	353,32	553,32	2,77	-0,38	27,97
6,410	1,470	-2,470	0,39	328,64	528,64	2,64	-0,39	26,81
6,731	1,470	-2,630	0,38	318,15	518,15	2,59	-0,39	26,30
7,051	1,470	-2,790	0,35	289,09	489,09	2,45	-0,40	24,80
7,372	1,470	-2,951	0,32	269,50	469,50	2,35	-0,40	23,74
7,692	1,470	-3,111	0,32	268,57	468,57	2,34	-0,40	23,68
8,013	1,470	-3,271	0,32	267,64	467,64	2,34	-0,41	23,63
8,333	1,470	-3,432	0,32	266,70	466,70	2,33	-0,41	23,58
8,654	1,470	-3,592	0,32	265,77	465,77	2,33	-0,42	23,53

Sable El battah renforcé par 1 disque de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	67	150

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	-0,113	-0,217	0,048	41,830	191,830	1,279	-0,676	7,029
0,641	-0,113	-0,377	0,056	49,054	199,054	1,327	-0,588	8,079
0,962	-0,226	-0,594	0,112	97,681	247,681	1,651	-0,618	14,219
1,282	-0,339	-0,811	0,129	111,844	261,844	1,746	-0,632	15,758
1,603	-0,452	-1,027	0,157	135,563	285,563	1,904	-0,641	18,134
1,923	-0,452	-1,188	0,168	144,772	294,772	1,965	-0,618	18,996
2,244	-0,452	-1,348	0,179	153,919	303,919	2,026	-0,601	19,821
2,564	-0,226	-1,395	0,190	163,371	313,371	2,089	-0,544	20,645
2,885	0,000	-1,442	0,224	192,002	342,002	2,280	-0,500	22,970
3,205	0,113	-1,546	0,246	210,744	360,744	2,405	-0,482	24,370
3,526	0,566	-1,480	0,269	230,184	380,184	2,535	-0,420	25,732
3,846	0,905	-1,471	0,274	235,000	385,000	2,567	-0,382	26,056
4,167	1,244	-1,461	0,286	244,614	394,614	2,631	-0,351	26,689
4,487	1,357	-1,565	0,286	244,076	394,076	2,627	-0,349	26,654
4,808	1,470	-1,669	0,286	243,536	393,536	2,624	-0,347	26,619
5,128	1,583	-1,772	0,274	233,466	383,466	2,556	-0,346	25,953
5,449	1,810	-1,820	0,252	214,175	364,175	2,428	-0,334	24,616
5,769	1,810	-1,980	0,235	199,219	349,219	2,328	-0,343	23,520
6,090	1,810	-2,140	0,230	193,814	343,814	2,292	-0,351	23,109
6,410	1,810	-2,300	0,224	188,442	338,442	2,256	-0,359	22,694
6,731	1,810	-2,461	0,224	187,797	337,797	2,252	-0,366	22,643
7,051	1,810	-2,621	0,224	187,151	337,151	2,248	-0,372	22,593
7,372	1,810	-2,781	0,224	186,506	336,506	2,243	-0,377	22,542

Sable El battah renforcé par 2 disques de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	67	150

