



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف

Université Hassiba Benbouali de Chlef

كلية الهندسة المدنية والمعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil



These

En vue de l'obtention du diplôme de **DOCTORAT LMD**
3^{ème} cycle

Spécialité : **Génie civil**

Option : **Structures et Géotechnique**

Présentée par:

Mr. Ismail BENESSALAH

Thème :

*Comportement des interfaces géosynthétiques sous
chargement dynamique due à l'impact*

Soutenu le : **29/01/2017**

Devant le jury composé de :

Amar KASSOUL	Professeur	UHBC de Chlef	Président
Ramdane BAHAR	Professeur	USTHB d'Alger	Examineur
Ahmed DJAFAR HENNI	MCA	UHBC de Chlef	Examineur
Tahar MESSAFER	MCA	UMBB de Boumerdès	Examineur
Ahmed ARAB	Professeur	UHBC de Chlef	Rapporteur
Pascal VILLARD	Professeur	UGA, 3SR de Grenoble	Co-rapporteur

Avant-propos

Au terme de mon travail de thèse, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et à adresser mes vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui m'ont aidé, de près ou de loin, à sa réalisation. Grâce à leurs participations diverses, par leur savoir, leur expérience, leur attention ou leur amitié, ce travail a pu être mené à terme.

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement: *Prof. Ahmed ARAB* pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse pendant ces années et pour m'avoir soutenu. Ses encouragements et ses conseils m'ont été d'une aide et d'une valeur inestimables. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude. Je le remercie aussi pour ses commentaires et ses corrections pertinentes pour tous les rapports et tous les articles et en particulier celui-ci.

Je remercie particulièrement *Prof. Pascal VILLARD*, mon co-directeur de thèse pour m'avoir accueilli au sein du Laboratoire 3SR de Grenoble, pour m'avoir intégré dans son équipe, pour m'avoir orienté, suivi et soutenu tout au long de ces années. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance.

Je tiens à adresser mes remerciements à *Mme. Orianne JENCK*, Maître de conférences de l'UGA de Grenoble et *Dr. Stéphane LAMBERT* d'IRSTEA de Grenoble, pour avoir participé au suivi et à l'orientation de mon travail de thèse dans la partie expérimentale.

Je remercie en particulier *Pr. Amar KASSOUL* pour avoir bien voulu accepté d'être président de jury de ce travail de recherche. Je tiens aussi à remercier les membres du jury : *Pr. Ramdane BAHAR*, *Dr. Ahmed DJAFAR HENNI* et *Dr. Tahar MESSAFER* qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Les travaux de recherche présentés dans ce rapport ont été réalisés au sein du Laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement *LsmE* de l'Université *UHBC* de Chlef, en collaboration avec le laboratoire *3SR* de Grenoble. Leur soutien est grandement apprécié. Je tiens à remercier tous mes collègues (enseignants, doctorants et techniciens) du département *GCA* génie civil et d'architecture de l'*UHBC* de Chlef pendant ces années et de leurs disponibilités. Je remercie tous les membres du laboratoire *3SR* de Grenoble et surtout de l'équipe Géo-Mécanique, des bons moments passés ensemble, de leur soutien et de leur solidarité.

Ma reconnaissance va à ma famille et mes amis qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études. Enfin, j'associe à cet hommage mes beaux-parents, mes sœurs, mes frères, toute ma famille, ma sœur *ZOUZOU* et tous mes amis. Une pensée particulière à mes amis de zone 4 *d'OULED MOHAMMED*. Sans vous, cette aventure « incroyable » n'aurait pas été la même.

Résumé

Actuellement les méthodes de renforcement en géotechnique sont limitées à la densification du sol par compactage, vibro-flotation, drainage vertical, au renforcement par colonnes ballastées, inclusions rigides et par amélioration des caractéristiques du sol. L'utilisation des géosynthétiques comme matériaux de renforcement a connu ces dernières décennies une croissance énorme notamment pour la stabilisation des talus et des remblais. Le travail de thèse porte sur une étude expérimentale du comportement des sols renforcés (par fibres, nappe géosynthétique et nappe alvéolaire) et sur une étude numérique du comportement des interfaces géosynthétiques sous chargements statiques et dynamiques avec comme finalité la modélisation numérique des ouvrages en sol renforcé de type merlon soumis à l'impact d'un bloc rocheux. A l'heure actuelle, de nombreux ouvrages soumis à de telles sollicitations sont le plus souvent calculés avec des caractéristiques de frottement déterminées en statique, ce qui n'est pas réaliste. Les applications sont nombreuses : ouvrages de protections contre les chutes de blocs de type merlon, murs porteurs soumis à des chocs de véhicules, ouvrages maritimes soumis à la houle, trafic ferroviaire, etc.

La partie expérimentale s'appuie essentiellement sur des essais biaxiaux et triaxiaux réalisés sur des échantillons de sable non renforcé ou renforcé pour mieux appréhender le comportement mécanique des matériaux granulaires renforcés par des inclusions géosynthétiques. La partie numérique s'appuie sur un modèle numérique couplant les méthodes discrètes et éléments finis pour décrire respectivement le comportement discret des matériaux granulaires et le comportement continu des nappes géosynthétiques. Enfin, le modèle numérique a été évalué par rapport à une solution analytique de l'essai d'extraction de nappe puis appliqué aux merlons de protection non renforcés soumis à impact.

Mots-clés : Renforcement des sols; Expérimentation, Modélisation, Eléments discrets ; Interaction sol/géosynthétique ; Essai d'extraction ; Merlon de protection ; Impact.

Abstract

Currently, geotechnical reinforcement methods are limited to soil densification by compaction, vibro-flotation, and vertical drainage, reinforcement by ballasted columns, rigid inclusions and improvement of soil characteristics. In recent decades, the use of geosynthetics as reinforcing materials has led to tremendous growth, especially for the stabilization of slopes and embankments. The thesis work deals with an experimental study of the behavior of reinforced soils (by fibers, geosynthetic sheet and alveolar sheet) and a numerical study of the behavior of geosynthetic interfaces under static and dynamic loads with the aim of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil of the type embankments subjected to rock-fall impact. At present, many structures subject to such solicitations are most often calculated with friction characteristics determined in statics, which is not realist. There are many applications: protective structures of type embankments against the rock-fall impact, load-bearing walls subjected to vehicle shocks, maritime structures subjected to swell, rail traffic, etc.

The experimental part relies mainly on biaxial and triaxial tests carried out on sand samples unreinforced or reinforced to better understand the mechanical behavior of granular materials reinforced by geosynthetic inclusions. The numerical part is based on a numerical model coupling the discrete methods and finite elements to describe respectively the discrete behavior of the granular materials and the continuous behavior of the geosynthetic sheets. Finally, the numerical model was evaluated in relation to an analytical solution of the pull-out test and then applied to the unreinforced protection embankments subjected to impact.

Keywords: soil reinforcement; Experimentation; Numerical modeling; discrete elements; Interaction soil/geosynthetic; Embankment against rock-fall; Pull-out test; Impact.

Sommaire général

Avant-propos.....	3
Résumé.....	5
Sommaire général	7
Nomenclature.....	13
Liste des figures et tableaux.....	15
Introduction générale	23
Positionnement du problème.....	26

Chapitre I : Etat de l'art

Introduction.....	28
I.1. Concepts rhéologiques des matériaux granulaires.....	28
I.1.1 Etat critique.....	29
I.1.2. Etat stable de déformation.....	30
I.2. Etat caractéristique.....	31
I.2.1. Notions de contractance et de dilatance.....	31
I.2.2. Etat caractéristique.....	32
I.3. Méthodes de renforcement des sols.....	33
I.3.1. Méthodes par densification.....	33
I.3.1.1. Amélioration des sols par compactage.....	34
a) Compactage par explosifs.....	34
b) Compactage par vibro-flotation.....	34
c) Le compactage dynamique.....	35
d) Compactage dynamique à haute énergie.....	36
I.3.1.2. Amélioration des sols par pré-chargement	37
I.3.1.3. Stabilisation par amélioration des conditions de drainage.....	37

a) Influence du drainage sur la pression interstitielle.....	38
b) Détermination du diamètre et de l'espacement pour les drains en graviers.....	38
I.3.2. Méthodes par inclusions.....	40
I.3.2.1. Inclusion par clouage.....	41
I.3.2.2. Renforcement mixte par pieux et géosynthétiques.....	42
I.3.2.3. Principe du renforcement des remblais par pieux et géosynthétiques....	42
I.3.2.4. Renforcement par géosynthétiques.....	43
I.4. Sol renforcé par inclusions géosynthétiques.....	44
I.4.1. Les domaines d'application.....	44
I.4.2. L'emploi des géosynthétiques en tant que renfort des sols.....	46
I.4.2.1. Comportement en traction simple.....	46
I.4.2.2. Comportement au frottement.....	47
I.4.2.3. Comportement en ancrage.....	49
I.4.2.4. Comportement en membrane.....	49
I.4.3. Approche en petits déplacement sur sol monocouche sableux.....	51
I.4.3.1. Mécanismes de rupture.....	52
I.4.3.2. Approche analytique de <i>Dubreucq</i> de 1994.....	54
I.4.3.3. Approche analytique de <i>Dubreucq</i> de 1999.....	55
I.4.3.4. Approche en grands déplacements sur sol bicouche sable sur argile....	55
I.4.3.5. Approche analytique de <i>Gourc</i> et al. (1982).....	56
I.4.3.6. Approche analytique de <i>Giroud et Noiray</i> (1981).....	57
I.4.3.7. Approche analytique de <i>Burd</i> (1995).....	58
I.4.3.8. Approche en déformation.....	61
I.4.4. Quelques ouvrages expérimentaux en sols renforcés par géosynthétiques, chargés localement en tête-Etat initial de connaissance.....	61
I.4.4.1. Mur en limons marneux, renforcé par des géotextiles.....	61
I.4.4.2. Massif expérimental renforcé par géogrilles, à parement enveloppe....	63
I.4.4.3. Deux massifs expérimentaux renforcés par des géotextiles différents....	65
I.4.5. Etats de rupture de différents massifs.....	66
I.4.5.1. Ouvrages expérimental (a) : parement en géosynthétique incliné.....	67
I.4.5.2. Ouvrage expérimentale (b) : parement préfabriqué vertical.....	67
I.4.5.3. Ouvrage expérimental (c) : parement cellulaire incliné.....	67
I.5. Comportement mécanique et dimensionnement.....	68
I.5.1. Le Sol.....	68
I.5.2. Paramètres géo-mécanique d'un textile.....	69
I.5.2.1. Comportement en traction.....	69
I.5.2.2. Comportement en flexion.....	70
I.5.3. Interaction sol-géotextile : frottement et adhérence.....	71
I.5.4. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation.....	72
I.6. Effet des géosynthétiques pour la Stabilisation à la liquéfaction.....	73
Conclusion.....	75

Chapitre 2 :

Méthodologie, procédures expérimentales et outils numériques

Introduction.....	78
II.1. Les essais au laboratoire.....	78
II.1.1. Cisaillement à la boîte de Casagrande.....	78
II.1.2. Essai à l'appareil triaxial classique.....	79
II.1.3. L'essai d'extraction.....	80
II.1.3.1. Paramètres influençant les résultats des essais d'extraction.....	81
a) Dispositif d'application de la contrainte de confinement.....	81

b) Rigidité et rugosité de la paroi frontale de la boîte d'essai.....	81
c) Frottement sur les parois latérales de la boîte d'essai.....	83
d) Système de fixation du renforcement (interne ou externe).....	83
e) Influence de la largeur du renforcement.....	83
f) Influence de la longueur du renforcement.....	84
II.1.3.2. Essai d'extraction de géosynthétiques d'un massif de sol mis en œuvre à la littérature.....	85
II.1.3.3. Essai d'extraction statique.....	86
II.2. Modélisation numérique discrète.....	90
II.2.1. Présentation et description.....	90
II.2.1.1. Méthodes existantes.....	90
a) Dynamique des contacts.....	91
b) Dynamique moléculaire.....	91
II.2.2. Principe de la MED.....	92
II.2.2.1. Loi de mouvement.....	93
II.2.2.2. Détection de contact.....	94
II.2.2.3. Modèles d'interaction.....	94
a) Contact à raideur constante.....	95
b) Contact de <i>Hertz-Mindlin</i>	96
II.2.2.4. Glissement.....	96
II.2.2.5. Cohésion et traction.....	97
II.3. Morphologie des éléments et limitation des rotations.....	98
II.3.1. Blocage des rotations.....	98
II.3.2. Éléments non sphériques.....	98
II.3.3. Clumps.....	99
II.3.4. Contrôle du moment.....	99
II.3.5. Conditions de convergence.....	100
II.3.5.1. Pas de temps.....	100
a) Pas de temps critique.....	100
b) Differential density scaling.....	100
II.3.5.2. Amortissement.....	100
*Amortissement visqueux.....	101
II.3.6. Conditions aux limites.....	101
Conclusion.....	104

Chapitre III :

Comportement mécanique des sols renforcés par des éléments géosynthétiques

Introduction.....	106
III.1. Comportement mécanique des sols renforcés par nappes de géotextile.....	106
III.1.1. Matériaux utilisés et procédures expérimentale.....	107
III.1.1.1. Matériaux utilisés.....	107
III.1.1.2. Préparation des échantillons.....	110
III.1.1.3. Consolidation et saturation des échantillons.....	110
III.1.1.4. Cisaillement des échantillons.....	111
III.1.2. Résultats et discussions.....	111
III.1.2.1. Effet du confinement sur le comportement mécanique des sols.....	111

a) Essais sur des échantillons moyennement denses.....	111
b) Essais sur des échantillons denses.....	112
III.1.2.2. Effet des inclusions de géotextile sur la variation du déviateur de contrainte et sur les déformations volumiques.....	112
III.1.2.3. Effet des inclusions de géotextile sur le rapport de la résistance au cisaillement (R_{sv}).....	119
III.1.2.4. Les paramètres de la résistance au cisaillement.....	120
a) Notion de courbe intrinsèque.....	120
b) Critère de coulomb.....	121
c) Relation entre les contraintes principales au moment de la rupture.....	121
III.2. Comportement mécanique des sols renforcés par des fibres de verre.....	124
III.2.1. Matériaux, procédures et système des essais.....	125
III.2.2. Résultats et discussions.....	127
III.2.2.1. Effet de la teneur en eau.....	127
a) Echantillons moyennement denses ($Dr = 48\%$).....	127
b) Echantillons denses ($Dr = 87\%$).....	129
III.2.2.2. Effet des fibres de verre sur le comportement mécanique des sols... ..	130
a) Echantillons moyennement denses ($Dr = 48\%$).....	130
b) Echantillons denses ($Dr = 87\%$).....	132
III.2.2.3. Effet de la contrainte de confinement et de la densité sur le comportement mécanique des sols renforcés.....	134
III.3. Comportement mécanique des sols renforcés par des géocells.....	137
III.3.1. Préparation des échantillons.....	138
III.3.2. Résultats et discussions.....	139
Conclusions.....	143

Chapitre IV :

Essai au laboratoire de caractérisation des interfaces géosynthétiques

Introduction.....	146
IV.1. Programme expérimentale et procédures des essais	147
IV.1.1. Le géotextile.....	147
IV.1.2. Le sable d'Hostun	147
IV.1.3. Le comportement d'interface (Caractérisation des interfaces).....	149
IV.2. L'essai d'extraction	153
Conclusion.....	156

Chapitre V :

Comportement des interfaces géosynthétiques : Modélisation numérique des essais d'extraction

Introduction.....	158
V.1. Modélisation numérique	158
V.1.1. Le modèle éléments finis	159
V.1.2. Le modèle éléments discrets	159
V.1.3. Interaction entre les éléments finis et discrets	162
V.2. Modélisation de l'essai triaxial et détermination des paramètres numériques du sol	163
V.3. Modélisation numérique de l'essai d'extraction de nappe	166
V.3.1. Description du modèle numérique et objectif de la modélisation numérique	166

V.3.2. Présentation du modèle analytique	167
V.3.3. Comparaison entre le modèle analytique et les résultats numériques	168
V.4. Etude paramétrique	169
V.4.1. Effet de la vitesse d'extraction	169
V.4.2. Effet du coefficient d'atténuation	170
V.5. Analyse des résultats	171
V.5.1 Déplacements et déformations de la nappe durant un essai d'extraction	171
V.5.2 Contrainte sur la nappe durant un essai d'extraction	172
a) Contraintes normales sur la nappe	172
b) Contraintes tangentielles sur la nappe	173
V.5.3. Contraintes normales sur les parois de la boîte d'extraction	173
V.5.4. Effet du frottement du sol aux parois ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur la réponse à l'extraction	176
a) Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur l'effort d'extraction	176
b) Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur les contraintes aux parois latérales	177
V.5.5. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur les contraintes à la nappe	179
V.5.6. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur les forces de contact	180
V.5.7. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur les contraintes principales	181
V.5.8. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/murs}}$) sur les déplacements des particules de sol	182
V.6. Effet du frottement sol/géotextile ($\phi_{\text{Sol/Gtx}}$) sur la réponse à l'extraction	182
V.6.1. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur l'effort d'extraction	182
V.6.2. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes normales à la nappe	183
V.6.3. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes tangentielles à la nappe	183
V.6.4. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes normales à la paroi frontale et à la base de la cuve d'essai	184
V.6.5. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes principales	185
V.6.6. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les déplacements des particules de sol	186
V.7. Modélisation numérique d'un impact sur merlon	187
V.7.1. Schéma géométrique du merlon	188
V.7.2. Modélisation numérique	189
Conclusion	191
Conclusion générale.....	193
Références.....	197

Nomenclature de base

k_h	Coefficient de perméabilité horizontale.
K_v	Coefficient de perméabilité verticale.
μ	Variation de la pression interstitielle.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
ε_v	Variation du volume (en contractance $\varepsilon_v > 0$).
μ_g	Variation de la pression interstitielle.
σ'_0	Contrainte effective initiale.
N_{eq}	Nombre de cycles équivalents.
N_l	Nombre de cycles nécessaires pour liquéfier l'échantillon.
t_d	Temps de manifestation du séisme.
m_{v3}	Coefficient de compressibilité volumique.
T_{ad}	En sachant t_d (duré du séisme), K_h et m_{v3} .
N_{eq}	Nombre de cycles équivalent pour une magnitude donnée.
τ_{eq}	Contrainte de cisaillement équivalente induite par le séisme.
N_l	Pour une contrainte de cisaillement cyclique égale à τ_{eq} .
M	= $\tan \varphi$ Coefficient de frottement interne
φ	Angle de frottement interne
σ_x	Contrainte tangentielle (contrainte de cisaillement)
c	Cohésion
u	Déplacement relatif du sol par rapport au géotextile.
σ_N	Contrainte, normale au plan de textile, moyenne.
τ	Contrainte, tangentielle au plan du textile, moyenne.
φ_g	Angle de frottement limite sol-textile.
C_g	Adhérence limite sol-textile.
τ_p	Contrainte tangentielle limite (de palier), obtenue pour un déplacement relatif u_p .
J	Modulé sécant du géotextile sous l'état de déformation ε_a

D	Diamètre initial de la cellule
ε_a	Déformation verticale.
q	$= (\sigma_1 - \sigma_3)$ Déviateur de contrainte,
p	$= (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ Contrainte moyenne totale,
Δu	Surpression interstitielle,
p'	$= p - \Delta u$ contrainte moyenne effective,
η	$= q/p$ rapport de contraintes,
ε_1	ou ε_a Déformation axiale,
ε_3	Déformation horizontale,
ε_v	$= \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ déformation volumique,
ε_d	$= 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ déformation de déviateur.
m	Est une masse de la particule i .
I_G	Est le moment d'inertie passant par G d'un élément sphérique.
R	Est le rayon de la particule i .
$\vec{F}_{\rightarrow i}$	Est la résultante des forces de contact et des forces extérieures appliquées à la particule i .
$\vec{M}_{\rightarrow i}$	Est la résultante des moments, dus aux forces de contact et aux forces extérieures appliquées à la particule i .
D_{50}	Taille moyenne des grains
fc	Teneur en fine
σ'_c	Contrainte de confinement
C_u	Coefficient de l'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
ρ_s	Poids volumique des grains solides
ρ_a	Poids volumique apparent
e_{max}	Indice des vides max
e_{min}	Indice des vides min
D	Diamètre des échantillons triaxiaux
H	Hauteurs des échantillons triaxiaux
ΔU	Pression interstitielle
σ'_1	Contrainte effective principale majeure
σ'_3	Contrainte effective principale mineure
B	Coefficient de Skempton
Dr	Densité relative
q	Déviateur de contraintes
ε_v	Déformation volumique
ε_a	Déformation axiale
Ng	Nombre des nappes de géotextiles
q_{ss}	Déviateur de contrainte mobilisé
Rq	Rapport de déviateur de contrainte
q_{Ng}	Déviateur de contrainte des échantillons renforcés par géotextile
q_0	Déviateur de contrainte des échantillons non renforcés
Rv	Rapport de la variation volumique
ε_{vNg}	Déformation volumique des échantillons renforcés par géotextile
ε_{v0}	Déformation volumique des échantillons non renforcés
SRq	La pente de la droite qui représente Rq
SRv	La pente de la droite qui représente Rv
Rss	Rapport de la contrainte de cisaillement
τ	Contrainte de cisaillement
σ_n	Contrainte normale
$E_{27\%}$	Module sécant pour une déformation axiale de 27%