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	φ°
0,321	-0,113	-0,217	0,073	63,98	213,98	1,43	-0,68	10,12
0,641	-0,226	-0,434	0,101	88,20	238,20	1,59	-0,68	13,13
0,962	-0,226	-0,594	0,129	112,33	262,33	1,75	-0,62	15,81
1,282	-0,452	-0,867	0,146	126,29	276,29	1,84	-0,68	17,23
1,603	-0,452	-1,027	0,174	150,09	300,09	2,00	-0,64	19,48
1,923	-0,566	-1,244	0,196	168,71	318,71	2,12	-0,65	21,10
2,244	-0,566	-1,405	0,218	187,38	337,38	2,25	-0,63	22,61
2,564	-0,566	-1,565	0,235	201,13	351,13	2,34	-0,61	23,66
2,885	-0,339	-1,612	0,258	220,06	370,06	2,47	-0,56	25,03
3,205	-0,113	-1,659	0,246	210,27	360,27	2,40	-0,52	24,34
3,526	0,226	-1,650	0,269	229,40	379,40	2,53	-0,47	25,68
3,846	0,452	-1,697	0,297	253,03	403,03	2,69	-0,44	27,23
4,167	0,905	-1,631	0,319	272,46	422,46	2,82	-0,39	28,42
4,487	1,357	-1,565	0,330	282,36	432,36	2,88	-0,35	29,00
4,808	1,583	-1,612	0,330	282,06	432,06	2,88	-0,34	28,99
5,128	1,583	-1,772	0,330	281,11	431,11	2,87	-0,35	28,93
5,449	1,583	-1,933	0,330	280,16	430,16	2,87	-0,35	28,88
5,769	1,583	-2,093	0,319	269,75	419,75	2,80	-0,36	28,26
6,090	1,583	-2,253	0,308	259,40	409,40	2,73	-0,37	27,63
6,410	1,583	-2,413	0,286	239,71	389,71	2,60	-0,38	26,37
6,731	1,583	-2,574	0,274	229,52	379,52	2,53	-0,38	25,69
7,051	1,583	-2,734	0,274	228,73	378,73	2,52	-0,39	25,63
7,372	1,583	-2,894	0,274	227,94	377,94	2,52	-0,39	25,58
7,692	1,583	-3,054	0,274	227,16	377,16	2,51	-0,40	25,53
8,013	1,583	-3,215	0,274	226,37	376,37	2,51	-0,40	25,47
8,333	1,583	-3,375	0,274	225,58	375,58	2,50	-0,40	25,42

Sable El battah renforcé par 3 disques de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	67	150

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	-0,113	-0,217	0,10	88,58	238,58	1,59	-0,68	13,18
0,641	-0,226	-0,434	0,13	117,60	267,60	1,78	-0,68	16,36
0,962	-0,339	-0,650	0,16	141,48	291,48	1,94	-0,68	18,69
1,282	-0,339	-0,811	0,19	165,33	315,33	2,10	-0,63	20,81
1,603	-0,452	-1,027	0,22	188,82	338,82	2,26	-0,64	22,72
1,923	-0,566	-1,244	0,24	207,27	357,27	2,38	-0,65	24,12
2,244	-0,339	-1,291	0,27	235,95	385,95	2,57	-0,58	26,12
2,564	-0,113	-1,339	0,29	245,33	395,33	2,64	-0,52	26,74
2,885	0,226	-1,329	0,31	264,60	414,60	2,76	-0,46	27,95
3,205	0,452	-1,376	0,33	283,55	433,55	2,89	-0,43	29,07
3,526	0,566	-1,480	0,35	302,12	452,12	3,01	-0,42	30,12
3,846	0,566	-1,640	0,37	315,45	465,45	3,10	-0,43	30,83
4,167	0,679	-1,744	0,38	324,30	474,30	3,16	-0,42	31,30
4,487	0,905	-1,791	0,39	333,48	483,48	3,22	-0,40	31,76
4,808	1,131	-1,838	0,40	342,64	492,64	3,28	-0,38	32,22
5,128	1,357	-1,885	0,40	342,26	492,26	3,28	-0,37	32,20
5,449	1,470	-1,989	0,40	341,50	491,50	3,28	-0,37	32,16
5,769	1,470	-2,149	0,40	335,62	485,62	3,24	-0,37	31,87
6,090	1,470	-2,310	0,39	325,05	475,05	3,17	-0,38	31,33
6,410	1,470	-2,470	0,36	305,16	455,16	3,03	-0,39	30,28
6,731	1,470	-2,630	0,34	280,72	430,72	2,87	-0,39	28,91
7,051	1,470	-2,790	0,35	293,75	443,75	2,96	-0,40	29,65
7,372	1,470	-2,951	0,34	278,80	428,80	2,86	-0,40	28,80
7,692	1,470	-3,111	0,34	277,83	427,83	2,85	-0,40	28,74
8,013	1,470	-3,271	0,34	276,87	426,87	2,85	-0,41	28,68
8,333	1,470	-3,432	0,27	225,32	375,32	2,50	-0,41	25,40
8,654	1,470	-3,592	0,27	224,53	374,53	2,50	-0,42	25,34

Sable El battah renforcé par 4 disques de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3 (kN/m ²)
76	38	67	150

ϵ_1 (%)	ϵ_v (%)	ϵ_3 (%)	P(kN)	σ_{dev} (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	φ°
0,321	-0,113	-0,217	0,095	83,661	233,661	1,558	-0,676	12,595
0,641	-0,226	-0,434	0,123	107,797	257,797	1,719	-0,676	15,328
0,962	-0,339	-0,650	0,151	131,721	281,721	1,878	-0,676	17,765
1,282	-0,339	-0,811	0,174	150,746	300,746	2,005	-0,632	19,538
1,603	-0,452	-1,027	0,196	169,453	319,453	2,130	-0,641	21,159
1,923	-0,452	-1,188	0,230	197,856	347,856	2,319	-0,618	23,417
2,244	-0,566	-1,405	0,246	211,401	361,401	2,409	-0,626	24,417
2,564	-0,226	-1,395	0,269	230,641	380,641	2,538	-0,544	25,763
2,885	0,000	-1,442	0,297	254,403	404,403	2,696	-0,500	27,315
3,205	0,226	-1,489	0,319	273,318	423,318	2,822	-0,465	28,472
3,526	0,339	-1,593	0,347	296,646	446,646	2,978	-0,452	29,814
3,846	0,566	-1,640	0,375	320,230	470,230	3,135	-0,426	31,085
4,167	0,679	-1,744	0,392	333,834	483,834	3,226	-0,419	31,782
4,487	0,905	-1,791	0,398	338,240	488,240	3,255	-0,399	32,003
4,808	1,131	-1,838	0,420	356,912	506,912	3,379	-0,382	32,910
5,128	1,244	-1,942	0,431	365,614	515,614	3,437	-0,379	33,318
5,449	1,244	-2,102	0,448	378,576	528,576	3,524	-0,386	33,911
5,769	1,244	-2,263	0,454	382,008	532,008	3,547	-0,392	34,064
6,090	1,244	-2,423	0,454	380,709	530,709	3,538	-0,398	34,006
6,410	1,244	-2,583	0,454	379,410	529,410	3,529	-0,403	33,948
6,731	1,244	-2,743	0,437	364,106	514,106	3,427	-0,408	33,248
7,051	1,244	-2,904	0,420	348,899	498,899	3,326	-0,412	32,526
7,372	1,244	-3,064	0,392	324,516	474,516	3,163	-0,416	31,307
7,692	1,244	-3,224	0,381	314,154	464,154	3,094	-0,419	30,765
8,013	1,244	-3,384	0,370	303,855	453,855	3,026	-0,422	30,211
8,333	1,244	-3,545	0,370	302,796	452,796	3,019	-0,425	30,154

Sable El battah renforcé par fibres de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3(kN/m²)
76	38	67	150