Liste des figures

Chapitre I : Etat de l'art

Figure I.1 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al.1958).....	30
Figure I.2 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le « Banding sand » Castro (1969); Figure d'après- Canou et al. (1989).....	31
Figure I.3 : Etat caractéristique (Luong, 1978).....	33
Figure I.4 : Caractérisation des sables limoneux au pressiomètre avant et après compactage dynamique (Liausou et al. 1995).....	36
Figure I.5 : principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements (Liausou et al. 1995).....	37
Figure I.6 : Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle (Watari et Fujiwara, 1977)	38
Figure I.7 : Implantation et espacement des drains (Seed et Brooker, 1977).....	39
Figure I.8 : Relation entre le rapport des pressions et les paramètres des drains (Seed et Brooker, 1977).....	40
Figure I.9 : Mur de soutènement réalisé par clouage (Méthode. scellement de barres)....	41
Figure I.10 : Stabilité d'une pente instable par clouage (Shafiee, 1986).....	41
Figure I.11 remblai renforcé par pieux et géosynthétique (Le Hello, 2007).....	42
Figure I.12 : Exemple de déformée d'une nappe géosynthétique dans un talus ou un sol de fondation renforcé.....	46
Figure I.13 : Essai de traction simple sur nappe géosynthétique.....	47
Figure I.14 : Caractéristiques d'interface sol-géosynthétique.....	48
Figure I.15 : Exemples de lois d'interface sol-géosynthétique (d'après Gotteland, 1991).	48
Figure I.16 : Exemple de lois de comportement en traction des nappes géosynthétiques (d'après Gotteland, 1991) (α , tension de nappe T).....	48
Figure I.17 : Equilibre d'un élément géosynthétique fonctionnant en ancrage.....	49
Figure I.18 : Comportement macroscopique de l'interface sol-géosynthétique (Gotteland, 1991).....	49
Figure I.19 : Equilibre d'un élément géosynthétique fonctionnant en membrane.....	49

Figure I.20 : Modèle de chargement normal à la nappe (Déformée circulaire).....	50
Figure I.21 : Modèle de chargement vertical (Déformée parabolique).....	50
Figure I.22 : Sollicitation des nappes géosynthétiques par effet d'ancrage en petits déplacements (Bénéito, 2001).....	51
Figure I.23 : Mécanisme de rupture dans les sables renforcés d'après Schlosser et al. (1984).....	52
Figure I.24 : Coupes verticales des massifs sableux renforcés après les essais en centrifugeuse : sol non renforcé en haut, sol renforcé par une nappe au milieu et par deux nappes en bas (d'après Dubreucq, 1999).....	53
Figure I.25 : Equilibre du coin polygonal (d'après Dubreucq, 1994).....	54
Figure I.26 : Mécanisme de rupture du coin rigide confiné par un volume délimité par une spirale logarithmique.....	55
Figure I.27 : Redistribution des contraintes à l'interface sable-argile sous une même surcharge q d'après (Espinoza, 1994).....	56
Figure I.28 : Mécanisme de renforcement selon Gourc et al. (1982.a).....	56
Figure I.29 : Mécanisme de Giroud et Noiray (1981).....	57
Figure I.30 : Mécanisme proposé par Burd (1995).....	58
Figure I.31 : Equilibre d'un élément de nappe d'après Burd (1995).....	58
Figure I.32 : Schémas de distribution des contraintes et des efforts de traction de la nappe géosynthétique de renforcement.....	59
Figure I.33 : Courbe effort de traction/déformation du géosynthétique Stablenka 200....	62
Figure I.34 : Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête (d'après Wichter, et al, 1986)...	62
Figure I.35 : Profil du massif en sable renforcé par des géogrilles Tensar SR2, mené à la rupture par un chargement local en tête (Thamm et al. 1990).....	63
Figure I.36 : Localisation de la ligne de rupture (massif en sable renforcés par des géogrilles Tensar SR2, Thamm et al. (1990)).....	64
Figure I.37 : Distribution des déformations dans les renforcements instrumentés, D'après Thamm et al, (1990).....	64
Figure I.38 : Courbe tassement/chargement de la dalle de chargement, D'après Thamm et al. (1990).....	65
Figure I.39 : Déplacement vertical moyen U_z de la plaque de chargement en fonction de la force appliquée et de la contrainte verticale sous la plaque. d'après Kharchafi et Dysli, (1994).....	66
Figure I.40: Coupes de massifs en terre renforcés par des géotextiles, à l'état de rupture par chargement local en tête (A. Séré, 1995).....	67
Figure I.41 : Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.....	68
Figure I.42 : Définition des modules de déformation plane K et K^*	70
Figure I.43 : Essai de flexion pour déterminer la raideur G d'un géotextile (Gourc, 1982.b).....	70
Figure I.44 : Mise en évidence de la souplesse du géotextile (entre ballast et gravette concassée) (Gourc, 1982.b).....	71
Figure I.45 : Définition de la loi d'interaction sol-géotextile (Gourc, 1982.b).....	72
Figure I.46 : Apport de cohésion par renforcement géocellulaire (Joulain, 2006).....	73
Figure I.47 : Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction (Noorany et Uzdavines, 1989).....	74
Figure I.48 : Influence du renforcement sur les tassements induits par vibration (Katasuti et al. 1991).....	75

Chapitre II :

Méthodologie, procédures expérimentales et outils numériques

Figure II.1 : Présentation de l'essai triaxial (Bahda 1997).....	80
Figure II.2 : Influence de la rigidité du dispositif de chargement (Palmeira et Milligan 1989a).....	81
Figure II.3 : Influence de la rugosité de la paroi frontale de la cuve d'essai.....	82

Figure II.4 : Essai d'extraction correspondant à trois longueurs différentes de géotextile.....	84
Figure II.5 : Effet de la longueur du renforcement (Gouria-Malki 1998).....	85
Figure II.6 : L'appareil typique d'extraction (AFNOR, 2005) 1. Dispositif d'extraction, 2. Mors, 3. Force d'extraction, 4. L'âme d'acier, 5. Sol, 6. Nappe géosynthétique.....	87
Figure II.7 : Conditions aux limites de l'essai d'extraction (Palmeira, 2009).....	87
Figure II.8 : Influence des dimensions de la boîte d'extraction (Dias, 2003).....	88
Figure II.9 : Influence de la longueur d'un manchon à la face frontale de la boîte (Palmeira, 2009).....	88
Figure II.10 : L'évolution du coefficient de frottement maximal par rapport à la contrainte de confinement (Dias, 2010).....	89
Figure II.11 : Les résultats du test d'extraction avec des conditions de fixation rigides (sans interface) (Beneito and Gotteland, 2001).....	90
Figure II.12 : Résultats de l'essai d'extraction avec des conditions de fixation « Câble » (avec interface) (Beneito and Gotteland, 2001).....	90
Figure II.13 : Lois de contact normal (a) et de frottement sec (b) non régulières (Saussine, 2004). Avec RN et RT les composantes normale et tangentielle de la réaction, UN et UT les composantes normale et tangentielle de la vitesse relative entre particules et μ le coefficient de frottement.....	91
Figure II.14 : Synthèse du cycle de calcul MED.....	92
Figure II.15 : Géométrie du contact présentant une superposition des particules.....	95
Figure II.16 : Représentation schématique d'un contact frottant non cohésif.....	96
Figure II.17 : La méthode aux éléments discrets (MED) – Cundell et Strack 1979.....	96
Figure II.18 : Lois d'interaction : (a) élastique linéaire dans la direction normale ; (b) linéaire élastique parfaitement plastique dans la direction tangentielle.....	97
Figure II.19 : Illustration de lois de traction.....	97
Figure II.20 : Éléments non sphériques (a) et clumps (b) représentant la morphologie réelle d'un grain ou non.....	99
Figure II.21 : Modèle d'amortissement visqueux appliqué dans la direction normale, dans l'axe de glissement et pour le mode de roulement (Iwashita et Oda 2000).....	101
Figure II.22 : Approche discrète des géogrilles modélisées (Palmeira, 2004).....	102
Figure II.23 : Appareil d'extraction de grandes dimensions (Palmeira 1987).....	103
Figure II.24 : Quelques résultats des essais d'extraction à grande échelle sur des grilles métalliques (a) et des grilles en polymère (b) (Palmeira 2004).....	104

Chapitre III :

Comportement mécanique des sols renforcés par des éléments géosynthétiques

Figure III.1 : (a) Les matières utilisées dans cette étude: Sable de Chlef, (b) Géotextile : NOTEX GX 100/50.....	108
Figure III.2 : Profil géotechnique du sol déposé sur le site.....	108
Figure III.3 : Courbe de distribution de taille des grains de sable de Chlef.....	109
Figure III.4 : La position des inclusions de géotextiles dans les échantillons.....	110
Figure III.5 : Essais de compression drainés menés sur sable de Chlef non renforcé ($D_r = 50\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial, (b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial.....	112
Figure III.6 : Essais de compression drainés menés sur sable de Chlef non renforcé ($D_r = 85\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial, (b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial.....	112
Figure III.7 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$) – Variation du déviateur de contrainte par rapport au déplacement axial, (a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une	113

	nappe ($N_g = 1$), (c) sol renforcé par de nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$).....	
Figure III.8 :	Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons denses ($D_r = 50\%$) – Variation du déviateur de contrainte par rapport au déplacement axial, (a) $N_g = 0$, (b) $N_g = 1$, (c) $N_g = 2$, (d) $N_g = 3$	114
Figure III.9 :	p-q diagrammes pour des sables renforcés par géotextile :(a) Echantillons moyennement denses ($D_r = 50\%$), (b) Echantillons denses ($D_r = 85\%$)....	114
Figure III.10 :	Motif de déformation de l'échantillon de sable renforcé.....	115
Figure III.11 :	Essais triaxiaux drainés de compression sur sable moyennement dense: (a) Déviateur des contraintes mobilisées q_{ss} en fonction du nombre des nappes de géotextile N_g , (b) Variation des déformations volumiques en fonction du nombre des nappes de géotextile N_g	115
Figure III.12 :	Essais triaxiaux drainés de compressions sur des échantillons moyennement denses: (a) La résistance au cisaillement au pic en fonction de la contrainte de confinement σ'_c (b) La variation des déformations volumiques en fonction de la contrainte de confinement σ'_c	116
Figure III.13 :	Essais triaxiaux drainés de compression: (a) L'effet de la contrainte de confinement sur la résistance au cisaillement au pic (échantillons non renforcés), (b) L'effet de la contrainte de confinement sur la résistance au cisaillement au pic (échantillons renforcés par trois nappes de géotextile), (c) L'effet du nombre des nappes de renforcement sur la résistance au cisaillement à une contrainte de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa (étude comparative).....	117
Figure III.14 :	Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses ; Variation de R_q rapport de contraintes pour : (a) $\sigma'_c = 50$ kPa, (b) $\sigma'_c = 100$ kPa, (c) $\sigma'_c = 200$ kPa.....	118
Figure III.15 :	Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons denses: (a) Variation du rapport des déformations volumiques (R_v): (a) $\sigma'_c = 50$ kPa, (b) $\sigma'_c = 100$ kPa, (c) $\sigma'_c = 200$ kPa.....	119
Figure III.16 :	Variation du rapport de la résistance au cisaillement (R_{ss}) en fonction de la contrainte de confinement pour des échantillons de sol renforcés par géotextiles.....	120
Figure III.17 :	Courbes intrinsèques.....	120
Figure III.18 :	Plan de Mohr – Droites de Coulomb.....	121
Figure III.19 :	Courbe intrinsèque.....	121
Figure III.20 :	L'effet des couches de géotextile sur la cohésion et l'angle de frottement: (a) courbes intrinsèques – échantillons moyennement denses, (b) Courbes intrinsèques – échantillons denses, (c) Variation de la cohésion en fonction du nombre des nappes de géotextile N_g , (d) Variation de l'angle de frottement en fonction du nombre des nappes de géotextile.....	123
Figure III.21 :	Variation du module sécant ($E_{27\%}$) obtenu à un déplacement axial égal à 27% en fonction du nombre des nappes de géotextile (N_g); (a) Echantillons moyennement denses, (b) Echantillons denses	123
Figure III.22 :	Les matières utilisées dans cette étude: (a) Sable de Chlef, (b) Fibre de verre.....	125
Figure III.23 :	Préparation des échantillons: (a) échantillons secs, (b) échantillons humides	126
Figure III.24 :	Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols pour un confinement de 200 kPa et une densité relative moyenne $D_r = 48\%$: (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$	128
Figure III.25 :	Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols avec une contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $D_r=87\%$: (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction du	129

déplacement horizontal, (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$	
Figure III.26 : Effet de la teneur en eau sur la cohésion et l'angle de frottement : (a) Variation of the cohésion, (b) Variation of the friction angle.....	130
Figure III.27 : Effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement, contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $D_r = 48\%$: (a) Contrainte de cisaillement en fonction déplacement de cisaillement ($\omega = 0$), (b) Contrainte de cisaillement en fonction déplacement de cisaillement ($\omega = 3\%$), (c) Courbes intrinsèques des échantillons secs, (d) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	131
Figure III.28 : Effet de la teneur en fibre sur la variation du déplacement vertical, contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $D_r = 48\%$: (a) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 0$), (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 3\%$).....	132
Figure III.29 : Effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement, contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $D_r = 87\%$: (a) Contrainte de cisaillement en fonction déplacement de cisaillement ($\omega = 0$), (b) Contrainte de cisaillement en fonction déplacement de cisaillement ($\omega = 3\%$), (c) Courbes intrinsèques des échantillons secs, (d) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega = 3\%$).....	133
Figure III.30 : Effet de la teneur en fibre sur la variation du déplacement vertical, contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $D_r = 87\%$: (a) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 0$), (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 3\%$).....	134
Figure III.31 : Effet de la contrainte normale et de la densité sur la résistance au cisaillement des échantillons humides ($\omega = 3\%$) : (a) Résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de l'équation : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$	135
Figure III.32 : Effet de la teneur en fibres sur la cohésion et l'angle de frottement ($\omega = 3\%$): (a) Variation de la cohésion, (b) Variation de l'angle de frottement	136
Figure III.33 : Cellule, nappe pliée, nappe dépliée et empilement de nappes géocellulaires (Soude, 2012).....	137
Figure III.34 : Matériaux utilisés : a) le sol, b) les géocells avec un auteur $h_g = 2.5$ cm.	138
Figure III.35 : La position des inclusions de géocells dans les échantillons.....	139
Figure III.36 : (a) Stress strain variation during undrained tests ($\sigma'_3 = 50$ kPa); (b) pore pressure change depending to the axial strain; (c) Stress path with different reinforcement height.....	139
Figure III.37 : (a) Contrainte-Déformation variation pour un essai triaxial non drainé ($\sigma'_3 = 200$ kPa); (b) Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale; (c) Chemin de contraintes.....	140
Figure III.38 : Essais triaxiaux non drainés : (a) Variation du déviateur de contrainte max en fonction de la hauteur du renforcement H_g , (b) Variation de la pression interstitielle max en fonction de la hauteur de renforcement H_g ...	141
Figure III.39 : Effet de la hauteur des géocells: (a) Courbes intrinsèques des différents types de renforcement, (b) Cohésion en fonction de la hauteur H_g , (d) Angle de frottement en fonction de la hauteur H_g	142

Chapitre IV :

Essai au laboratoire de caractérisation des interfaces géosynthétiques

Figure IV.1 : Courbe granulométrique pour sable de Hostun 'RF' (Flavigny et al, 1990)	148
Figure IV.2 : Les différentes directions du géotextile de renforcement.....	148

Figure IV.3 : Essai de cisaillement direct sur le sable d'Hostun non renforcé : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Variation du déplacement vertical, (c) Courbe intrinsèque	149
Figure IV.4 : Essai de cisaillement direct : (a) Sable d'Hostun, (b) Mise en place du sable, (c) Mise en place de la membrane utilisée pour appliquer le confinement, (d) Système de fixation du géotextile, (e) Essai de cisaillement sur l'interface sol/géotextile, (f) Système d'acquisition des données.....	150
Figure IV.5 : Appareille de cisaillement à grandes dimensions (Laboratoire 3SR de Grenoble).....	150
Figure IV.6 : Mise en place des géotextiles lors de la caractéristique de l'interface Sol/Gtx.....	150
Figure IV.7 : Photo du géotextile utilisé (GX 100/50)	151
Figure IV.8 : Caractérisation de l'interface sol/géotextile (Fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales) : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Courbes intrinsèques.....	152
Figure IV.9 : Caractérisation de l'interface sol/géotextile (Fibres transversales au-dessous aux fibres longitudinales): (a) Variation du l'effort de cisaillement, (b) Courbes intrinsèques.....	152
Figure IV.10: Section transversale de l'appareil d'extraction (Jenck et al, 2014).....	154
Figure IV.11 : Schéma du dispositif de l'appareil d'extraction lors d'un essai dynamique	154
Figure IV.12 : Instrumentation de l'essai d'extraction et mise en place de la nappe de géotextile.....	155
Figure IV.13 : a) Résultats des essais d'extraction pour une hauteur de chute H = 1m, b) Force et vitesse d'extraction en fonction du déplacement en tête pour une hauteur de chute H = 1 m (Jenck et al, 2014).....	155

Chapitre V :

Comportement des interfaces géosynthétiques :

Modélisation numérique des essais d'extraction

Figure V.1 : Représentation des différents types d'éléments utilisés. Le rapport d'échelle entre les particules représentées est de l'ordre de 3.....	161
Figure V.2 : Courbe granulométrique du matériau granulaire modélisé.....	161
Figure V.3 : (a) Critère de rupture, (b) Principe de l'interaction entre les éléments finis et les éléments discrets (Villard et al. 2009).....	163
Figure V.4 : Schéma de principe du confinement isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) et de la compression verticale à contraintes latérales constantes (et $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) (Breugnot, 2010).....	164
Figure V.5 : Modèle et caractéristique mécaniques du modèle numérique.....	165
Figure V.6 : (a) Géométrie de la cuve d'extraction, (b) Modèle numérique de l'essai d'extraction.....	167
Figure V.7 : Loi de comportement de l'interface Sol/Géotextile.....	167
Figure V.8 : Comparaison entre le modèle analytique et le modèle numérique d'un essai d'extraction : (a) Variation de la force d'extraction en fonction du déplacement en tête, (b) Variation du déplacement en queue de nappe en fonction du déplacement en tête.....	169
Figure V.9 : Essais d'extraction quasi statique (numérique) : (a) Effet de la vitesse d'extraction en tête sur les déplacements de la nappe, (b) Effet de la vitesse d'extraction en tête sur l'effort d'extraction.....	170
Figure V.10 : Essais d'extraction statique (numérique) avec une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min – Effet du coefficient d'atténuation : (a) sur la vitesse d'extraction, (b) sur la force d'extraction.....	171
Figure V.11 : Déplacement et déformation de la nappe dans le plan d'extraction.....	171