ϵ_1(%)	ϵ_v(%)	ϵ_3(%)	P(kN)	σ_{dev}(kN/m²)	σ_1(kN/m²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	-0,226	-0,273	0,078	68,819	218,819	1,459	-0,853	10,754
0,641	-0,339	-0,490	0,101	88,098	238,098	1,587	-0,765	13,120
0,962	-0,339	-0,650	0,118	102,450	252,450	1,683	-0,676	14,748
1,282	-0,452	-0,867	0,157	136,004	286,004	1,907	-0,676	18,176
1,603	-0,566	-1,084	0,190	164,426	314,426	2,096	-0,676	20,735
1,923	-0,566	-1,244	0,213	183,172	333,172	2,221	-0,647	22,278
2,244	-0,679	-1,461	0,230	196,766	346,766	2,312	-0,651	23,334
2,564	-0,452	-1,508	0,252	215,739	365,739	2,438	-0,588	24,728
2,885	-0,339	-1,612	0,269	229,623	379,623	2,531	-0,559	25,694
3,205	0,000	-1,603	0,297	253,563	403,563	2,690	-0,500	27,262
3,526	0,339	-1,593	0,319	272,722	422,722	2,818	-0,452	28,437
3,846	0,566	-1,640	0,330	281,994	431,994	2,880	-0,426	28,982
4,167	0,905	-1,631	0,347	296,356	446,356	2,976	-0,391	29,798
4,487	1,131	-1,678	0,347	296,041	446,041	2,974	-0,374	29,781
4,808	1,470	-1,669	0,347	296,063	446,063	2,974	-0,347	29,782
5,128	1,697	-1,716	0,347	295,745	445,745	2,972	-0,335	29,764
5,449	1,697	-1,876	0,347	294,746	444,746	2,965	-0,344	29,708
5,769	1,697	-2,036	0,319	270,058	420,058	2,800	-0,353	28,277
6,090	1,697	-2,197	0,297	250,252	400,252	2,668	-0,361	27,052
6,410	1,697	-2,357	0,280	235,281	385,281	2,569	-0,368	26,075
6,731	1,697	-2,517	0,280	234,476	384,476	2,563	-0,374	26,021
7,051	1,697	-2,677	0,280	233,670	383,670	2,558	-0,380	25,967
7,372	1,697	-2,838	0,280	232,864	382,864	2,552	-0,385	25,913

Sable El battah renforcé par fibres et disques de polyéthylène			
H(mm)	D(mm)	Dr(%)	σ_3(kN/m²)
76	38	67	150

ϵ_1(%)	ϵ_v(%)	ϵ_3(%)	P(kN)	σ_{dev}(kN/m²)	σ_1(kN/m²)	σ_1/σ_3	ϵ_3/ϵ_1	ϕ°
0,321	0,000	-0,160	0,078	68,975	218,975	1,460	-0,500	10,774
0,641	-0,113	-0,377	0,106	93,203	243,203	1,621	-0,588	13,712
0,962	-0,226	-0,594	0,134	117,217	267,217	1,781	-0,618	16,317
1,282	-0,339	-0,811	0,157	136,157	286,157	1,908	-0,632	18,190
1,603	-0,452	-1,027	0,196	169,453	319,453	2,130	-0,641	21,159
1,923	-0,566	-1,244	0,218	187,992	337,992	2,253	-0,647	22,658
2,244	-0,679	-1,461	0,252	215,963	365,963	2,440	-0,651	24,744
2,564	-0,679	-1,621	0,274	234,388	384,388	2,563	-0,632	26,015
2,885	-0,452	-1,669	0,314	267,592	417,592	2,784	-0,578	28,129
3,205	-0,226	-1,716	0,336	286,405	436,405	2,909	-0,535	29,236
3,526	0,000	-1,763	0,364	309,944	459,944	3,066	-0,500	30,541
3,846	0,113	-1,867	0,386	328,296	478,296	3,189	-0,485	31,501
4,167	0,339	-1,914	0,403	342,203	492,203	3,281	-0,459	32,199
4,487	0,792	-1,848	0,431	366,406	516,406	3,443	-0,412	33,355
4,808	1,131	-1,838	0,448	380,706	530,706	3,538	-0,382	34,006
5,128	1,357	-1,885	0,476	404,063	554,063	3,694	-0,368	35,023
5,449	1,357	-2,046	0,493	416,911	566,911	3,779	-0,375	35,559
5,769	1,357	-2,206	0,504	424,940	574,940	3,833	-0,382	35,886
6,090	1,357	-2,366	0,504	423,495	573,495	3,823	-0,389	35,827
6,410	1,357	-2,527	0,504	422,050	572,050	3,814	-0,394	35,769
6,731	1,357	-2,687	0,476	397,237	547,237	3,648	-0,399	34,731
7,051	1,357	-2,847	0,459	381,900	531,900	3,546	-0,404	34,059
7,372	1,357	-3,007	0,442	366,660	516,660	3,444	-0,408	33,367
7,692	1,357	-3,168	0,420	346,890	496,890	3,313	-0,412	32,428
8,013	1,357	-3,328	0,392	322,640	472,640	3,151	-0,415	31,210
8,333	1,357	-3,488	0,392	321,516	471,516	3,143	-0,419	31,152

ojk



وزارة الأشغال العمومية و النقل

مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »
EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA

فرع : " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، و المساعدة " جايكا "

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »

Direction Régionale d'Annaba

المديرية الجهوية - عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp.dra @ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59/030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



جايكا-GEICA



Projet: SABLE RENFORCE PAR 02 D

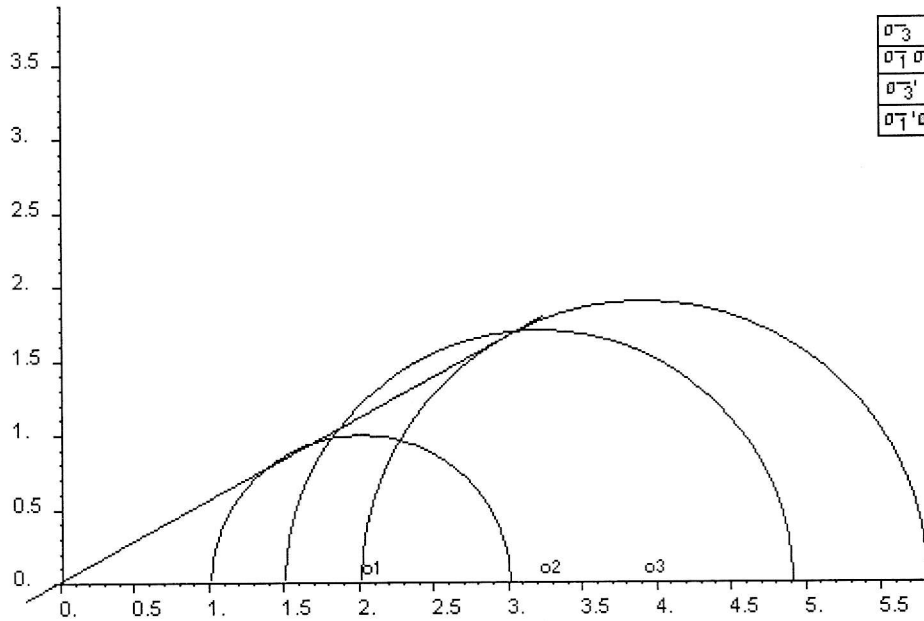
No du point : EL BATTAH W.TARF

Profondeur:

Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL



RESULTAT

Cc= 0.02 bars

Fi= 28 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية و النقل

مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »

EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA

فرع: " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جايا

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »

Direction Régionale d'Annaba

المديرية الجهوية - عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59/030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