Figure V.12 : Schéma des distributions des contraintes sur la nappe calculées par tranches transversales.....	172
Figure V.13 : Variation des contraintes normales sur la nappe pendant un essai d'extraction : (a) avant extraction, (b) après 50 mm de déplacement en tête.....	172
Figure V.14 : Variation des contraintes tangentielles sur la nappe pendant un essai d'extraction : avant extraction et après 50 mm de déplacement en tête.....	173
Figure V.15 : Variation des contraintes normales sur la paroi frontale de la cuve d'essai : (a) contraintes normales après 50 mm de déplacement en tête, (b) contraintes normales dues au poids propre.....	174
Figure V.16 : Contraintes au repos.....	174
Figure V.17 : Variation des contraintes normales sur les différentes parois de la cuve d'essai : (a) paroi frontale, (b) fond de la cuve.....	175
Figure V.18 : Variation des contraintes normales sur les différentes parois de la cuve d'essai : (a) paroi latérale, (b) paroi arrière.....	176
Figure V.19 : Essais d'extraction pour une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min – Effet du frottement entre les particules de sol et les parois de la cuve d'essai sur la force d'extraction.....	177
Figure V.20 : Distribution des contraintes normales (a) et tangentielles (b), sur la paroi frontale : effet du frottement Sol/Mur lors de l'extraction (sans l'action du poids propre).....	177
Figure V.21 : Distribution des contraintes normales (a) et tangentielles (b), sur le fond de la cuve: effet du frottement Sol/Mur lors de l'extraction (sans l'action du poids propre).....	178
Figure V.22 : (a) Contraintes normales totales à la base de la cuve d'essai, (b) Contraintes tangentielles induites par l'extraction à la base de la cuve..	178
Figure V.23 : Contraintes normales sur la nappe de géotextile : effet du frottement Sol/Mur sous les sollicitations de l'effort d'extraction + poids propre....	179
Figure V.24 : Contraintes tangentielles sur la nappe de géotextile : effet du frottement Sol/Mur sous les sollicitations de l'effort d'extraction + poids propre....	180
Figure V.25 : Forces de contact pour l'angle de frottement $\phi_{\text{Sol/Mur}} = 10^\circ$ en fonction du déplacement en tête.....	181
Figure V.26 : Contraintes principales au sein du massif de sol pour un angle de frottement $\phi_{\text{Sol/Mur}} = 10^\circ$	181
Figure V.27 : Déplacement des particules de sol lors de l'extraction pour l'angle de frottement $\phi_{\text{Sol/Mur}} = 10^\circ$	182
Figure V.28 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile : (a) Sur la force d'extraction, (b) Sur les déplacements de la nappe.....	183
Figure V.29 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe géotextile sur les contraintes normales à la nappe de géotextile.....	183
Figure V.30 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile sur les contraintes tangentielles à la nappe de géotextile.....	184
Figure V.31 : Influence du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile : (a) Sur les contraintes normales à la paroi frontale dues à l'extraction, (b) Sur les contraintes normales à la base de la cuve dues à l'extraction, (c) Sur les contraintes normales totales à la base de la cuve.....	185
Figure V.32 : Contraintes principales pour un déplacement en tête de 50 mm pour différentes valeurs de l'angle de frottement sol/Gtx.....	186
Figure V.33 : Effet de l'angle de frottement à l'interface Sol/Gtx sur le déplacement des particules de sol pendant un essai d'extraction pour différentes valeurs du déplacement en tête.....	187
Figure V.34 : Géométrie du merlon étudié.....	188
Figure V.35 : L'arrangement et la photographie du dispositif d'essai utilisé à l'essai d'impact sur merlon renforcé à Meano (TN, l'Italie) (OGG 04, PEI 07 ; www.tenax.net).....	188
Figure V.36 : Les sections transversales des remblais testés par (PEI 02, OGG 04, PEI	189

97).....	
Figure V.37 : Détail de la montagne du remblai après l'essai 4 (OGG 04, PEI 07).....	189
Figure V.38 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-block, modèle Merlon_1.....	190
Figure V.39 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-block, modèle Merlon_2.....	191
Figure V.40 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-block, modèle Merlon_3.....	191

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Exemple de modèle d'effet membrane (d'après Espinoza, 1994).....	50
Tableau II.1 : Résumé des essais d'extraction dans la littérature (Lajevardi 2013).....	86
Tableau III.1 : Propriétés de sable.....	109
Tableau III.2 : Les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile utilisé.....	109
Tableau IV.1 : Paramètres des interfaces obtenus par essais de cisaillement direct.....	153
Tableau V.1 : Caractéristiques géotechniques des sols utilisés dans les essais.....	188
Tableau V.2 : paramètres de la modélisation numérique.....	189

Introduction générale

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre renforcée par des inclusions sous des sollicitations dynamiques dues à l'impact peut être considérée comme un sujet principal de préoccupation de l'ingénieur géotechnicien. Forte d'une expérience séculaire, la mécanique des sols a soulevé de nombreuses incertitudes dans cette manière.

Le renforcement des sols par géosynthétiques est appliqué dans de nombreux types d'ouvrage: remblais sur sol compressible, ouvrages routiers et ferroviaires dans des zones karstiques, ouvrages hydrauliques ou centres de stockage de déchets. Ces ouvrages peuvent aussi présenter des comportements différents selon le type de renforcement et le type de sol utilisé. L'extensibilité, la disposition et la forme des renforcements conduisent à des comportements plus au moins complexes en termes de déformation et de résistance. Les caractéristiques géotechniques du sol ont une influence majeure sur la répartition des efforts entre les renforcements et sur le comportement des interfaces sol/renforcement. Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétiques peuvent subir à des chargements statiques ainsi que des sollicitations dynamiques.

Dans la plupart des cas, ces structures renforcées nécessitent des zones d'ancrage où les forces de frottement entre le sol et la nappe géosynthétique équilibrent la force de traction horizontale induite dans la nappe. Selon l'espace disponible et les charges appliquées, les systèmes d'ancrage peuvent être configurés suivant différentes formes: ancrage droit, ancrage en tranchée en considérant différentes géométries (en L, en V, ...etc.) et ancrage avec retour.

La technique du renforcement des sols par nappes géosynthétiques ne déroge pas à cette règle. Les domaines d'applications initialement ciblés visaient les ouvrages linéaires de grandes longueurs (remblais autoroutiers, ouvrages de soutènement, élargissement de chaussées...) ; justifiant des modélisations numériques en déformation. Lorsque les sols sont compressibles, il y a généralement un risque de grand glissement passant par l'assise de l'ouvrage. Contrairement aux murs traditionnels, les massifs renforcés par géosynthétiques tels que les merlons de protection permettent, en augmentant l'ancrage, de s'affranchir de ce risque. Les merlons « tournes » ont pour objectif de réorienter et/ou de faire dévier les blocs rocheux ou les avalanches rocheuses de faible volume. Ces ouvrages subissent des sollicitations tangentielles et doivent alors résister principalement par leur poids propre. La nature des parements doit alors être compatible avec leur utilisation. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse.

Les travaux exposés dans ce document sont centrés sur le problème de la détermination des caractéristiques à l'interface sol/géosynthétique dans des ouvrages en terre renforcés par des nappes géosynthétiques horizontales et sollicités par des efforts dynamiques dus à un impact. Plus généralement, ce travail porte sur l'étude du comportement des sols renforcés par géosynthétiques. L'étude sera menée sur des sols qui sont présumés homogènes monocouche ou multicouches, renforcés ou non par des inclusions géosynthétiques. Ce travail comporte, entre autre, une étude expérimentale du comportement mécanique des sols granulaires renforcés par des inclusions géosynthétiques et une étude numérique permettant d'appréhender le comportement à l'interface sol-géotextile sous diverses sollicitations. Le Code de calcul SDEC a notamment été utilisé pour déterminer la relation entre la force d'extraction et les déplacements à l'interface sol/géotextile lors d'un essai d'extraction et appliqué au merlon de protection.

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

- Des essais de caractérisation du sable et des matériaux synthétiques utilisés comme renforcement : nappes géotextiles, fibres de verre et nappes géosynthétiques tridimensionnelles (géocells).
- Des essais de cisaillement direct sur des échantillons de sable de la région de Chlef non renforcés et renforcés par des fibres de verre, réalisés au laboratoire *LsmE* de Chlef.
- Des essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sable de la région de Chlef non renforcés et renforcés par des inclusions horizontales en géotextile, réalisés au laboratoire *LsmE* de Chlef ;
- Des essais triaxiaux non drainés réalisés sur des échantillons de sable de la région de Chlef non renforcés et renforcés par des géotextiles alvéolaires tridimensionnels, réalisés au laboratoire *LsmE* de Chlef ;
- Essais de caractérisation des interfaces sol/géotextile réalisés au laboratoire 3SR de Grenoble. Une boîte de cisaillement de grandes dimensions a été utilisée. Les essais ont été réalisés sous faibles contraintes de confinement pour représenter l'état de contrainte verticale réel obtenu lors des essais d'extraction;
- Modélisation numérique par éléments discrets des essais triaxiaux du sol granulaire utilisé pour les essais d'extraction et validation du modèle numérique par un code de calcul développé au laboratoire 3SR de Grenoble (SDEC);

- La simulation d'essais d'extraction par le code de calcul SDEC d'une nappe de géotextile dans un massif de sable. Le modèle est basé sur une méthode de couplage discret/continu et a été validé par des résultats en termes de la réponse à l'extraction et des déformations de la nappe de géotextile par une approche analytique ;
- Des simulations numériques d'impact sur merlon non renforcé.

Ce mémoire comprend cinq chapitres regroupés en deux parties (Comportement mécanique des sols renforcés par géosynthétiques, Comportement des interfaces géosynthétiques et Comportement sous impact des merlons non renforcés) :

Au chapitre 1, on présente l'étude bibliographique des différents concepts rhéologiques des matériaux granulaires, des méthodes d'analyse et des techniques de renforcement des sols. On y présente également les différentes approches analytiques liées au renforcement des sols par géosynthétiques;

Le chapitre 2 décrit les matériaux utilisés, les procédures expérimentales et les outils numériques. On y détaillera notamment la méthode des éléments discrets, les hypothèses et la méthode de résolution numérique;

Le chapitre 3 est dédié à une étude paramétrique expérimentale sur le comportement mécanique des sols granulaires renforcés par différents matériaux géosynthétiques (fibres, nappes de géotextile et géosynthétiques alvéolaires tridimensionnels). Les résultats sur sols renforcés seront comparés à ceux obtenus sur les sols granulaires non renforcés ;

Le chapitre 4 résume les méthodes de caractérisation des interfaces géosynthétique au laboratoire sur lesquelles seront basées les modélisations numériques ;

On présente ensuite en chapitre 5 une approche numérique couplée discrète/continue pour simuler le comportement des sols et leurs interactions avec les nappes géosynthétiques. Cette méthode de simulation a été développée au sein du laboratoire 3SR de Grenoble par couplage discret/continu. Elle a été appliquée aux essais triaxiaux et aux essais d'extraction de nappe géotextile confinée dans un massif de sol. Enfin, nous présentons en fin de chapitre les premières simulations numériques menées pour analyser le comportement sous impacts des merlons de protection. Il s'agissait dans un premier temps de tester la capacité du modèle numérique à rendre compte d'un impact et de la déstructuration locale du merlon au point d'impact (éjection des particules et grandes déformations).

Par une synthèse générale, nous concluons ce travail.

Positionnement du problème

Les travaux exposés dans ce document sont concentrés sur le problème de la détermination des caractéristiques à l'interface *sol/géosynthétique* dans des ouvrages en terre renforcés par des nappes horizontales en géosynthétique sollicités par des efforts statiques et dynamiques due à l'impact. Et en général sur l'étude du comportement globale des sols renforcés par géosynthétiques.

L'étude sera fait sur des sols qui sont présumés homogènes monocouche ou multicouches, renforcés ou non par inclusion des géosynthétiques.

Chapitre I : Etat de l'art

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique des différents concepts rhéologiques des matériaux granulaires, des méthodes d'analyse et des techniques de renforcement des sols, et de différentes approches analytiques relatives aux sols renforcés par géosynthétiques.

Introduction

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour analyser et comprendre les phénomènes fondamentaux qui gouvernent le comportement des sols. Ceux-ci sont exposés dans ce chapitre au travers d'exemples concrets issus du domaine de la recherche scientifique. Parmi les solutions proposées ayant pour but de réduire les dommages sur les structures elles-mêmes et minimiser l'impact sur les populations, on distingue en particulier le renforcement des sols par *géosynthétiques*. En général, les sols ont tendance à se propager latéralement à cause de la poussée des terres. Ces pressions des terres provoquent à la base des ouvrages ou des murs de soutènement des contraintes de cisaillement horizontales qui doivent être reprises par le sol de fondation. Si le sol ne dispose pas d'une résistance au cisaillement suffisante, ce qui pourrait engendrer des défaillances de l'ouvrage, il est souhaitable de mettre en place des nappes de renforcement horizontales de type géotextile ou géogrille à haute résistance.

L'utilisation de nappes géosynthétiques comme renforcement sont des techniques qui appartiennent au domaine du renforcement des sols. Ce domaine c'est développé à partir des années 1970. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort caractérisés par une certaine souplesse. Les géosynthétiques ont désormais une place reconnue dans la conception de nombreux ouvrages: infrastructures de transport, aménagements hydrauliques, bassins de rétention d'effluents industriels et agricoles, etc. De nombreux types de géosynthétiques sont utilisés pour constituer des dispositifs plus ou moins complexes répondant aux exigences réglementaires sur le confinement des déchets: géomembranes, géotextile, etc. Ils permettent de créer une séparation entre deux couches de sol de natures différentes, de réaliser une filtration entre une couche de sol et une couche drainante permettant de laisser passer l'eau tout en retenant les particules de sol fin, à renforcer un sol, etc. L'utilisation des géosynthétiques est une alternative facile de mise en œuvre et économique.

Cette synthèse bibliographique passe aussi en revue les principaux traits du comportement des sables. Elle est bâtie autour de quelques définitions et d'une présentation synthétique de l'ensemble des résultats de la bibliographie concernant les expérimentations réalisées pour mettre en évidence et analyser le comportement des ouvrages en sol granulaire renforcés par des géosynthétiques. On présente tout d'abord les concepts fondamentaux concernant la rhéologie des sables, tels que l'état critique, l'état caractéristique et l'état stable. On donne par la suite les différentes techniques concernant l'amélioration des sols et de renforcement par inclusions, et finalement une synthèse détaillée sur les inclusions géosynthétiques et leurs contributions d'une manière générale au comportement global des sols renforcés et plus particulièrement sur le comportement à l'interface sol/géosynthétique.

I.1. Concepts rhéologiques des matériaux granulaires

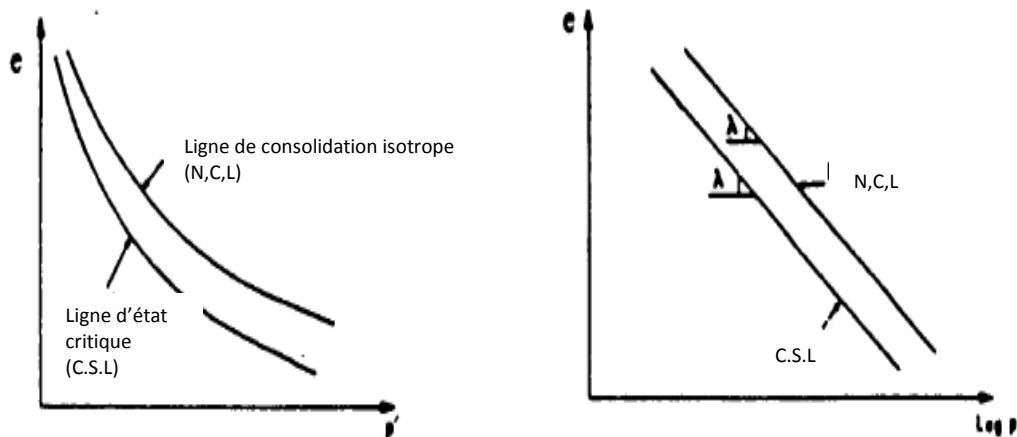
La *rhéologie* est la branche de la physique qui s'intéresse à la déformation des matériaux sous des sollicitations mécaniques, thermiques ou physico-chimiques. La relation (ou loi) de comportement d'un matériau relie des grandeurs cinématiques telle que la déformation à des grandeurs statiques comme les contraintes. De façon formelle, cette relation peut être

écrite comme $\sigma = M(\varepsilon, \varepsilon', \dots)$ où M est une fonction tensorielle représentant la relation de comportement. La structure de cette fonction repose sur la mécanique et la thermodynamique des milieux continus et aussi sur des mesures de déformation expérimentale. Dans le cas le plus simple, c'est à dire si l'on considère un solide élastique linéaire unidimensionnel (un ressort par exemple), cette relation s'exprime à l'aide d'un seul scalaire comme $\sigma = E.\varepsilon$ ou E est le module d'élasticité du ressort. Dans ce cas, une seule expérience de traction durant laquelle on mesure des couples force/allongement permet de quantifier le comportement du ressort.

I.1.1. Etat critique

La notion indice des vides critique a été introduite la première fois par [Casagrande \(1936\)](#). Cette notion correspond à l'état où le sol se déforme d'une façon continue sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. L'approche indiquée n'était appliquée qu'aux sables, c'est pourquoi la vitesse de déformation n'intervenait pas. Les travaux de Casagrande 1936 ne prenaient pas encore en considération l'existence d'une structure d'écoulement. [Roscoe et al. \(1958\)](#) définissaient l'état critique pour les argiles en condition drainée, comme étant l'état où le sol continue à se déformer sous une contrainte de cisaillement et un indice des vides constant ([Bahda, 1997](#)).

Dans la Figure [1.1](#) ci-dessous et dans le plan défini par les variables (e) et $\ln(p')$, l'ensemble des points d'état critique peut former une droite unique, parallèle à la ligne de consolidation isotrope: c'est la ligne d'état critique qui a été représentée sur la figure suivante et notée (*C.S.L*) dans les différents plans de l'essai triaxial. Selon [Schofield et Wroth \(1968\)](#), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte/déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement. Cette définition exclut toute idée de structure spécifique. De même, la réorientation ou la dégradation des grains sont ignorées ([Bahda, 1997](#)).



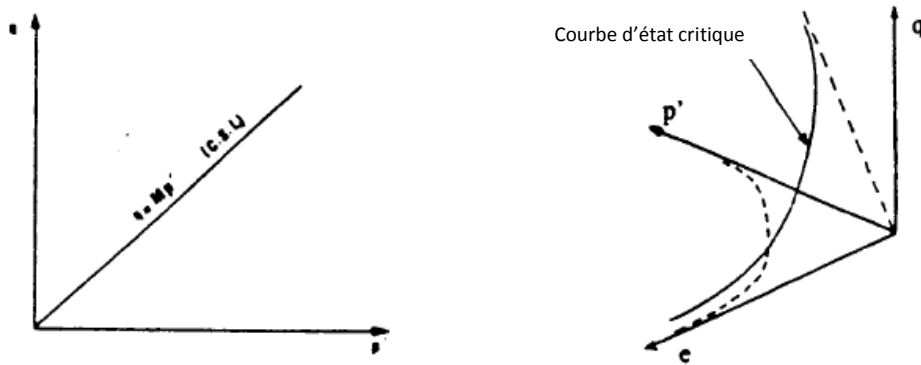


Figure I.1 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al.1958)

I.1.2. Etat stable de déformation

Aussi appelé état permanent de déformation, ce concept a été introduit par Castro (1969) dans le cadre de l'étude de la liquéfaction. À partir des résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés, effectués sur des échantillons de sable à différents indices des vides puis consolidés de manière isotrope ou anisotrope et cisailés à contrainte contrôlée, Castro a mis en évidence des diminutions importantes de la résistance au cisaillement non drainée dans les sables lâches (à indice des vides élevé), suivies d'un état résiduel où l'échantillon continue de se déformer à état de contraintes constant. Cet état résiduel représente l'état stable. En outre, il a établi que la résistance au cisaillement non drainé à cet état ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Par conséquent, le lieu des points représentant cet état dans le diagramme $(e, \ln(p'))$ est une droite unique F (notée aussi e_F). La Figure I.2 illustre l'état stable, à partir d'un résultat d'essai de liquéfaction dans les plans (q, ε_1) et $(\Delta u, \varepsilon_1)$, obtenu par Castro (1969), ainsi qu'une présentation de la droite d'état stable F dans le diagramme (e, σ'_3) .

Les travaux de Poulos (1981) ont permis de formaliser le concept d'état stable et de le généraliser à tout type de sols. Poulos (1981) ont décrit ce concept comme suit : « L'état stable de déformation est, pour tout amas de particules, l'état dans lequel une masse de matériau se déforme continûment en conservant un volume, un état de contraintes et une vitesse de déformation constants. Cet état est atteint lorsque l'orientation des particules offre une structure particulièrement stable (*flow structure*) et que toute rupture éventuelle des grains a eu lieu ». Il est important de noter que, d'après Poulos (1981), l'état stable de déformation n'est pas un état statique. Il n'existe que si la déformation due au chargement de cisaillement est maintenue. Poulos (1981) confirme que l'état stable de déformation peut se produire pour tout type de sols et pour tous chargements et drainages pouvant conduire à une structure d'écoulement où la mémoire de la structure initiale est perdue. Par ailleurs, il postule que cette nouvelle structure ne dépend que de la vitesse de déformation et des contraintes effectives normales (Bahda, 1997).

Notons que, d'après la définition de Roscoe et al. (1958), la seule différence entre état stable de déformation et état critique est le rôle de la vitesse de déformation. Par ailleurs, Castro et ses coauteurs Poulos et al. (1985); Castro et al. (1982) proposent que la différence entre l'état critique et l'état stable de déformation soit significative seulement pour les argiles mais pas pour les sables. Cette conclusion a été confirmée par les travaux

de Lupini et al. (1981) et de Been et al. (1991). Désormais, du point de vue de la terminologique, on désignera communément par état stable de déformation, état permanent de déformation ou état critique tout état d'écoulement à déformation volumique et à état de contraintes constants. La droite d'état stable est aussi nommée droite de rupture dans le plan (q, p') .