جايا-GEICA



Projet: SABLE RENFORCE PAR 03 D

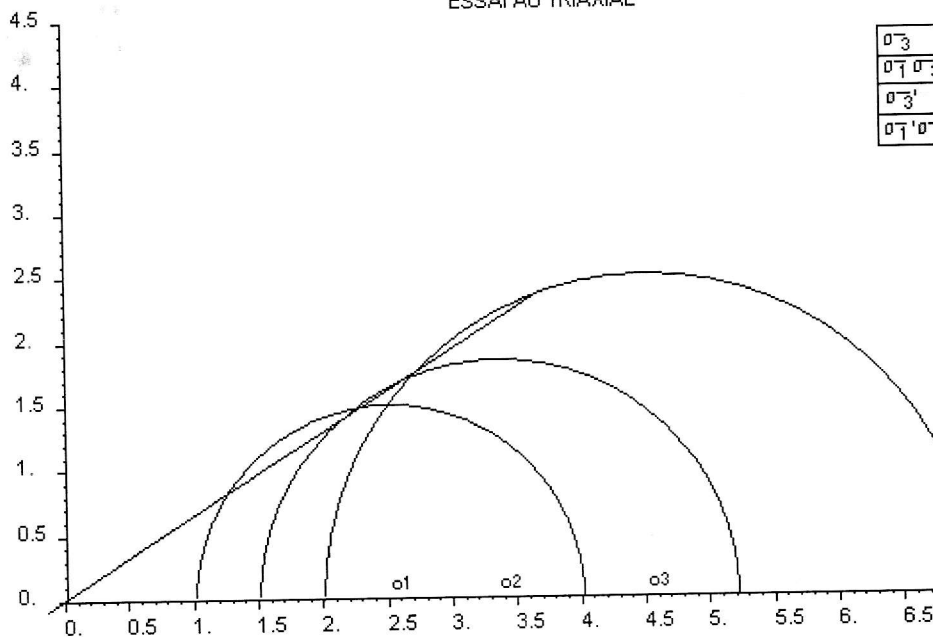
No du point : EL BATTAH W.TARF

Profondeur:

Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL



	N°1	N°2	N°3
σ_3	1.0	1.5	2.0
$\sigma_1 \sigma_3$	3.0	3.7	5.0
σ_3'			
$\sigma_1' \sigma_3'$			

RESULTAT

Cc= 0.02 bars

Fi= 32 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية والنقل

مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »

EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA

فرع : " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جايا

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »

Direction Régionale d'Annaba

المديرية الجهوية - عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59 / 030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



Projet: SABLE RENFORCE PAR 04 D

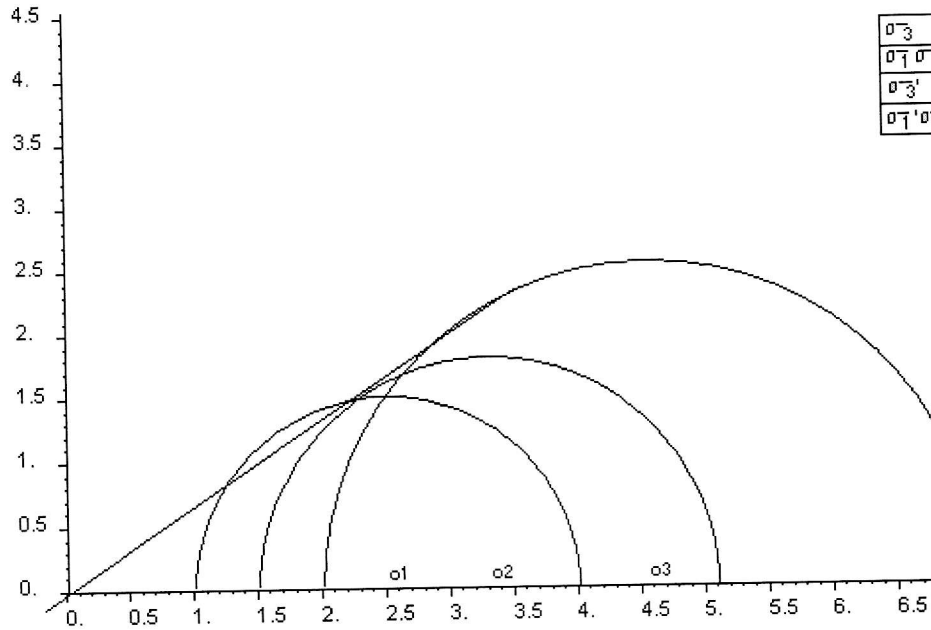
No du point : EL BATTAH W.TARF

Profondeur:

Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL



RESULTAT

Cc = -0.01 bars

Fi = 33 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية والنقل
مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »
EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA
فرع: " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جايكا "

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »
Direction Régionale d'Annaba
المديرية الجهوية - عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp.dra @ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59 / 030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