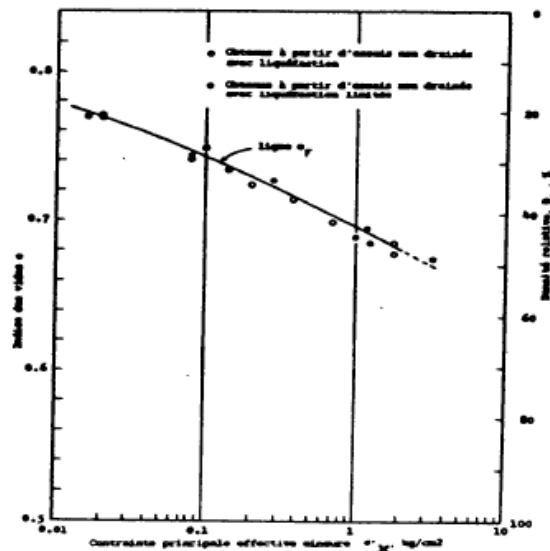
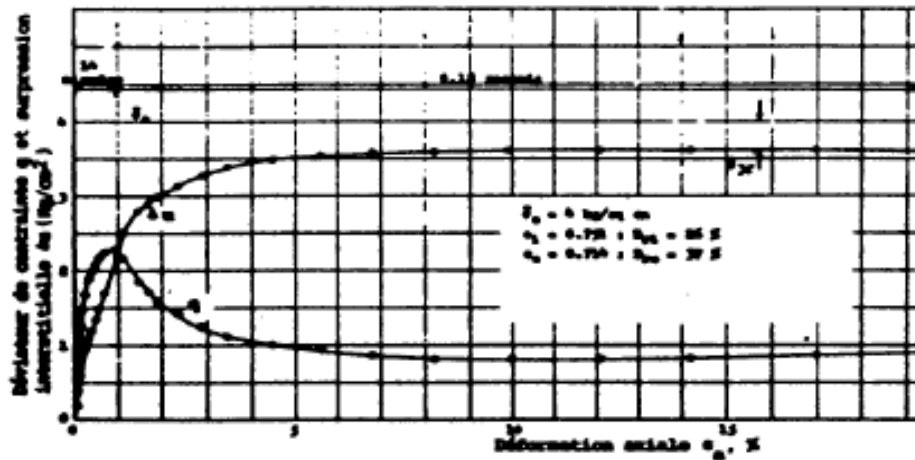


Figure I.2 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le « Banding sand ». Castro (1969); figure d'après-Canou et al. (1989)

I.2. Etat caractéristique

I.2.1. Notions de contractance et de dilatance

La notion de contractance-dilatance est directement liée à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. La dilatance correspond au phénomène inverse, observable dans les sables denses. Par analogie au comportement drainé, la contractance (resp. la dilatance), dans un

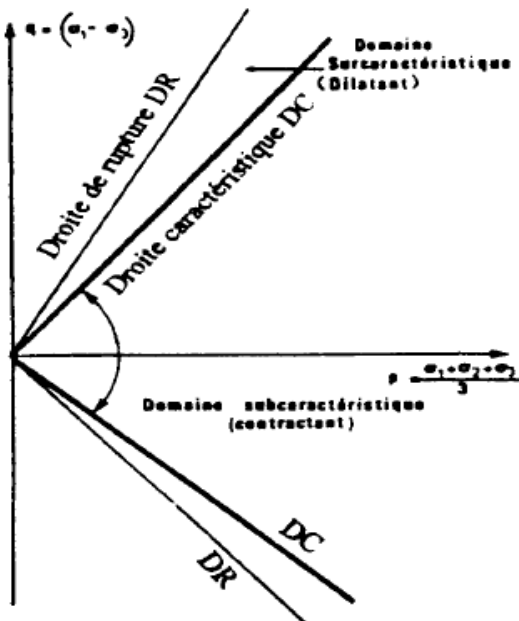
essai de cisaillement non drainé, est définie par une génération positive (resp. négative) de surpression interstitielle.

I.2.2. Etat caractéristique

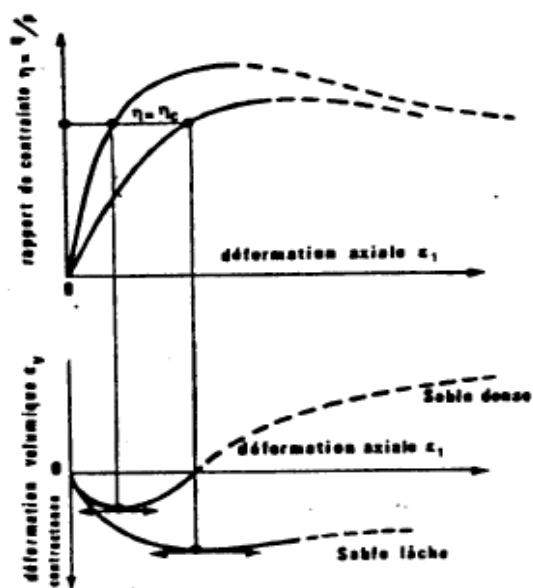
Ainsi défini par Luong (1978), Habib et Luong (1978) et Sidaner (1981), l'état caractéristique correspond à l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement en condition drainée ou non drainée. Dans le plan des contraintes (q, p'), cet état est défini par une droite passant par l'origine et de pente $\eta_c = (q/p)_c$. Elle sépare l'espace des contraintes admissibles en un domaine sub-caractéristique contractant et un domaine sur-caractéristique dilatant comme le montre à la Figure 1.3. Elle a été aussi qualifiée de ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975).

Dans un essai triaxial en condition drainée, ce passage se traduit par un taux de déformation volumique nul (Figure 1.3b). En condition non drainée, cela se manifeste par une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle. Le chemin de contraintes effectives remonte alors le long de la droite d'état caractéristique (Figure 1.3c). Selon Luong (1980), la longueur parcourue sur cette ligne détermine la perte de mémoire de l'histoire antérieure lors de la décharge (Bahda, 1997).

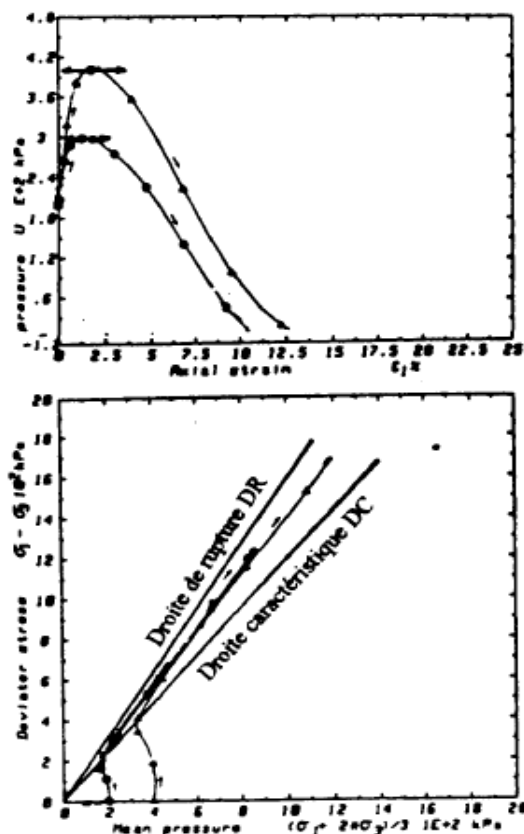
Luong (1980) a réalisé des essais sur le sable de Fontainebleau à différents chemins de contraintes ($p=cste, q=cste, \eta=cste$). Il a montré que l'angle de frottement mobilisé à l'état caractéristique φ_c est un facteur intrinsèque caractérisant la capacité d'enchevêtrement du sol. Par ailleurs, Yamada et Ishihara (1979), (1981) ont validé ce concept au triaxial vrai en montrant en particulier qu'il est valable dans des plans autres que le plan triaxial.



a. Définition



b. Représentation dans un essai Drainé, d'après Touati (1982)



c. Représentation dans un essai non Drainé, d'après *Mohkam (1983)*

Figure I.3 : Etat caractéristique (*Luong, 1978*)

I.3. Méthodes de renforcement des sols

Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est peu favorable à la construction. D'une manière générale, deux méthodes sont employées, les méthodes par densification et les méthodes par inclusions. Le renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (pré-chargement, consolidation par le vide), de compactage (vibro-flotation, compactage dynamique, compactage par explosifs) ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis composés d'un mélange de sable et de ciment). L'insertion d'inclusions dans le sol est une deuxième technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'ajout de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques...

I.3.1. Méthodes par densification

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs

géotechniciens au cours du 20^{ème} siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains et sont jugées efficaces.

Les procédés d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibro-flotation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargement par le vide, électro-consolidation), injection des sols grenus et des sols fins et congélation des sols aquifères (sans écoulement) etc. Les paragraphes suivants présentent un éventail non exhaustif de quelques méthodes d'amélioration des sols par ce procédé.

I.3.1.1. Amélioration des sols par compactage

a) Compactage par explosifs

Le compactage par explosifs est généralement utilisé sur des sites éloignés de toutes agglomérations. Il permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes.

Les charges explosives induisent dans le sol, lorsque celle-ci explosent, une onde de choc qui se détend en comprimant le sol. En effet lorsque la charge explose, elle est transformée en un temps très court en gaz à haute pression allant de 5 000 MPa à 15 000 MPa. L'onde de choc ainsi produite, génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées, si celles-ci dépassent la résistance au frottement entre grains, elles vont engendrer des déplacements relatifs entre les grains qui forment le sol. Ces mouvements relatifs des grains induisent une diminution du volume des vides. Si le sol est saturé, cette dernière va générer une augmentation de la pression interstitielle qui conduira le sol à la liquéfaction. Après liquéfaction et dissipation de la surpression interstitielle (dans le cas d'un sable, la dissipation de la surpression est très rapide), le sol acquiert un état plus dense par tassement et réarrangement des grains qui le compose. Donc pour les sables, cette procédure se caractérise essentiellement par une phase de tassement rapide. Elle dépend de la masse de la charge explosive, du nombre de charges qui explosent simultanément, du volume de sol à traiter et de la densité relative finale à atteindre. Le contrôle et la détermination de la densité relative sont effectués par des essais au pénétromètre à la suite de chaque série de tirs.

b) Compactage par vibro-flotation

Cette technique s'applique aux sols grenus dans un état lâche à assez peu compact, au-dessus et au-dessous de la nappe. La vibro-flotation consiste à générer, à l'aide d'un vibreur, des vibrations horizontales dans les sols grenus afin de les cisailier et provoquer une liquéfaction et un tassement immédiat.

Le compactage par vibro-flotation est utilisé généralement pour des sites situés à proximité des habitations. Il consiste à enfoncer un tube dans le sol à l'aide d'un jet d'eau sous pression. Le jet d'eau étant placé à l'extrémité inférieure du tube, il facilite la pénétration de ce dernier dans le sol par affaiblissement des propriétés de la partie du sol attaquée. Lors de la remontée du tube, celui-ci est mise en vibration. Ces vibrations génèrent des contraintes de cisaillement alternées qui vont par la suite, induire des mouvements relatifs des grains réduisant l'indice des vides et provoquant un nouvel arrangement plus dense.

Sur les sols saturés, la réduction du volume des vides produit une liquéfaction totale du sol autour du tube et de la zone perturbée, après dissipation de la surpression interstitielle, le tassement et le réarrangement des grains sont obtenus sous l'influence de la gravité.

Dans ce cas également, le nombre d'applications de la vibro-flotation, leurs emplacements et leurs profondeurs dépendent du volume du sol à traiter et de la densité souhaitée pour le matériau. Le contrôle de densité relative, se fait au cours du procédé de compactage à l'aide du pénétromètre statique.

c) Le compactage dynamique

Le *Compactage Dynamique* permet de densifier les sols à grande profondeur sous l'effet d'impacts de forte énergie obtenus par la chute d'une masse en surface. La technique a été mise au point et développée par *M. Louis MENARD*, et La société *MENARD* possède plusieurs centaines de références pour des ouvrages très variés depuis la fin des années 1960 (plates-formes portuaires et aéroportuaires, stockages lourds, bâtiments...)

Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. Le pilonnage est associé à un contrôle géotechnique particulièrement intensif de manière à atteindre le plus rationnellement possible le but recherché.

Le *Compactage Dynamique* est applicable dans tous les types de sol à comportement granulaire. Il s'applique particulièrement bien aux remblais hétérogènes inertes ainsi qu'aux terrains rapportés de composition variable, y compris lorsqu'ils contiennent des blocs. Le *Compactage Dynamique* peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés qu'à des sols situés sous la nappe phréatique.

Mise en œuvre

En pratique, la technique consiste à laisser tomber en chute libre ou en quasi-chute libre, d'une hauteur de 10 à 30 mètres, une masse pesant de 10 à 35 tonnes. Les impacts sont répétés selon un maillage défini en fonction du site à traiter et du futur ouvrage. Les engins porteurs sont, pour les énergies courantes, des grues sur chenilles de 80 à 120 tonnes conçues spécialement pour cet usage.

Lors du compactage, on distingue un effet immédiat et un phénomène différé :

L'effet instantané, prépondérant dans la plupart des applications pratiques, est une réduction immédiate de l'indice des vides du sol traduite par le tassement du terrain sous l'impact.

L'effet différé, rencontré dans certains cas de sols saturés, entraîne une augmentation de la pression interstitielle durant l'impact qui peut aller jusqu'à la liquéfaction locale du sol. Celle-ci est suivie par une phase de dissipation progressive de la surpression interstitielle et par la restructuration du matériau dans un état plus dense.

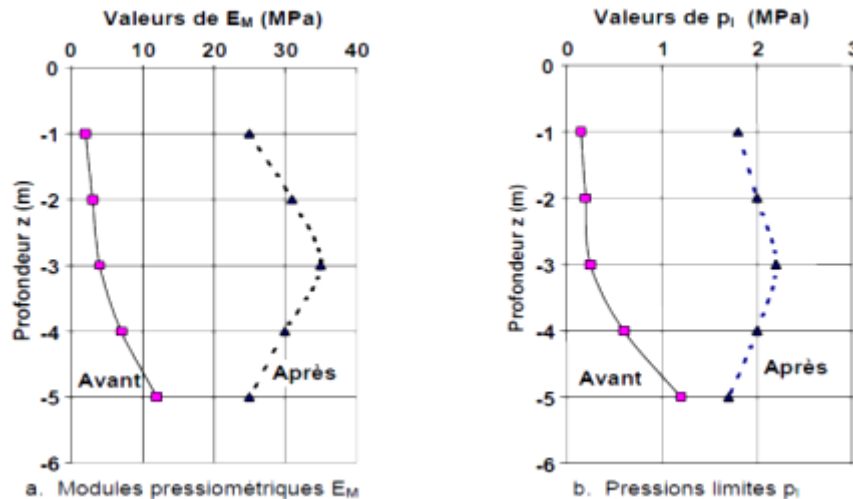


Figure I.4 : Caractérisation des sables limoneux au pressiomètre avant et après compactage dynamique (Liausu et al. 1995)

d) Compactage Dynamique à Haute Energie

Le Compactage Dynamique à Haute Energie (CDHE) permet de traiter les terrains à grande profondeur (> 10 à 12 m). On utilise alors des énergies de compactage supérieures à 600 t.m obtenues par mise en œuvre de matériel spécialisé (masse > 30 t, hauteur de chute > 30 m, grue > 120 t).

Dans ce cas, on met généralement en œuvre un matériel spécifique permettant d'obtenir une chute libre complète de la masse grâce à l'utilisation de pinces de largage. Après une phase initiale d'accélération commune, la pince libère la masse qui tombe alors en chute libre (elle ne subit ainsi aucun frottement ni freinage de la part des câbles et des treuils). Après l'impact, la pince vient récupérer la masse et le cycle recommence (système MARS). Pour les traitements en grande profondeur, le phasage des différentes passes de compactage doit être particulièrement soigné de manière à garantir une bonne densification sur l'ensemble de l'épaisseur du terrain traité.

Les paramètres du compactage, à savoir l'espacement entre les impacts, le nombre de coups par impact, le nombre de passes de compactage..., sont déterminés sur site en fonction de différents essais de contrôle (essais de calibration, mesures de tassements, contrôles des caractéristiques mécaniques du sol par essais in situ...). Le compactage est poursuivi jusqu'à l'obtention des résultats voulus, nécessitant en général plusieurs passes, dont la dernière est exécutée par empreintes jointives de façon à traiter la partie supérieure du terrain.

Application

- Traitement sous bâtiments industriels, plates-formes portuaires et aéroportuaires, remblais routiers et ferroviaires...
- Particulièrement adapté pour le traitement des sols de composition variable ou des remblais hétérogènes inertes contenant des blocs, source de faux-refus pour les solutions de renforcement de sol (inclusions, colonnes ballastées...).

- Bien adapté pour les ouvrages de grande surface par sa très grande vitesse d'exécution ($>10\,000\text{ m}^2$ par mois).
- Bien adapté et couramment utilisé pour le traitement anti-liquéfaction des sols.

I.3.1.2. Amélioration des sols par pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des terrains de mauvaise qualité de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols fins et argileux s'opère selon les mêmes principes que dans le cas des sols grenus, à la différence que la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs.

Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive (p_f) augmentée éventuellement d'une surcharge (P_s) qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui permet une construction par étapes, voir (Figure I.5).

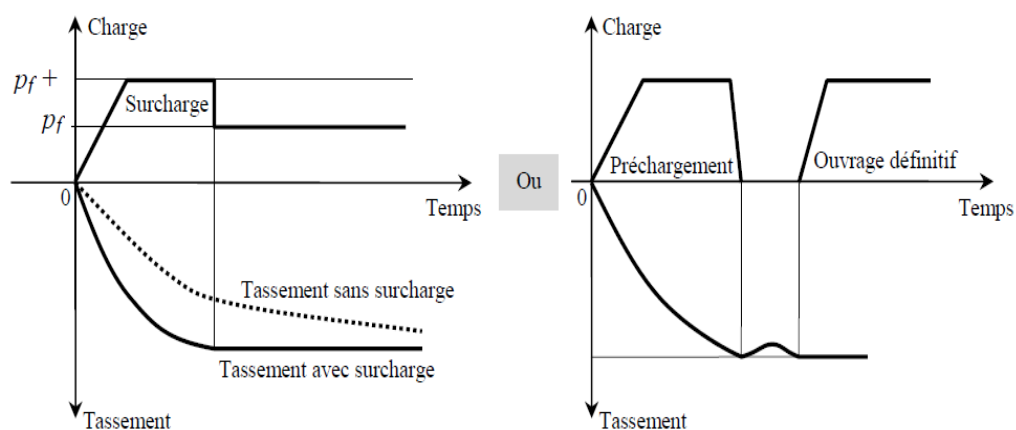


Figure I.5 : principe de pré-chargement sur le contrôle des tassements
(Liausu et al. 1995)

I.3.1.3. Stabilisation par amélioration des conditions de drainage

La méthode d'amélioration des sites liquéfiables par amélioration des conditions de drainage in situ, consiste à placer des drains verticaux dans la couche sujette à la liquéfaction. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre de ces drains seront

déterminés de façon qu'ils puissent être capables de dissiper la surpression interstitielle dans les limites du temps de passage du séisme. Généralement le matériau de drainage utilisé à cet effet est le gravier, mais actuellement il est de plus en plus remplacé par des produits composites constitués de grilles de drainage recouvertes par des géotextiles (Richa, 1992).

a) Influence du drainage sur la pression interstitielle

Watari et Fujiwara (1977), ont montré par des essais sur table vibrante sur du sable saturé, que le développement de la pression interstitielle dépendait du nombre et de l'espacement des drains. En effet la (Figure 1.6) montre que pour un pouvoir drainant identique des drains et pour un même temps d'excitation, l'évolution maximale de la surpression interstitielle diminue avec le rapprochement des drains.

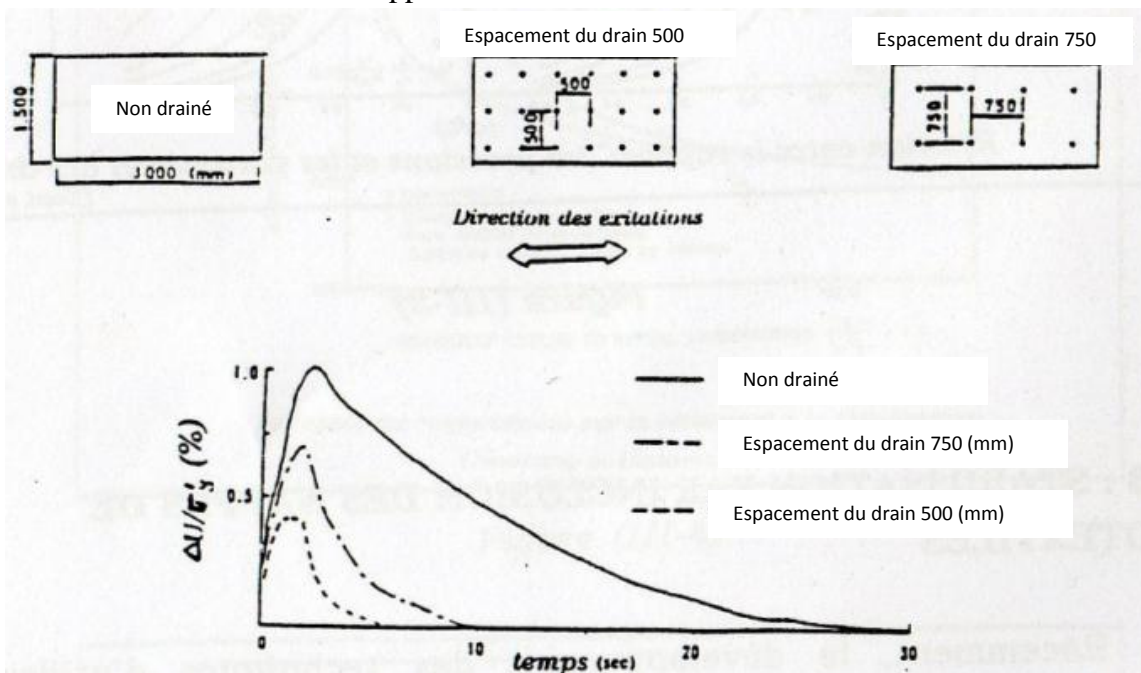


Figure 1.6 : Influence du drainage sur la variation de la pression interstitielle (Watari et Fujiwara, 1977)

De ces essais, nous constatons que même en plaçant des drainages verticaux, le développement de la surpression interstitielle, durant l'excitation est inévitable. Dans la pratique, le diamètre et l'espacement des drains seront déterminés en fonction du choix du maximum admissible de la surpression interstitielle.

b) Détermination du diamètre et de l'espacement pour les drains en gravier

La génération et la dissipation de la pression interstitielle dans une couche sableuse sont régies par l'équation de la consolidation tridimensionnelle.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial \mu}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_h}{\gamma_w} \frac{\partial \mu}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial \mu}{\partial z} \right) = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (\text{Eq. 1.1})$$

Avec k_h : coefficient de perméabilité horizontale.

K_v : coefficient de perméabilité verticale.

μ : variation de la pression interstitielle.

γ_w : poids volumique de l'eau.

ε_v : variation du volume (en contractance $\varepsilon_v > 0$).

Seed et Brooker (1977), ont résolu cette équation pour une couche de sable munie de drains verticaux en gravier (voir la Figure I.7), ou il est supposé que le coefficient de perméabilité horizontale (k_h) est très grand par rapport au coefficient de perméabilité verticale (k_v), et que les espacements entre les drains ne permettent pas la remontée de l'eau à la surface par le biais de la couche de sable intermédiaire. Il faut noter cependant que dans cette résolution, la variation de la contrainte moyenne totale P n'a pas été prise en considération, or cette dernière, lors d'un séisme, varie en fonction du temps et que les variations de volume (ε_v) en dépendent énormément.

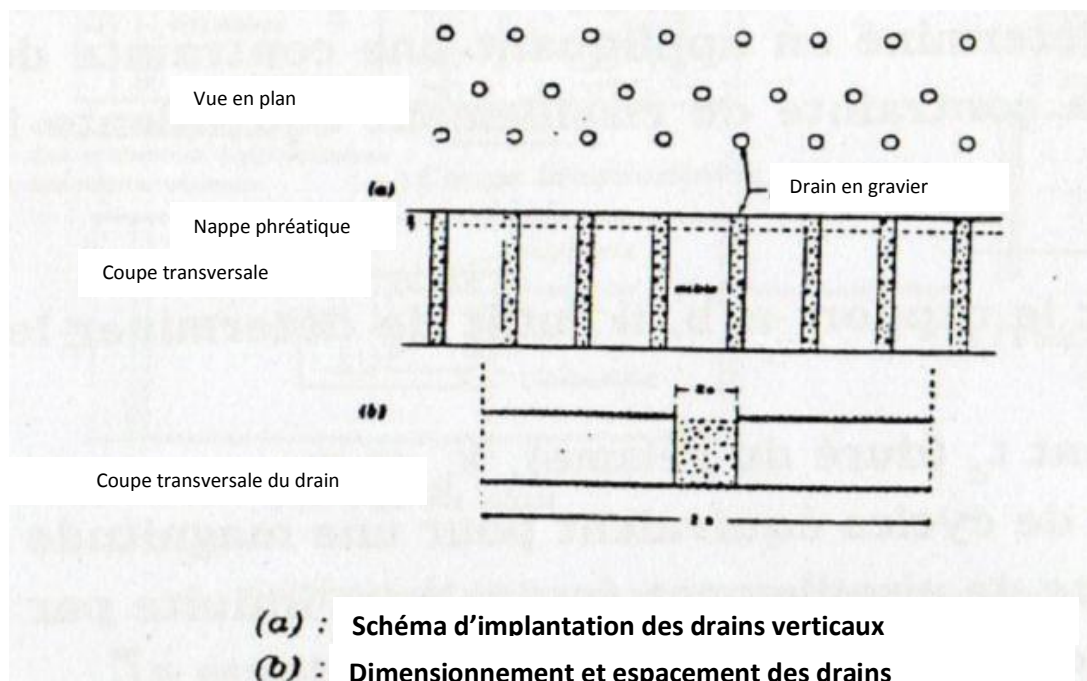


Figure I.7 : Implantation et espacement des drains (Seed et Brooker, 1977)

Seed et Brooker (1977), ont montré que le rapport ($\mu_g / \sigma'_0 = r_g$) est fonction des paramètres suivants :

$$\frac{a}{b} = \frac{\text{rayon_du_drain_vertical}}{\text{rayon_d'action_du_drain_}(demi_espacement_entre_drain)} \quad (\text{Eq. I.2})$$

$$N_{eq} / N_1 \quad (\text{Eq. I.3})$$

$$T_{ad} = (k_h / \gamma_w) [t_d / (m_{v3} \cdot a^2)] \quad (\text{Eq. I.4})$$

Avec : μ_g : variation de la pression interstitielle.

σ'_0 : contrainte effective initiale.

N_{eq} : nombre de cycles équivalents.

N_1 : nombre de cycles nécessaires pour liquéfier l'échantillon.

- t_d : temps de manifestation du séisme.
 m_{v3} : coefficient de compressibilité volumique.

En utilisant ces paramètres et en faisant abstraction des variations de la contrainte moyenne totale ; [Seed et Brooker \(1977\)](#), ont donné une solution adimensionnelle de l'équation de consolidation, représentée sur la Figure I.8 en fonction du paramètre (r_g).

$$\frac{a}{b} = \frac{\mu_g (\text{valeur admissible de la pression interstitielle})}{\sigma'_0} \quad (\text{Eq. I.5})$$

Le nombre de cycle (N_1) nécessaire à la liquéfaction de l'échantillon est déterminé en appliquant une contrainte de cisaillement cyclique égale à la contrainte de cisaillement équivalente induite par le séisme.

Pour estimer le rapport a/b , il suffit de déterminer les paramètres suivants et fixer une limite pour la variation de la pression interstitielle (μ_g) :

- T_{ad} : connaissant t_d (durée du séisme), K_h et m_{v3} .
- N_{eq} : nombre de cycles équivalent pour une magnitude donnée.
- τ_{eq} : contrainte de cisaillement équivalente induite par le séisme.
- N_1 : pour une contrainte de cisaillement cyclique égale à τ_{eq} .

Avec $r_g = (\mu_g/\sigma'_0)$ ainsi fixé, le rapport (a/b) est obtenu sur l'un des graphes en fonction N_{eq}/N_1 et de T_{ad} .

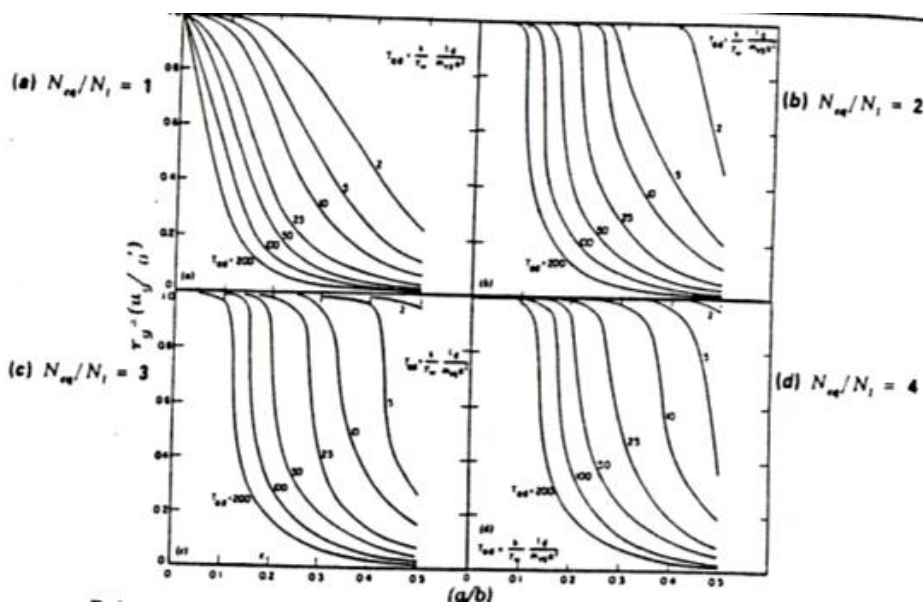


Figure I.8 : Relation entre le rapport des pressions et les paramètres des drains
 (Seed et Brooker, 1977)

I.3.2. Méthodes par inclusions

Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux en bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un

développement considérable et sont maintenant utilisées comme des éléments à part entière des projets.

Les procédés d'amélioration des sols par inclusions verticales (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet « technique souvent appelée *Jet Grouting* », colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment). Dans ce qui suit, on va résumer quelques aspects de ces techniques.

I.3.2.1. Inclusion par clouage

On appelle *CLOUAGE* la technique de renforcement des sols in-situ par des éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis. Cette technique se développe actuellement principalement dans deux domaines, le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

Dans les soutènements, les barres sont placées horizontalement ou légèrement inclinées au fur et à mesure de l'excavation du sol. Le sol de l'excavation est localement protégé par un béton projeté ou par un assemblage de panneaux préfabriqués qui forment le parement "flexible" de l'ouvrage. Les barres sont en général placées perpendiculairement au parement, lequel est souvent incliné par rapport à la verticale; cela permet de remplir les forages par gravité. L'adhérence entre le sol et les barres est un phénomène essentiel, qu'il convient donc de maîtriser. C'est d'abord par traction, puis par cisaillement que travaillent les barres. La Figure 1.9 montre le schéma de principe d'un mur de soutènement réalisé par clouage.

Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, les barres sont généralement placées perpendiculairement à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé" c'est-à-dire par la combinaison d'une flexion et d'un effort tranchant. La Figure 1.10 montre une stabilisation de pente par clouage. L'interaction sol-renforcement se rapproche ainsi de celle d'un pieu soumis à des poussées latérales du sol (Shafiee, 1986).

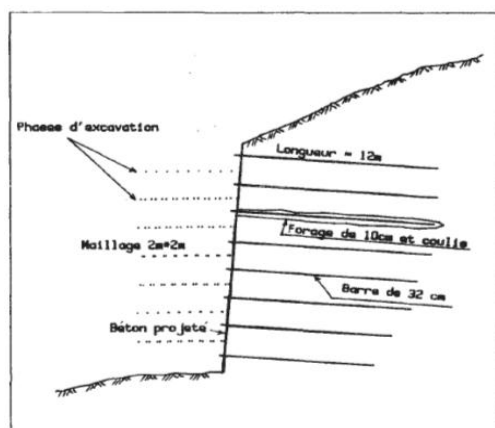


Figure 1.9 : Mur de soutènement réalisé par clouage (Méthode : scellement de barres) (Shafiee, 1986)

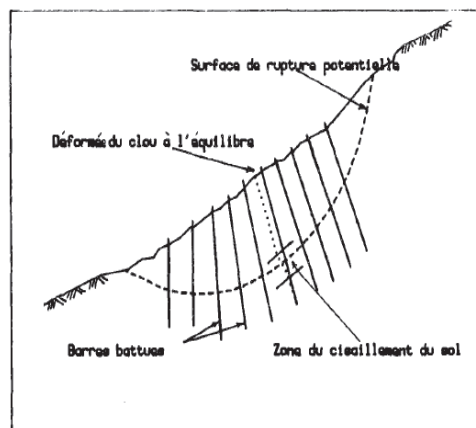


Figure 1.10 : Stabilité d'une pente instable par clouage (Shafiee, 1986)

I.3.2.2. Renforcement mixte par pieux et géosynthétiques

Les sols à faible portance, posent de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil (tassements différentiels importants). Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par pieux. Parmi ces méthodes l'une d'elles, en pleine expansion dans certains pays, consiste à ajouter au-dessus de réseau de pieux une nappe de renfort géosynthétique. Dans cette technique les charges dues au remblai sont transmises aux pieux soit directement par le sol de remblai par report de charge, soit indirectement par l'intermédiaire de la nappe géosynthétique par effet membrane.

I.3.2.3. Principe du renforcement des remblais par pieux et géosynthétiques

Le renforcement par inclusions rigides (pieux verticaux) est un procédé traditionnel souvent utilisé pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Une nouvelle approche de ce concept, mise en application notamment dans le sud-est asiatique, est d'ajouter une nappe géosynthétique directement à la base du remblai pour faciliter le transfert de charge vers les pieux et limiter les tassements de surface à des valeurs admissibles compatibles avec les infrastructures concernées. Les charges d'exploitation et celles dues au poids du remblai sont en partie transférées aux pieux (Figure I.11), directement par des mécanismes d'effet voûte et de report de charge dans le remblai, ou indirectement par effet membrane par l'intermédiaire du géosynthétique. Notons que l'action du géosynthétique se substitue à celle du matelas de transfert de charge qui n'est dans ce cas pas nécessaire. Les charges transmises au sol sous-jacent peuvent être redirigées vers les pieux par frottement négatif. Les efforts appliqués aux pieux sont selon les cas repris par frottement ou transférés à un substratum rigide (Le Hello, 2007).

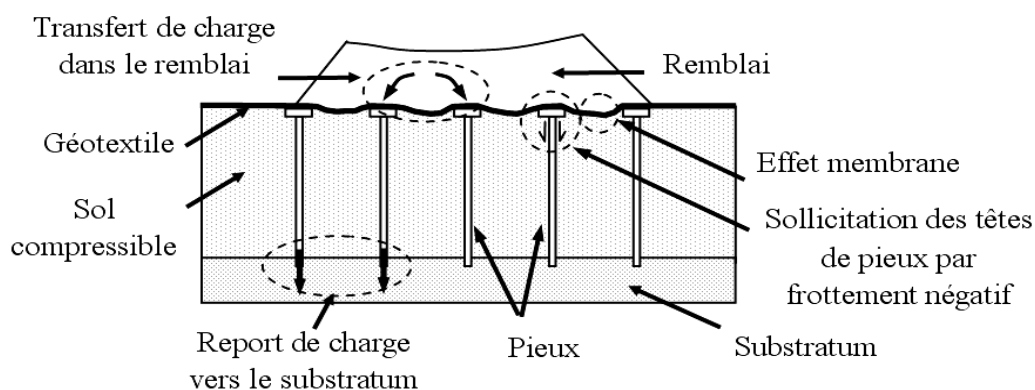


Figure I.11 Remblai renforcé par pieux et géosynthétique (Le Hello, 2007)

Les mécanismes agissant en interaction sont complexes et fonctionnent de nombreux paramètres (géométrie du problème, caractéristiques physiques et mécaniques des constituants, interfaces et interactions). C'est pourquoi, dans le but d'améliorer la connaissance du comportement de ces ouvrages, des expérimentations en vraie grandeur ont notamment été menées en Malaisie de Juillet à Septembre 2002, en partenariat entre la Nationale université de Singapour (NUS), le LIRIGM de Grenoble et la société « Tencate Geosynthetics ». Les objectifs de ces expérimentations étaient de tester une solution de

renforcement utilisée dans le Sud-Est asiatique, d'étudier les mécanismes de transfert de charge dans le remblai et enfin d'appréhender le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Les matériaux et les géométries testées sont conformes aux techniques utilisées dans les pays concernés.

On appelle effet membrane la capacité d'une nappe géosynthétique à se déformer pour supporter, par tension, les forces verticales qui lui sont appliquées. Cela nécessite une déformation conséquente de la nappe géosynthétique ainsi qu'un fort tassement du sol compressible sous-jacent.

Les mécanismes de transfert de charge dans le remblai permettent un report direct d'une partie des charges d'exploitation et des charges dues au poids du remblai vers les têtes de pieux. Ils s'initient pendant la construction du remblai ou après tassement du sol compressible sous-jacent. Si le report de charge est important (création d'une voûte) les tassements de surface peuvent être faibles (en considérant des pieux rigides fixes). Le report de charge est principalement fonction de la géométrie du réseau de pieux (forme, largeur, distance entre pieux, densité et répartition des pieux) et des caractéristiques physiques et mécaniques du sol de remblai. Il peut être dans certains cas influencé par les caractéristiques mécaniques du renfort géosynthétique (principalement le module de rigidité en traction) ou du sol support compressible (Low et al. 1994).

I.3.2.4. Renforcement par géosynthétiques

L'utilisation des géosynthétiques pour élaborer des massifs en sol renforcé est apparue dans les années 1970. C'est une variante de la « terre armée » datant des années 1950. Le principe de la terre armée est de superposer des couches de sol compacté et des lames métalliques reliées à des éléments de parements (écaillés en béton armé, cages métalliques confinant des granulats...) pour construire un massif en remblai dont la fonction la plus courante est le soutènement. Les efforts de poussée des terres ainsi appliqués au parement sont repris par ancrage des lames métalliques dans le remblai arrière. Un ouvrage de soutènement utilisant des géosynthétiques suit la même logique de conception, ces derniers remplaçant les lames métalliques de la terre armée.

Les géosynthétiques possèdent plusieurs fonctions mécaniques et/ou hydrauliques. Ils servent ainsi comme séparation de différentes couches de sols, pour drainer ou filtrer de l'eau ou des gaz présents dans le milieu ou pour renforcer des sols par inclusions selon un principe comparable à l'armement du béton. Les différentes fonctions de géosynthétiques sont résumées ci-dessous. Dans le cadre d'une utilisation en renforcement, les caractéristiques mécaniques du sol renforcé sont augmentées. Les gains dépendent des caractéristiques morphologiques et mécaniques des géosynthétiques utilisés.

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles ou géogrilles) se présentent généralement sous la forme de nappe constituée de fibres qui peuvent être tissées entre elles, aiguilletées, thermoliées ou tricotées. Les géogrilles sont, par opposition aux géotextiles, ajourées ce qui permet une meilleure imbrication du renfort avec le matériau constitutif du remblai renforcé. Les raideurs en traction des géogrilles sont, dans la plupart des cas, supérieures à celles des géotextiles.

Les géotextiles font partie de la famille des géosynthétiques, et sont définis par la norme *NF EN ISO 10318* comme une matière textile plane, perméable et à base de polymère

(naturel ou synthétique) pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, et utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Un géotextile utilisé comme renforcement présentera des différences importantes comparativement à la terre armée :

*le géotextile est utilisé en nappes continues et non pas en bandes étroites.

*le géotextile est beaucoup plus souple (faible raideur en flexion) et beaucoup plus déformable (faible rigidité en traction).

Cependant le principe du comportement mécanique de la terre armée (Schlosser et al. 1984) est extrapolable au cas des géotextiles.

I.4. Sol renforcé par inclusions géosynthétiques

I.4.1. Les domaines d'application

On trouve sous le nom générique « géosynthétique » deux types de matériaux se présentant sous forme de nappes bidimensionnelles :

- Les géotextiles est produits apparentés,
- Les géomembranes et produits apparentés.

Les géotextiles sont des produits issus de l'industrie du textile, et sont composés soit de fibres naturelles (fibres de coton ou de jute) soit de fibres synthétiques polymères (polyester, polyéthylène, polypropylène, polyamide, vinylique) pouvant être tissées ou non tissées.

Lorsqu'ils sont tissés, les géotextiles présentent généralement deux directions principales d'orthotrope mécanique dans le plan des nappes. Lorsqu'ils sont non tissés, le matériau devient globalement isotrope.

Produits apparentés aux géotextiles, les géogrilles sont des produits synthétiques découpés et étirés formant de véritables grilles offrant une adhérence sol-géosynthétique optimale.

Les géomembranes sont des produits à base de polymère ou de bitume formant de véritables barrières étanches. Produits apparentés aux géomembranes, le sandwich bentonite-géotextile possède des caractéristiques hydrauliques intéressantes.

Grâce à leurs propriétés mécaniques et hydrauliques adaptables en fonction des produits et procédés de fabrication, les géotextiles peuvent exercer différentes fonctions :

- Sur le plan *mécanique*, les géotextiles offrent une très bonne résistance associée à une souplesse qui leur permet de se conformer parfaitement au sol avec de très bons coefficients d'adhérence. A partir de ces propriétés, on distingue les principales fonctions : *protection, renforcement, séparation*.

Protection

Placé entre une géomembrane d'étanchéité et le sol support ou une couche granulaire, le géotextile absorbe les contraintes localisées et protège la géomembrane des perforations.