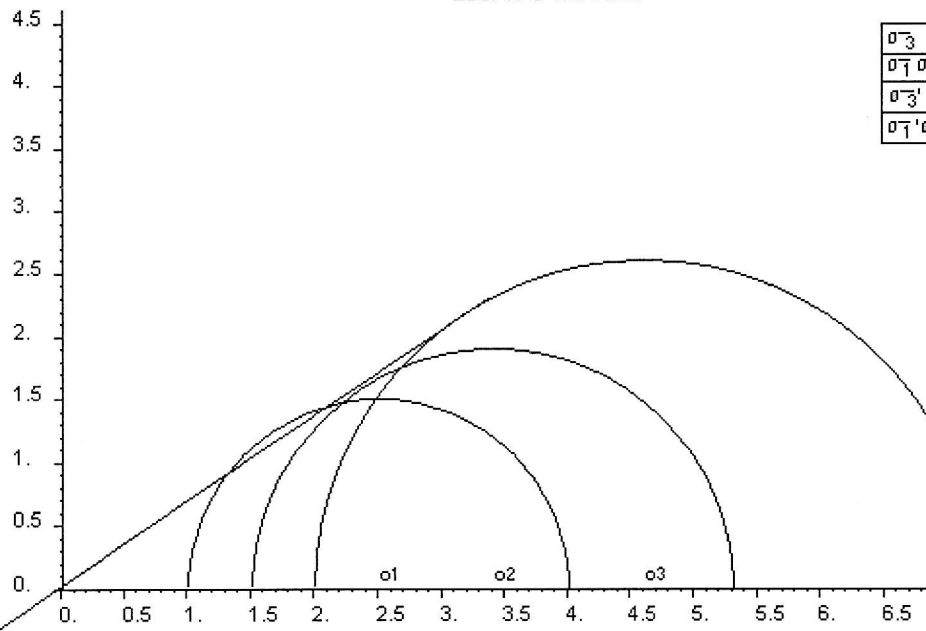
00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



Projet: SABLE RENFORCE PAR FIBRES
No du point : EL BATTAH W.TARF
Profondeur:
Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL

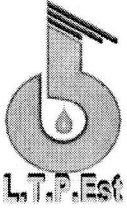


	N° 1	N° 2	N° 3
σ_3	1.0	1.5	2.0
$\sigma_1 \sigma_3$	3.0	3.8	5.2
σ_3'			
$\sigma_1' \sigma_3'$			

RESULTAT

Cc= 0.03 bars
Fi= 34 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية والنقل

مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »

EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA

فرع: " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جايكا "

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »

Direction Régionale d'Annaba

المديرية الجهوية – عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltpe.dra@ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59 / 030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



جايكا-GEICA



Projet: SABLE RENFORCE PAR FIBRES

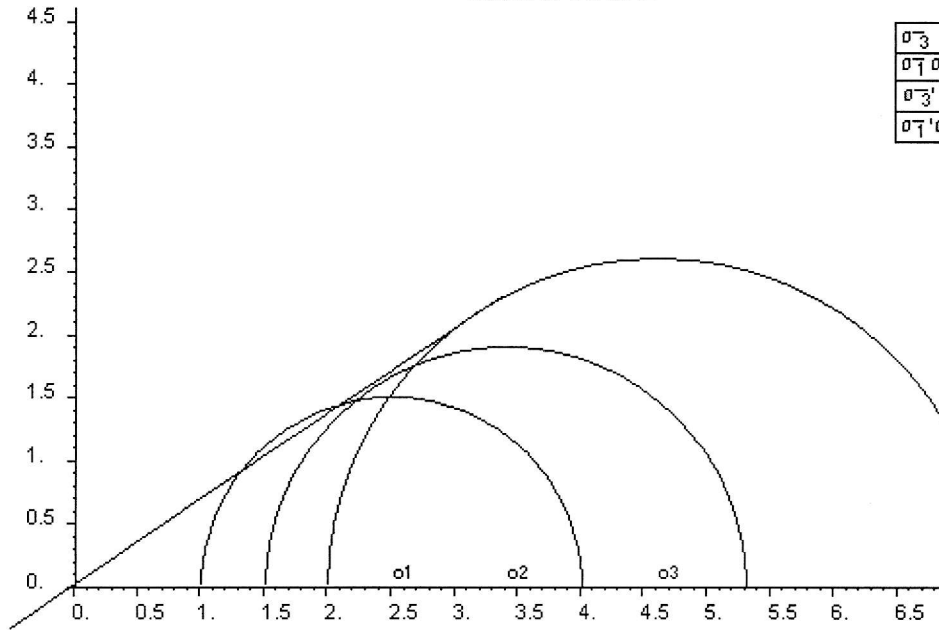
No du point : EL BATTAH W.TARF

Profondeur:

Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL



	N°1	N°2	N°3
σ_3	1.0	1.5	2.0
$\sigma_1 \sigma_3$	3.0	3.8	5.2
σ_3'			
$\sigma_1' \sigma_3'$			

RESULTAT

Cc= 0.03 bars

Fi= 34 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية والنقل
مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »
EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA
فرع: " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جاياكا "

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »
Direction Régionale d'Annaba

المديرية الجهوية – عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59 / 030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940



جاياكا-GEICA



Projet: SABLE RENFORCE PAR FIBRES

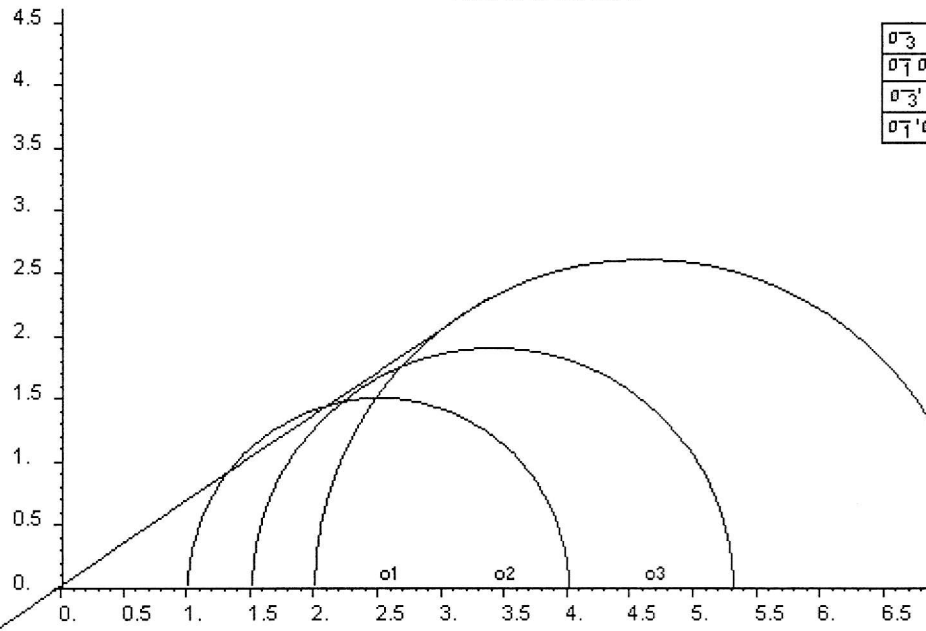
No du point : EL BATTAH W.TARF

Profondeur:

Nature du sol: SABLE DENSE

Type d'essai : CD

ESSAI AU TRIAXIAL



	N°1	N°2	N°3
σ_3	1.0	1.5	2.0
$\sigma_1 \sigma_2$	3.0	3.8	5.2
σ_3'			
$\sigma_1' \sigma_2'$			

RESULTAT

Cc= 0.03 bars

Fi= 34 °

ojk



وزارة الأشغال العمومية والنقل
مخبر الأشغال العمومية لشرق البلاد

Laboratoire des Travaux Publics de l'Est « L.T.P-Est »
EPE/SPA Société par Action au capital social de 908.000.000,00 DA
فرع: " مجمع دراسات المنشآت المراقبة ، والمساعدة " جايا "

FILIALE : Groupe D'études D'infrastructures De Contrôle Et D'assistance « GEICA »
Direction Régionale d'Annaba
المديرية الجهوية – عنابة

site web : www.ltp-est.com Adresse : 11, RUE ATTIA MOHAMED BP192 ANNABA e-mail : ltp.dra@ltp-est.com

TEL: 038-44-89-27 / 038-43-20-59 / 030-83-00-28 FAX: 038-44-84-50

CPA

00201 4017151202-62 - R.C: 25/00-0062989 B du 23/02/2008 - NIS: 0 983 2501 00184 43 - NIF: 099925006298940