Renforcement

Placés à intervalles réguliers, les géotextiles et géogrilles développent des efforts de traction que le sol ne peut reprendre et augmentent la résistance globale du massif renforcé.

A la base des remblais sur sols mous, ils augmentent la stabilité de ceux-ci et permettent ainsi de réduire le nombre de phases de construction.

Séparation

Placé entre deux matériaux granulaires de natures différentes, le géotextile empêche leur imbrication et leur mélange sous l'effet des sollicitations mécaniques telles que le trafic routier.

- Sur le plan *hydraulique*, les géotextiles présentent une très forte perméabilité associée à une ouverture de filtration faible (inférieur à 100 μm). Les fonctions hydrauliques principales associées aux géosynthétiques sont : *filtration, drainage, lutte contre l'érosion de surface, anti-fissure et étanchéité*.

Filtration

Par sa structure fibreuse, le géotextile empêche le passage des particules fines tout en restant perméable. Il remplace couramment les matériaux granulaires même dans les ouvrages aussi délicats que les barrages.

Drainage

Epais et de forte porosité, les géospaceurs et géocomposites de drainage permettent de transporter des débits d'eau notables dans leur épaisseur, et donc de drainer les sols. Ils possèdent de grandes capacités drainantes pour rabattre les nappes et collecter les eaux.

Anti-érosion

Par leur conception spécifique, les géotextiles confinent les particules de sol et réduisent l'effet des impacts de la pluie et de l'écoulement sur la pente. Par leur résistance et leur légèreté, certains filets en géogrille empêchent les chutes de blocs rocheux.

Anti-fissure

Par sa porosité, le géotextile permet de contenir un liant bitumineux à l'interface de deux couches de chaussées. Il empêche, ou du moins il retarde la propagation des fissures vers la couche de roulement et constitue une couche d'étanchéité.

Etanchéité

Par leur très faible perméabilité et leur haute résistance aux agents chimiques, les géomembranes en polyéthylène haute densité garantissent l'étanchéité de l'ouvrage vis-à-vis des écoulements d'eau ou des produits polluants.

I.4.2. L'emploi des géosynthétiques en tant que renfort des sols

Dans leur fonction de renforcement des sols, les géosynthétiques se démarquent des autres systèmes de renforcement (clouage actif ou passif, colonne ballastée, jet grouting, bandes métalliques...) par leur grande déformabilité.

Ces inclusions sont dotées d'une grande souplesse en raison de leur faible moment d'inertie (épaisseur de quelques millimètres) et de leur module d'élasticité relativement bas (quelques dizaines de MPa à comparer au module de l'acier $E_{acier} = 210000 MPa$).

Par conséquent, les nappes géosynthétiques ne peuvent mobiliser a priori que des efforts de traction interne ; les moments fléchissant et efforts de compression que l'on pourrait calculer seraient faibles comparativement au niveau de contraintes de traction sollicitées.

Comme pour tout procédé de renforcement passif, le renforcement par nappes géosynthétiques nécessite l'application d'une déformation seuil pour une mobilisation optimale des efforts de renforcement. Cela sous-entend que les caractéristiques de frottement à l'interface sol-géosynthétique sont déterminantes dans le procédé de renforcement pour une bonne adéquation entre la déformation du sol et de l'inclusion.

Compte tenu de la souplesse naturelle des inclusions, les déformations effectives peuvent être considérées comme importantes. Une façon de limiter les déformations des structures renforcées en phase de service consiste en une mise en prétention des nappes pendant la construction de l'ouvrage.

Deux types de comportement mécanique peuvent se distinguer dans le comportement des nappes de renforcement en interaction avec le sol :

- Le comportement en ancrage (Figure I.14) ;
- Le comportement en membrane (Figure I.19).

De manière générale, les nappes géosynthétiques sont sollicitées par une combinaison de ces deux modes de comportement (Figure I.12) qui conduisent à l'apparition d'efforts de traction au sein de l'inclusion et de sollicitations de frottement à l'interface sol-inclusion.

Les comportements en traction et au frottement apparaissent donc comme les points clefs du comportement général d'une nappe de renforcement géosynthétique.

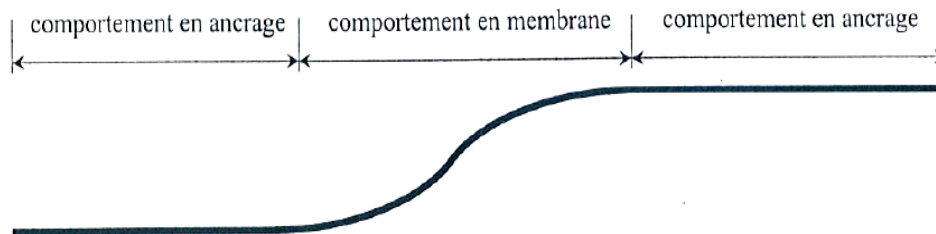


Figure I.12 : Exemple de déformée d'une nappe géosynthétique dans un talus ou un sol de fondation renforcé

I.4.2.1. Comportement en traction simple

L'étude du comportement d'une éprouvette géosynthétique sous un état de traction simple permet la détermination des caractéristiques mécaniques au premier ordre.

La courbe « effort-déformation » du géosynthétique (Figure 1.13) permet de définir l'ensemble des paramètres mécaniques du matériau géosynthétique nécessaire au dimensionnement des ouvrages renforcés :

- La résistance intrinsèque à la traction T_r (kN/m),
- L'allongement du géosynthétique à la rupture ε_r ,
- Le module de rigidité J (kN/m) défini comme la pente de la courbe « effort-déformation ».

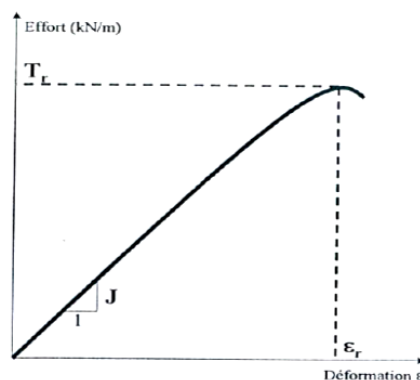


Figure 1.13 : Essai de traction simple sur nappe géosynthétique

Le comportement à la traction d'une nappe géosynthétique suit un modèle élasto-plastique fragile. La ductilité du matériau à l'approche de la tension de rupture est quasi-nulle.

Le comportement en phase élastique est souvent caractérisé par une loi élastique linéaire définie par une raideur constante J quel que soit le niveau de déformation. Parfois la loi élastique tient compte de la déformation dans le schéma de mobilisation des efforts de traction sous la forme de distributions polynomiales ($T = a_1 \cdot \varepsilon + a_2 \cdot \varepsilon^2 + a_3 \cdot \varepsilon^3 + \dots$), hyperbolique ($T = \varepsilon / (a_1 \cdot \varepsilon + a_2)$)...

On pourra remarquer que l'essentiel des essais de caractérisation du comportement mécanique réalisés sur des éprouvettes concerne les essais de traction simple.

Nous possédons peu d'informations concernant la réponse des nappes géosynthétiques à des sollicitations conjuguées. Il serait intéressant de connaître, par exemple, le comportement des nappes sous traction biaxiale conduisant à l'apparition de phénomènes de distorsion.

Le comportement en compression simple demeure peu exploré et se heurte aux problèmes liés à l'application d'une compression sans effet d'excentrement sur un élément d'épaisseur réduite. L'étude du flambement de telles nappes minces permettrait de mieux comprendre les phénomènes de plissement.

I.4.2.2. Comportement au frottement

Les caractéristiques de frottement à l'interface sol-inclusion s'avèrent être des paramètres essentiels pour le fonctionnement des nappes géosynthétiques en renforcement. Le comportement en ancrage sous l'effet de sollicitations de type *extraction de nappe* ne pourrait pas être observé sans frottement au niveau de cette interface.

Le comportement des interfaces sol-géosynthétique est généralement caractérisé par un modèle élasto-plastique rigide tel que présenté sur la Figure 1.14.

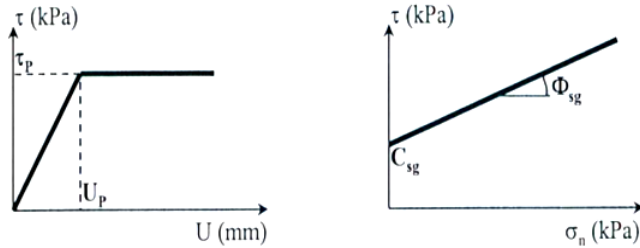


Figure I.14 : Caractéristiques d'interface sol-géosynthétique

Dans ce modèle, l'état de contrainte admissible est borné par le couple (σ_V, τ_P) . La contrainte normale verticale de confinement σ_V est souvent prise égale au poids des terres situées au-dessus de la nappe additionnée éventuellement d'une surcharge appliquée en surface.

La contrainte tangentielle τ_P est reliée à la contrainte σ_V précédente par le critère de rupture de Mohr-Coulomb $\tau_P = \sigma_V \cdot \operatorname{tg} \varphi_{sg} + C_{sg}$, où φ_{sg} et C_{sg} sont respectivement les caractéristiques de frottement et de cohésion au niveau de l'interface sol-géosynthétique.

On utilise usuellement le rapport $\mu = \operatorname{tg} \varphi_{sg} / \operatorname{tg} \varphi_{sol}$ pour caractériser le frottement de l'interface entre le géosynthétique et le sol. Ce rapport varie entre 0.5 (géotextile non tissé) et 1 (géogrille). La cohésion à l'interface sol-géosynthétique est fréquemment considérée comme nulle.

La phase élastique dans laquelle il existe encore une relation de linéarité entre contrainte et déformation est bornée par la valeur seuil U_P qui correspond au déplacement relatif minimal nécessaire à la mobilisation de la contrainte tangentielle de frottement maximum τ_P .

Différents modèles de comportement d'interface ont été envisagés dans la littérature. Cela dénote de l'intérêt à porter sur le sujet. De nombreuses études et thèses se sont penchées sur le problème. A titre d'exemple, nous montrerons les modèles de lois d'interface sol-géosynthétique et les modèles de lois de comportement (Figure I.15, et Figure I.16) du géosynthétique en traction présentés par [Gotteland \(1991\)](#) :

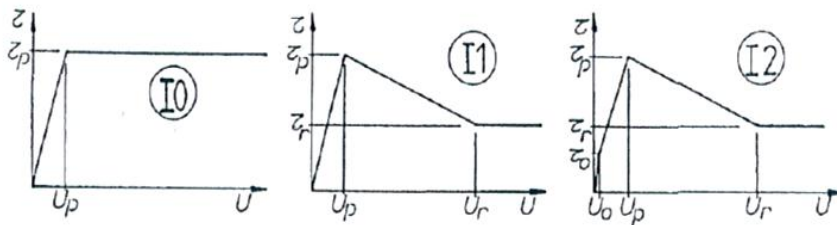


Figure I.15 : Exemples de lois d'interface sol-géosynthétique (d'après [Gotteland, 1991](#))

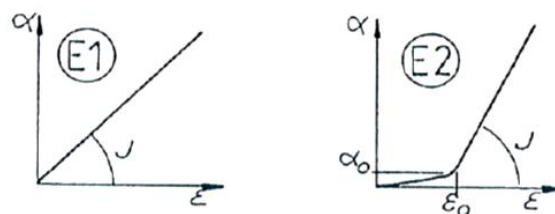


Figure I.16 : Exemple de lois de comportement en traction des nappes géosynthétiques (d'après [Gotteland, 1991](#)) (où α représente l'effort de traction de la nappe)

I.4.2.3. Comportement en ancrage

Le comportement en ancrage ou en armature consiste en une reprise par frottement à l'interface sol-géosynthétique des efforts tangents à la nappe de renforcement (Figure I.17).

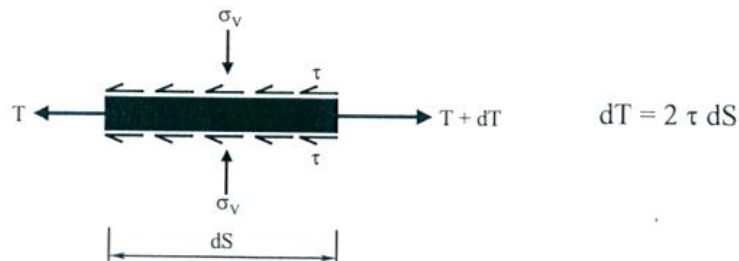


Figure I.17 : Equilibre d'un élément géosynthétique fonctionnant en ancrage

Ce mode de sollicitation n'est rendu possible que par une interaction effective sol-géosynthétique. Les modèles théoriques macroscopiques développés pour l'analyse de la déformabilité du complexe sol-géosynthétique sous l'effet d'une extraction de nappe font apparaître les phases élastiques et plastiques de l'interface sous la forme suivante :

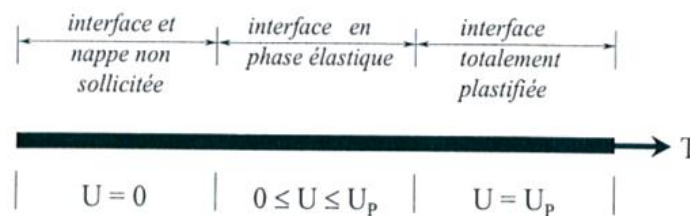


Figure I.18 : Comportement macroscopique de l'interface sol-géosynthétique (Gotteland, 1991)

I.4.2.4. Comportement en membrane

Le comportement en membrane s'observe sous l'action de grands déplacements transversaux tels que les tassements différentiels. La nappe géosynthétique se met alors en traction sous l'effet de l'application dissymétrique des contraintes normales à la nappe (Figure I.19).

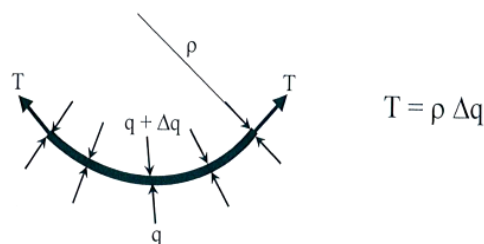


Figure I.19 : Equilibre d'un élément géosynthétique fonctionnant en membrane

De nombreux auteurs ont étudié cet effet membrane sous chargements simples. On peut citer, par exemple, les travaux de Delmas (1979), Perrier (1983), Espinoza (1994), Giroud (1995).

Les hypothèses formulées dans leurs analyses concernent principalement :

- L'orientation de la charge répartie
Charge verticale (Figure I.21) ou
Normale à la nappe (Figure I.20),
- Le forme de la déformée
Circulaire (Figure I.20)
Parabolique (Figure I.21)...

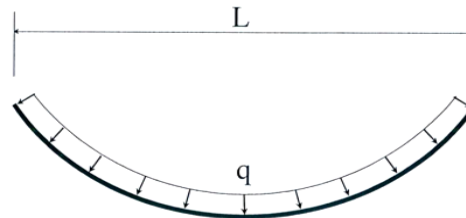


Figure I.20 : Modèle de chargement normal à la nappe
(Déformée circulaire)

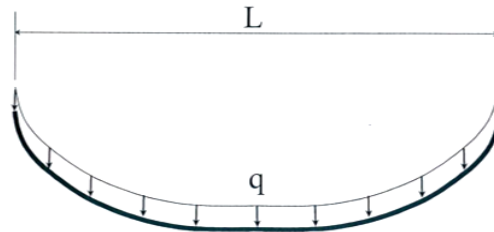


Figure I.21 : Modèle de chargement vertical
(Déformée parabolique)

L'effet membrane peut alors être quantifié à partir des paramètres adimensionnels $q_{moyen}/(2J/L)$ et $\alpha = r/L$ ou r est la déflexion maximale enregistrée au niveau de la nappe (Tableau I.1)

Tableau I.1 : Exemple de modèle d'effet membrane (d'après Espinoza, 1994)

Méthode	$\frac{q_{moyen}}{(2J/L)}$	Déformée de la nappe
<i>Baremborg (1980)</i>	$\frac{\varepsilon}{(0.225/\alpha + 0.625\alpha)}$	Circulaire
<i>Giroud et Noiray (1981)</i>	$\frac{\varepsilon}{\left(1 + \frac{1}{16\alpha^2}\right)^{1/2}}$	Parabolique
<i>Rausmann (1982)</i>	$\frac{16\alpha \cdot \varepsilon}{1 + \sqrt{1 + 16\alpha^2}}$	Parabolique
<i>Espinoza (1994)</i> <i>Déformation constante</i>	$\varepsilon \ln\left(\operatorname{tg} \beta_0 + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta_0}\right)$	Quelconque
<i>Espinoza (1994)</i> <i>Déformation variable</i>	$\operatorname{tg} \beta_0 - \ln\left(\operatorname{tg} \beta_0 + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta_0}\right)$	Quelconque

Où β_0 est la valeur de la tangente à la déformée de la nappe enregistrée au niveau des ancrages,

$$\text{Et } q_{\text{moyen}}, \text{ contrainte verticale moyenne} = \frac{1}{L} \int_0^L (\sigma_{\text{face supérieure}} - \sigma_{\text{face inférieure}})_{\text{verticale}} \cdot dl$$

Comme pour bon nombre de méthodes analytiques, les procédés de détermination des efforts développés au sein des nappes géosynthétiques font appel à des hypothèses fortes sur les mécanismes de déformation qui sont.

- Les mécanismes relatifs aux petits déplacements,
- Les mécanismes relatifs aux grands déplacements.

Très souvent, le premier mécanisme est employé dans l'étude du comportement des sols monocouches sableux renforcés tandis que le second est utilisé dans l'analyse des sols bicouches sable/argile renforcés (Bénéito, 2001).

I.4.3. Approche en petits déplacement sur sol monocouche sableux

Le mécanisme en petits déplacement suppose que la géométrie initiale du système ne change pas au cours de la sollicitation. Les efforts mobilisés dans les nappes de renforcement sont alors supposés horizontaux.

Dans ce cas, le mode de mobilisation des efforts de renforcement est conditionné par le comportement d'ancrage. L'inclusion est sollicitée grâce aux efforts de cisaillement localisés à l'interface sol/géosynthétique. Leur calcul repose sur l'application de la théorie de la plasticité sous sa forme la plus simple (Figure I.22).

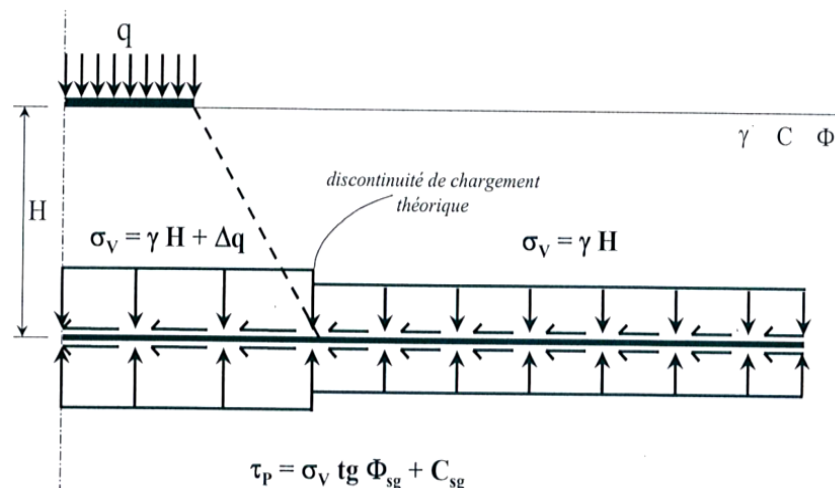


Figure I.22 : Sollicitation des nappes géosynthétiques par effet d'ancrage en petits déplacements (Bénéito, 2001)

L'analyse du champ géostatique fournit, dans un premier temps, l'intensité de la contrainte verticale agissant sur une facette horizontale avant la construction de la fondation superficielle. Un modèle de diffusion du chargement de la fondation permet, dans un second temps, de définir la perturbation de la contrainte verticale engendrée par la

construction. L'introduction d'un critère de plasticité du type *Tresca* ou *Mohr-Coulomb* définit ensuite l'intensité de la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface sol/géosynthétique. Finalement, les efforts sollicitant la nappe sont facilement déterminés par l'intégration sur la surface en contact avec le sol.

Ce modèle de calcul est relativement simple. Le nombre d'hypothèses (ouverture du cône de diffusion de la surcharge, état de contrainte agissant à l'interface sol/géosynthétique) est assez limité. Néanmoins, les efforts de renforcement calculés par cette méthode sont fortement dépendants d'une ouverture du cône de diffusion à géométrie demeurant toujours mal connue.

I.4.3.1. Mécanismes de rupture

De manière générale, les études portant sur la localisation de la rupture dans des sols homogènes (sable) renforcés par nappes géosynthétiques montrent que celle-ci peut se développer selon divers mécanismes.

[Binqet et Lee \(1975\)](#) ont montré, sur un modèle réduit de renforcement par armatures métallique, l'existence de bandes de cisaillement prenant naissance au bord de la semelle. La rupture éventuelle des inclusions apparaît soit au centre soit à l'aplomb des bords de la semelle.

[Schlosser et al. \(1984\)](#) ont présenté un mécanisme de type saut de Prandtl tenant compte d'un encastrement fictif et d'une diffusion uniforme des contraintes verticales sous la semelle. En supposant que la couche de sol renforcé est plus résistante que le sol sous-jacent, la rupture est atteinte au niveau le plus bas du système de renforcement directement dans le sol non renforcé. La rupture se propage à partir d'une fondation apparente et remonte dans la couche de sol renforcé (Figure I.23). Ce mécanisme a été confirmé par [Huang et Tatsuoka \(1990\)](#) à condition que la zone de sol renforcé sous la semelle soit effectivement rigide et que les lignes de glissement remontent en dehors de la zone renforcée.

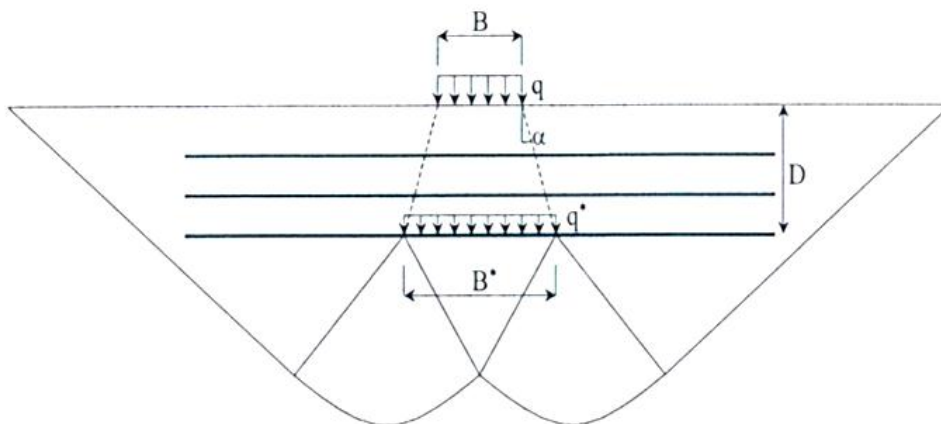


Figure I.23 : Mécanisme de rupture dans les sables renforcés d'après Schlosser et al. (1984)

D'après [Schlosser et al. \(1984\)](#), « les champs de déplacements observés sont en général en bon accord avec le schéma classique de rupture relatif à la capacité portante. La théorie de la plasticité semble donc constituer un bon point de départ pour étudier la capacité portante

d'un sol renforcé, tout au moins lorsqu'il s'agit de renforcement par inclusions flexibles. En l'absence de meilleure théorie, on peut également l'utiliser pour des renforcements rigides. Cependant, l'observation des déplacements dans la partie située au-dessus des inclusions (Andrawes et al. 1978) semble indiquer que la partie supérieure du sol doit être considérée comme une couche particulière.

Schlosser et al. (1984) proposent, par ailleurs, une revue d'exemples de mauvais emplacements des inclusions. L'emplacement optimal d'une nappe de renforcement sous semelle de fondation superficielle a été étudié ; l'amélioration maximale est obtenue quand l'inclusion est située à une profondeur de $0.2B$ à $0.5B$, ou B est la largeur de la semelle. La longueur optimale de la nappe de renforcement dépend fortement du niveau d'extensibilité de l'inclusion. Lorsque celles-ci sont extensibles (géosynthétiques), la largeur optimale s'avère être de $5B$ d'après Fragaszy et al. (1984).

Dubreucq (1999) a exposé, sur la base d'essais sur modèles réduits centrifugés, des mécanismes proches du mécanisme du saut de Prandtl ne considérant pas l'effet d'encastrement montré par Schlosser et al. (1984). L'auteur a remarqué que le coin rigide, solidaire de la fondation, semble plus profond dans le cas d'un sable renforcé.

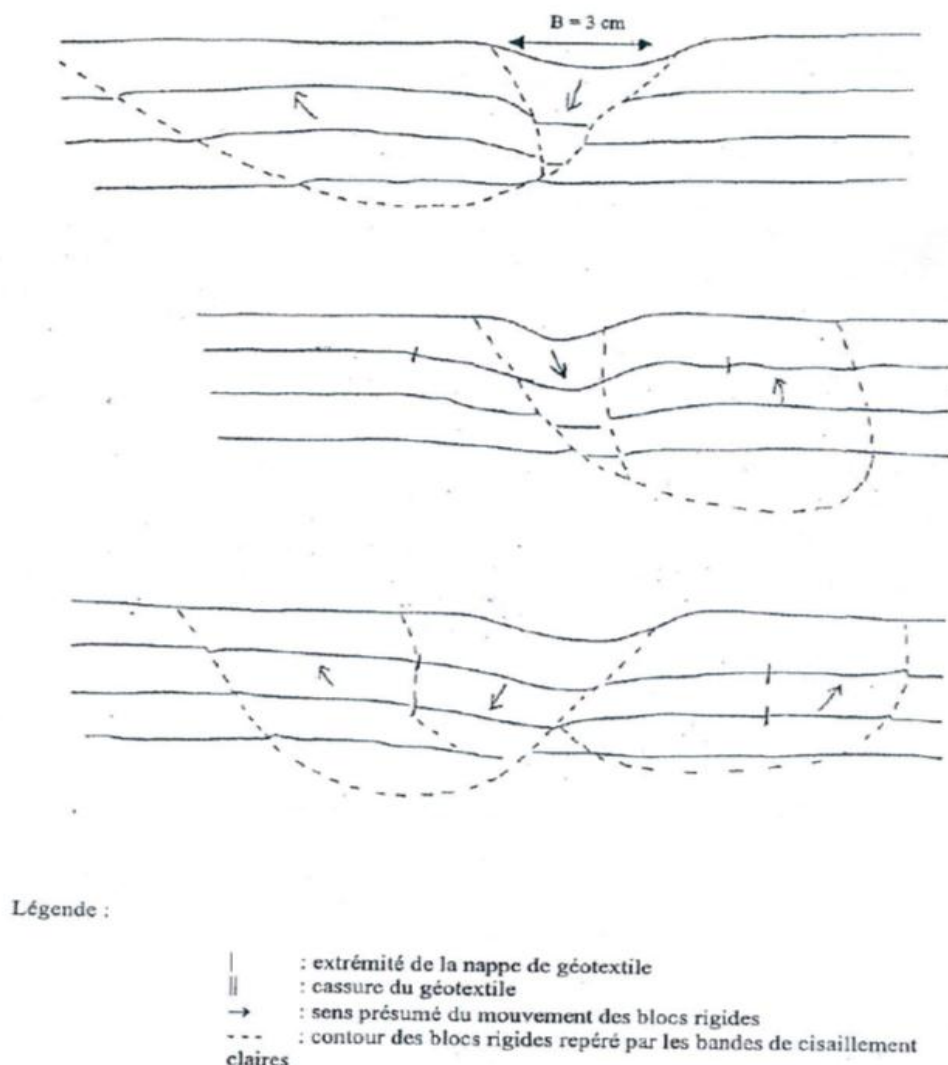


Figure I.24 : Coupes verticales des massifs sableux renforcés après les essais en centrifugeuse : sol non renforcé en haut, sol renforcé par une nappe au milieu et par deux nappes en bas (d'après Dubreucq, 1999)

Dubreucq (1994, 1999) a par ailleurs proposé deux études basées sur le concept des petits déplacements dans le cadre de ses analyses sur sol sableux monocouche renforcé.

I.4.3.2. Approche analytique de Dubreucq de 1994

La première étude considère un coin polygonal solidaire de la fondation (Figure I.25).

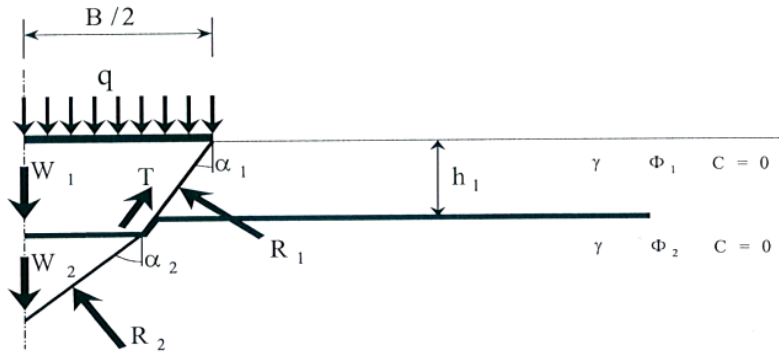


Figure I.25 : Equilibre du coin polygonal (d'après Dubreucq, 1994)

La géométrie du coin polygonal est défini par les angles α_1 et α_2 respectivement égaux à $\pi/4 - \phi_1/2$ et $\pi/4 - \phi_2/2$.

L'angle ϕ_2 correspond dans cette étude à l'angle de frottement du sable étudié. L'angle ϕ_1 , supérieur à ϕ_2 , désigne l'angle interne équivalent associé à la bande de sable renforcé qui peut être évalué soit par l'expérience soit par une technique d'homogénéisation (Dubreucq, 1994).

Les efforts pris en considération sont :

- La charge appliquée sur la fondation $Q = qB$
- Le poids du coin polygonal $W = W_1 + W_2$
- Les composantes verticales des réactions de butée R_1 et R_2 calculées en champ géostatique (contrainte liée au poids du sol $\sigma_v(z) = \gamma.z$ avec le coefficient de butée de Caquot-Kérisel Kp . A noter que les réactions de butée R_1 et R_2 sont inclinées selon des angles respectifs de ϕ_1 et de ϕ_2 par rapport aux normales aux plan de glissement.
- Les composantes verticales des efforts de traction T (inclinés de α_1 par rapport à la verticale) dans les nappes géosynthétiques.

Dans cette approche, l'effort disponible T dans les nappes géosynthétiques est défini par la plus petite des valeurs suivantes :

- L'effort d'ancrage T_a calculé selon qu'il est indiqué précédemment
- L'effort à la rupture du géosynthétique T_r

L'écriture de l'équilibre vertical de tous les efforts permet alors la détermination de la capacité portante de la fondation :

Après la projection des efforts d'une façon géométrique de la Figure I.25 : la valeur de la capacité portante du sol de fondation s'écrit par :

$$q = \frac{1}{2} N_{\gamma}^* \cdot \gamma \cdot B + 2T \cos \alpha_1 \quad (\text{Eq. I.6})$$

$$\text{avec : } N_{\gamma}^* = \frac{2}{B \cdot \gamma} [2(R_1 \sin(\alpha_1 + \varphi_1) + R_2 \sin(\alpha_2 + \varphi_2)) - W_1 - W_2] \quad (\text{Eq. I.7})$$

Le principal inconvénient de cette méthode souligné par Dubreucq réside dans l'extrême sensibilité des calculs aux faibles variations d'angles. Selon l'auteur, lorsque l'angle φ croît de 35° à 40° , le coefficient de butée K_p (table de Caquot Kérisel) passe de 19.6 à 39 (+98%).

I.4.3.3. Approche analytique de Dubreucq de 1999

La seconde étude de Dubreucq (1999) considère l'équilibre d'un coin rigide confiné par un volume délimité par une spirale logarithmique (Figure I.26).

Deux types de méthodes d'analyse ont été employés pour l'étude de ce mécanisme : une méthode des tranches et une méthode d'analyse limite en champs cinématique.

La contribution du renforcement a été introduite sous la forme de la valeur de tension maximale de rupture T_r des nappes de renforcement dans la méthode des tranches, et sous la forme de la puissance maximale développée dans la nappe mobilisant la tension T_r .

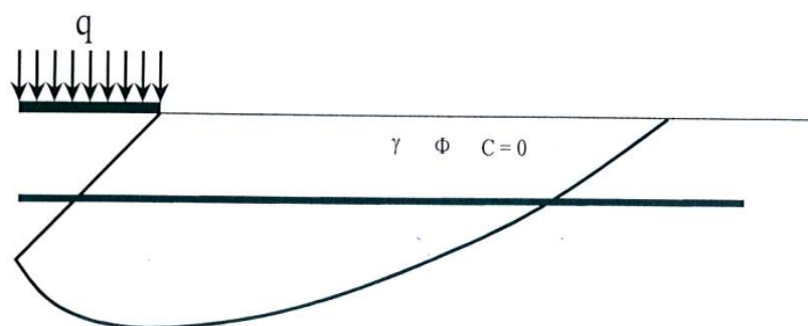


Figure I.26 : Mécanisme de rupture du coin rigide confiné par un volume délimité par une spirale logarithmique

Selon Dubreucq (1999), l'étude par analyse limite cinématique tend à donner de meilleurs résultats.

La comparaison de ces modèles avec les analyses expérimentales sur modèles réduits centrifugés montrent une bonne correspondance, dans la mesure où la rupture du système de renforcement intervient par rupture de la nappe.

Cependant, ces modèles ne semblent pas permettre, sans modification de l'algorithme de calcul, l'analyse des mécanismes de rupture du système de renforcement par défaut d'ancrage.

I.4.3.4. Approche en grands déplacements sur sol bicouche sable sur argile

Le mécanisme en grands déplacements suppose l'apparition de grandes déformations nécessaires à la mobilisation des efforts dans les nappes géosynthétiques. Dans ce cas, les inclusions sont sollicitées principalement par effet membrane. La tension et la déformée du système de renforcement se conjuguent pour modifier l'état de contrainte agissant à son

niveau. L'intensité de l'état de contrainte est diminuée grâce à un effet membrane qui permet l'élargissement de la zone en écoulement plastique (Figure I.27).

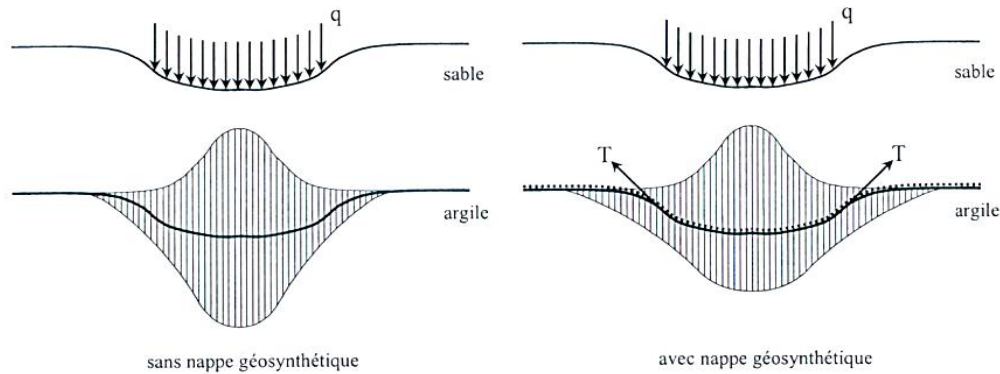


Figure I.27 : Redistributión des contraintes à l'interface sable-argile sous une même surcharge q d'après (Espinoza, 1994)

I.4.3.5. Approche analytique de Gourc et al. (1982)

Gourc et al. (1982.a) ont étudié l'effet du renforcement des sols de fondation de chaussée par nappes géosynthétiques. Le mécanisme proposé part de l'hypothèse d'une diffusion uniforme dans le sol du chargement appliqué sur la longrine.

Dans cette étude, le gain de portance Δp est attribué à la combinaison des deux effets cités précédemment : (Figure I.28)

- L'effet membrane Δp_m
- L'effet de répartition de la déformation Δp_r

Soit $\Delta p = \Delta p_m + \Delta p_r$

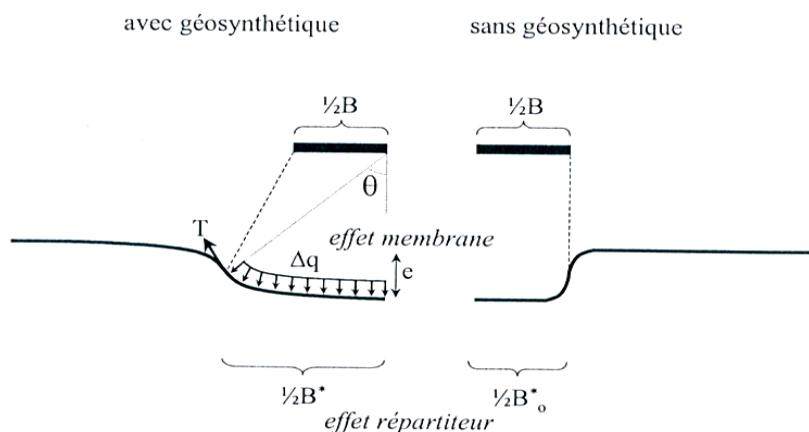


Figure I.28 : Mécanisme de renforcement selon Gourc et al. (1982.a)

L'effet membrane résulte de la flexion de la nappe géosynthétique. Ce dernier est caractérisé par la largeur B^* de la nappe déformée dans le cône de diffusion et l'ouverture θ défini par la relation : $\text{tg } \frac{1}{2}\theta = e/B^*$ où e correspond à la flexion maximale de l'inclusion.

La formulation de l'effet membrane Δp_m demande de connaître l'effort de traction T mobilisé à la frontière du cône de diffusion. Pour cela, le comportement d'ancrage est introduit sous la forme d'une loi élasto-plastique rigide. On en déduit la tension :

$$T = J \left(\frac{\theta}{\sin \theta} - 1 - \frac{u_A}{B^*} \right) \text{ (où } u_A \text{ est le déplacement mesuré au point d'application de } T \text{) et}$$

ensuite l'intensité de l'effet membrane Δp_m .

L'effet répartiteur Δp_r est amélioré par la présence de la nappe géosynthétique. L'ouverture du cône de diffusion s'avère en effet plus importante. Ceci se traduit sur les expérimentations par une zone en écoulement plastique plus étendue.

I.4.3.6. Approche analytique de Giroud et Noiray (1981)

Giroud et Noiray (1981) ont proposé un mécanisme de déformation pour le dimensionnement des routes provisoires construites sur bicouches sable-argile (Figure I.29). Le sol argileux est supposé parfaitement plastique rigide ; la nappe géosynthétique, quant à elle, parfaitement élastique.

Le mécanisme s'appuie sur un modèle classique de diffusion des charges apportées par les deux roues d'un essieu.

Deux cônes de diffusion sont définis. Les points d'intersection de ces derniers avec la nappe en position initialement horizontale sont présumés fixes. Le tassement enregistré sous chaque roue est reporté intégralement au niveau de la nappe géosynthétique à travers la couche sableuse. La déformée de la nappe peut alors être décrite par trois arcs de paraboles satisfaisant aux conditions limites précitées.

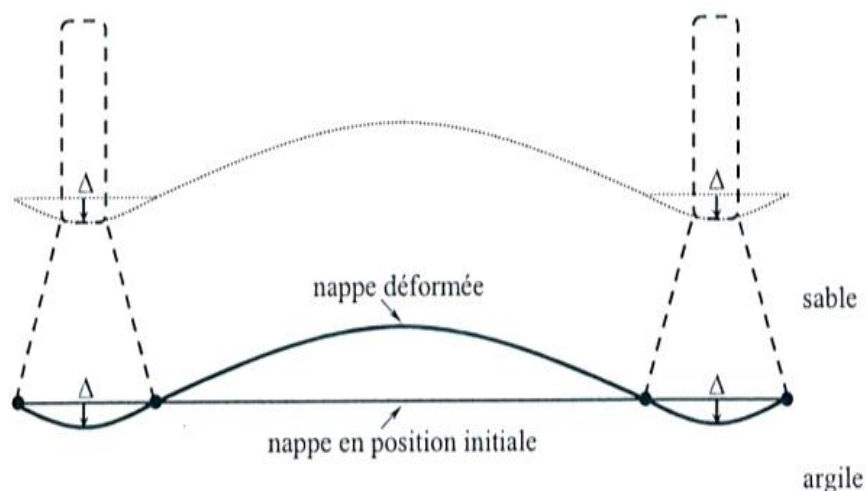


Figure I.29 : Mécanisme de Giroud et Noiray (1981)

Selon Burd (1986), l'hypothèse des points fixes conduit à une surestimation de la capacité portante. De plus, toutes les méthodes basées sur une diffusion de la charge s'avèrent très sensibles aux valeurs d'angles de diffusion. Leur détermination, on le rappelle, reste délicate. Kenny et Andrawes (1997) et Kenny (1998) ont montré expérimentalement que, dans l'hypothèse d'une répartition uniforme de la surcharge, l'angle de diffusion était plus petit que l'angle communément admis de 30° .

I.4.3.7. Approche analytique de Burd (1995)

Bourdeau et al. (1982), Bourdeau (1989) et Burd (1995) ont proposé des méthodes de calcul des tensions d'armature dans lesquelles l'hypothèse de déplacement nul à l'intersection du cône de diffusion et de la position initiale de l'inclusion n'est pas posée. Seule une condition de compatibilité entre les allongements de la nappe sollicitée en membrane et en ancrage est définie.

Le modèle de diffusion de surcharge de Yamaguchi (1963) est retenu dans l'analyse en raison de son aspect pratique.

Le comportement de l'argile, de même que le comportement de l'interface sol/géosynthétique, sont supposés plastiques rigides en conditions non drainées (calcul à court terme). Comme pour le modèle de Giroud et Noiray (1981), le tassement en surface est reporté au niveau de la nappe de renforcement. Burd (1995) impose dans son modèle une répartition arbitraire des contraintes normales et tangentielles sur les faces inférieure et supérieure de la nappe de renforcement (Figure I.30 et I.32).

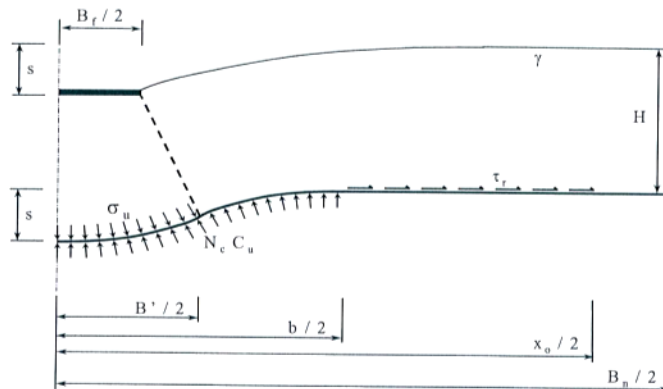


Figure I.30 : Mécanisme proposé par Burd (1995)

Les efforts de traction internes T à la nappe géosynthétique sont déterminés par l'intégration des contraintes tangentielles mobilisées à l'interface sol/inclusion (Figure I.31). Dans la zone sollicitée en membrane, l'auteur impose une répartition de contraintes uniquement normale. Les efforts de traction internes sont ainsi uniformes dans cette région.

Dans la zone sollicitée en ancrage, les contraintes tangentielles sont supposées constantes. Les efforts de traction internes suivent alors un schéma de répartition linéaire (Figure I.32).

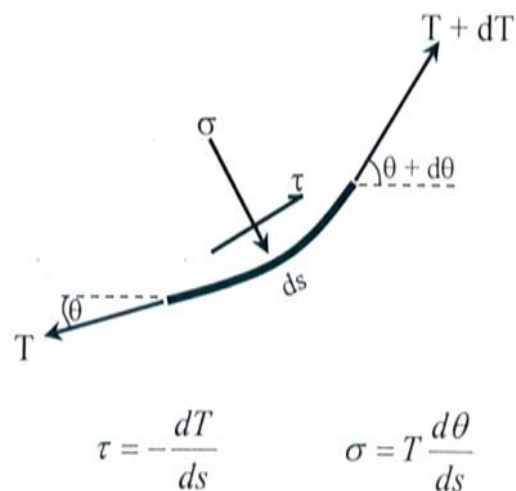


Figure I.31 : Equilibre d'un élément de nappe d'après Burd (1995)

Les schémas de distribution des contraintes (σ , τ) et des efforts T ainsi caractérisés, la définition de la déformée de l'inclusion et la détermination du couple « tassement-effort » appliqué sur le bicouche renforcé (s , P) sont relativement aisées.

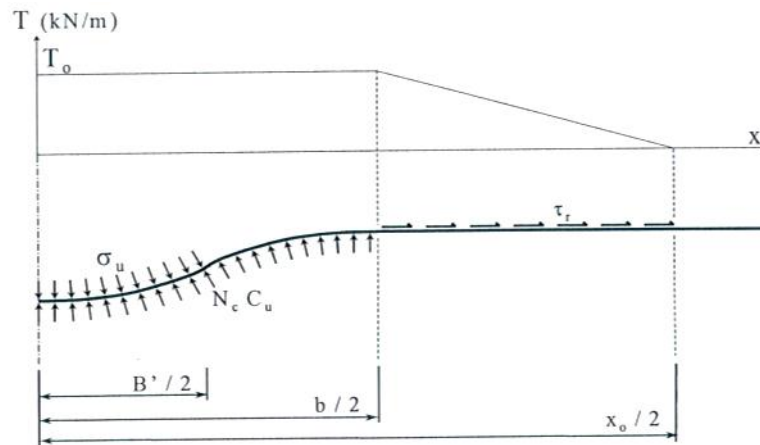


Figure I.32 : Schéma de distribution des contraintes et des efforts de traction de la nappe géosynthétique de renforcement

Les inconnues du problème sont :

- La tension agissant dans la nappe T_0 ,
- La largeur de la zone sollicitée en membrane b ,
- La largeur active de renforcement x_0 ,
- Le tassement de surface s .

Et les données du problème sont :

- Le poids volumique γ du sable,
- La cohésion non drainée C_u de l'argile,
- Le facteur de capacité portante relatif à la cohésion N_c ,
- La largeur fictive B' du cône de diffusion de la surcharge,
- La contrainte tangentielle τ_r mobilisée à l'interface avec la couche de sable en partie supérieure et la couche d'argile en partie inférieure.

τ_r est définie par : $\tau_r = \gamma.H.tg\phi_{sg} + C_{sg}$ où ϕ_{sg} et C_{sg} sont respectivement les caractéristiques plastiques de frottement sable/inclusion et de cohésion argile/inclusion.

Dans le cas étudié, la tension T_0 est reliée aux largeurs x_0 et b par : $T_0 = \frac{1}{2} \tau_r (x_0 - b)$

- Le module de rigidité J de la nappe géosynthétique,
- Le charge de rupture de la bicouche non renforcé P_0 est définie dans le cône de diffusion par : $P_0 = B'.N_c.C_u$ (Figure I.32),
- Dans la zone sollicitée en membrane, la charge P qui s'applique sur le bicouche renforcé est définie, en partie supérieure par $P = B'.\sigma_u$ et en partie inférieure par $P = b.N_c.C_u$ (Figure I.32).

La déformée de la nappe dans la zone sollicitée en membrane est caractérisée par deux arcs de parabole. Elle est décrite à partir de l'écriture de l'équilibre d'un élément de nappe situé sous le cône de diffusion pour le premier arc ($0 \leq x \leq B'/2$) et en dehors du cône de

diffusion pour le second arc ($B'/2 \leq x \leq b/2$). En supposant l'inclinaison de l'élément de nappe suffisamment petite, on peut écrire la relation suivante :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{\sigma}{T} \quad \text{Avec : } T(x) = T_0 \text{ pour } 0 \leq x \leq b \quad (\text{Eq. I.8})$$

Et où

$$\sigma = \sigma_u - N_c \cdot C_u = \frac{P}{B'} - N_c \cdot C_u \quad \text{Dans le cône de diffusion}$$

$$(0 \leq x \leq B'/2),$$

$$\sigma = -N_c \cdot C_u \quad \text{En dehors du cône de diffusion } (B'/2 \leq x \leq b/2).$$

Avec les conditions aux limites :

- Tassement nul pour $x = b$,
- Tassement maximum s pour $x = 0$, et
- Continuité de la déformée pour $x = B'$,

L'allure de la déformée est alors formulée de la manière suivante :

$$y = \left(\frac{P - N_c \cdot C_u \cdot B'}{2B'T_0} \right) x^2 - s \quad \text{Pour } 0 \leq x \leq B'/2,$$

$$y = \frac{-N_c \cdot C_u \cdot x^2}{2T_0} + \frac{Px}{2T_0} - \left(\frac{PB'}{8T_0} + s \right) \quad \text{Pour } B'/2 \leq x \leq b/2$$

Et le tassement en surface s est lié à la charge appliquée P par :

$$s = \frac{P(P - P_0)}{8N_c C_u T_0} \quad (\text{Eq. I.9})$$

L'écriture de la largeur active d'ancrage : $x_0/2$

Par intégration de la déformée :

$$L^* = \int_0^{x_0/2} dl = \int_0^{x_0/2} \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int_0^{x_0/2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx \quad \text{et} \quad (\text{Eq. I.10})$$

Par intégration de la déformation :

$$L^* = \frac{x_0}{2} + \int_0^{x_0} \frac{T(x)}{J} dl \approx \frac{x_0}{2} + \int_0^{x_0} \frac{T(x)}{J} dx \quad (\text{Eq. I.11})$$

Ceci aboutit à une expression quadratique reliant la variable $\frac{x_0}{b}$ aux données du problème :

$$\left(\frac{x_0}{b} \right)^4 - 2 \left(\frac{x_0}{b} \right)^3 + 2 \left(\frac{x_0}{b} \right) - \left[1 + \frac{2J(P - P_0)^2 \cdot (N_c C_u)^3}{3P^3 \tau_r^3} \right] = 0 \quad (\text{Eq. I.12})$$

Le paramètre déterminant dans le calcul est la charge appliquée sur la bicouche renforcé P .

Pour un P donné, on procède aux étapes successives suivantes :

- Définition de la largeur $b/2$ par :
$$b = \frac{P}{N_c C_u}$$
,
- Calcul de la largeur $x_0/2$ par l'expression quadratique,
- Vérification de capacité d'ancrage : la largeur de nappe $B_n/2$ doit être suffisante pour reprendre les efforts d'ancrage ($B_n/2 \geq x_0/2$). Les calculs tiennent compte de la possibilité de rupture d'ancrage mais ne considèrent pas la possibilité de rupture de la nappe sous $T = T_r$.
- Détermination du tassement de surface s correspondant à la charge P par la relation de continuité de déformée :
$$s = \frac{P(P - P_0)}{8N_c C_u T_0}$$
- Description de l'allure de la déformée.

I.4.3.8. Approche en déformation

L'approche en déformation, ou modélisation numérique, des ouvrages en sol renforcé se caractérise par la prise en compte des phases de construction qui conduit à l'élaboration de maillages relativement complexes (Mestat, 1998).

Le fonctionnement de tels ouvrages est de manière générale modélisé selon l'une des deux approches suivantes :

- La modélisation continue prenant en compte la nature composite de l'ouvrage,
- La modélisation discrète.

I.4.4. Quelques ouvrages expérimentaux en sols renforcés par géosynthétiques, chargés localement en tête - Etat initial de connaissance

I.4.4.1. Mur en limons marneux, renforcé par des géotextiles

En 1986, Wichter et al. (1986) s'intéressent au comportement d'un massif en limon marneux, renforcé par des géosynthétiques *Stabilenka 200* (de tension maximale à la rupture $T_r = 210$ kN/m, de déformation maximale à la rupture $\varepsilon_r = 9\%$, (Figure I.33)), chargé localement en tête. L'ouvrage expérimental (Figure I.34, de 4,50 m de hauteur, est renforcé par cinq géosynthétiques s'étendant à l'intérieur du massif jusqu'à 3,25 m depuis le pied du parement. Une dalle de largeur $B = 1,20$ m, posée sur la zone renforcée du mur est surmontée par un vérin. Elle sollicite localement le massif par 10 paliers successifs jusqu'à 500 kN/m (Haza, 1997).



Figure 1.33 : Courbe effort de traction/déformation du géosynthétique Stablenka 200

Lors du chargement, la partie sommitale du massif s'est fortement déplacée dans la direction horizontale après un chargement équivalent à 55% du chargement maximal appliqué (un déplacement maximal de 33 cm est relevé en fin d'essai), alors que le reste du parement se déplace progressivement (la base de l'ouvrage se déplace très faiblement). Les déformations des géosynthétiques sont mesurées en différents points de la nappe sur des portions de nappe de 10 cm de longueur, espacées de 50 cm le long du profil transversal des nappes. Comme cela est présenté sur la (Figure 1.34), ou les lignes d'iso - déformation dans le corps du massif sont tracées, les nappes supérieures sont les plus sollicitées.

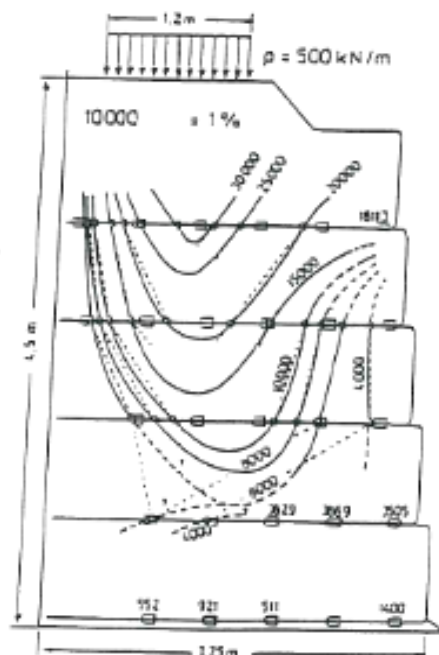


Figure 1.34 : Champ de déformation dans un massif en limon marneux renforcé par géosynthétiques, chargé localement en tête (d'après Wichter, et al, 1986)

Il semble apparaître un coin de déformation maximale développé sous la dalle, dont la pointe inférieure est orientée vers le parement.

L'essai est arrêté lorsque les déplacements horizontaux de la tête de l'ouvrage sont trop importants et lorsque l'enfoncement de la dalle ne se stabilise plus. Les déformations maximales relevées pendant l'essai n'atteignent pas la valeur de déformation maximale à la rupture des géosynthétiques ($\varepsilon_{\max} \approx 3\% < \varepsilon_r = 9\%$).

I.4.4.2. Massif expérimental renforcé par géogrilles, à parement enveloppe

De nombreuses études ont été menées pour approcher le comportement en sol renforcé par des géosynthétiques, à la B.A–St. (Bundesanstalt für Straßenwesen, institut fédéral de recherche routière de Bergisch Gladbach, en Allemagne). Parmi celles menées par *B.R. Thamm et al, (1990)*, notons les comportements observés sur un massif en sable de 3.60 m de hauteur, incliné à 70° , à parement enveloppe, surchargé localement en tête, et renforcé par des géogrilles *Tensar SR2* (de tension maximale à la traction $T_r = 67$ kN/m et de déformation maximale à la rupture $\varepsilon_r = 11\%$ (Figure I.35)). Le comportement de cet ouvrage est suivi lors de sa construction, et de son chargement local en tête, jusqu'à sa rupture (*Haza, 1997*).

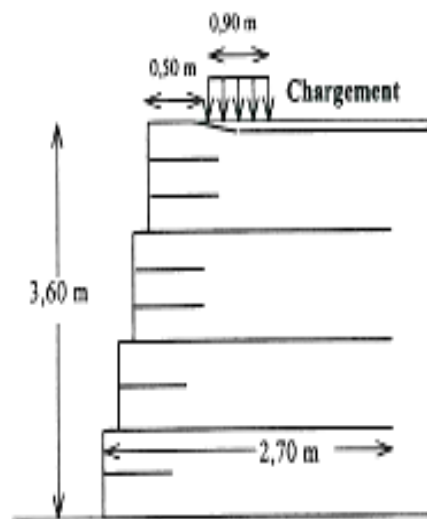


Figure I.35 : Profil du massif en sable renforcé par des géogrilles *Tensar SR2*, mené à la rupture par un chargement local en tête (*Thamm et al. 1990*)

Des cellules de mesure de contrainte totale sont placées horizontalement et verticalement à différents niveaux du massif, derrière les nappes courtes inter-renforcement. Après la construction du massif, la pression appliquée sur la face arrière du parement est faible (entre 2 et 3 kPa).

La rupture du massif est obtenue suite à un déplacement horizontal important de la partie supérieure de l'ouvrage, et à un bombement au niveau central du parement, et ce, pour un chargement de 494,5 kPa (le début de rupture s'initialise pour une charge de 475 kPa car les déformations horizontales du massif deviennent alors importantes). La nappe supérieure, très proche de la surface, s'est déplacée vers l'aval, avec la dalle de chargement, lors de la rupture. *Thamm et al. (1990)* interprètent ce comportement comme un mécanisme de rupture rotationnelle. La ligne de rupture émerge en surface le long de la

face amont de la dalle de chargement, et au parement à un niveau supérieur du pied de l'ouvrage (Figure I.36).

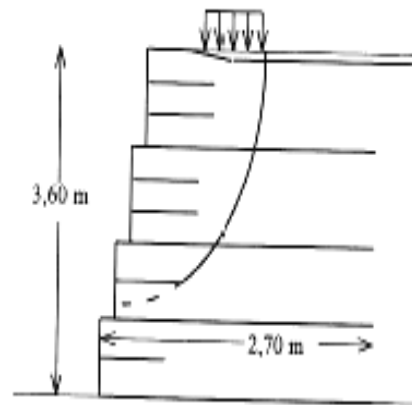


Figure I.36 : Localisation de la ligne de rupture (massif en sable renforcé par des géogrilles Tensar SR2, *Thamm et al. (1990)*)

La pression exercée contre le parement, en partie haute de massif, est importante (jusqu'à 130 kPa en fin d'essai). Sur la (Figure I.37) est tracée la distribution des déformations dans les renforcements de grandes longueurs fortement sollicités, et ce, deux fois plus dans la moitié supérieure du massif que dans sa partie centrale.

Séré a également participé à cette expérimentation. Lors du démontage après l'expérimentation, un fort cisaillement et la déchirure de la dernière nappe, juste sous le coin amont de la dalle ont été observés (*Séré, 1995*).

Sur la figure I.38 est représenté le tassement moyen de la dalle de chargement en fonction de l'effort vertical appliqué. Cette courbe linéaire jusqu'à des valeurs fortes du chargement, est caractérisée par une pente « tassement / chargement » faible de 0,052 mm/kPa, maintenue pendant tout l'essai. Notons la faible extensibilité des renforcements ($\epsilon_r = 11\%$) et leur forte résistance à la traction ($T_r = 67\text{kN/m}$). De plus, les caractéristiques mécaniques du sol de remblai sont très satisfaisantes. Il s'agit d'un sable de cohésion nulle, d'angle de frottement $\varphi = 39^\circ$ et de poids volumique $\gamma = 19,5\text{kN/m}^3$. Cela peut expliquer la faible pente « tassement / chargement » (*Haza, 1997*).

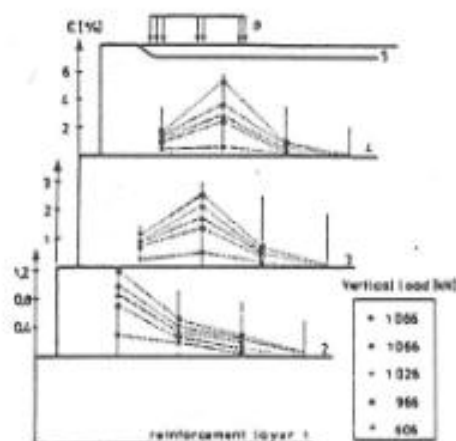


Figure I.37 : Distribution des déformations dans les renforcements instrumentés, d'après *Thamm et al. (1990)*

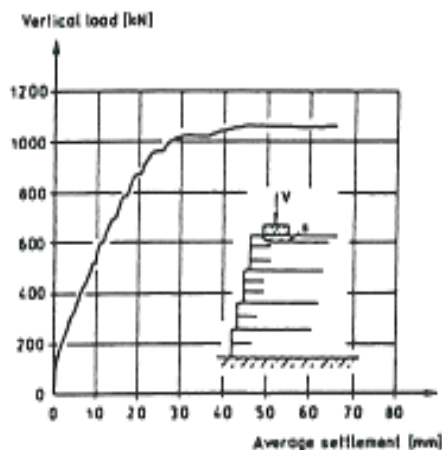


Figure I.38 : Courbe tassement/chargement de la dalle de chargement, d'après Thamm et al, (1990)

I.4.4.3. Deux massifs expérimentaux renforcés par des géotextiles différents

Kharchafi et Dysli (1994), ont réalisé deux massifs expérimentaux identiques, de 3,60 m de hauteur, en limon, renforcés l'un par un géotextile non tissé en polypropylène (de résistance à la traction $Tr = 20$ kN/m, de module sécant à 10% de déformation $J_{10\%} = 118$ kN/m), l'autre par un géotextile tissé en polyester ($Tr = 20$ kN/m, $J_{10\%} = 2000$ kN/m). Ces deux massifs sont constitués de six couches de sol, surmontés par une plaque mise en poussée verticale par un vérin. La réparation et la longueur des renforcements géosynthétiques sont identiques pour les deux ouvrages.

La plus grande déformabilité des géotextiles non tissés a induit un plus grand déplacement du parement du massif par rapport au massif renforcé par les géotextiles tissés. La rupture du massif renforcé par les géotextiles non tissés s'est produite avec la formation d'un coin de sol symétrique sous la plaque, descendant jusqu'au milieu du massif. La ligne de glissement apparaît en surface sous la forme d'une fissure ouverte à l'arrière de la plaque, et au niveau du parement en son pied. Les déformations des géotextiles sont mesurées par des jauges de déformation collées sur les cinq nappes supérieures. Les déplacements en différents points du géotextile sont mesurés par l'intermédiaire de fils Kevlar fixés en ces points et reliés à l'arrière du massif à des potentiomètres de précision. Dans le massif renforcé par les géotextiles tissés, les déformations du sol et des renforcements sont assez diffuses alors que très localisées dans l'autre massif, entre la ligne de rupture et le parement. La partie centrale du massif renforcé par les géotextiles non tissés s'est fortement déformée. Le massif non tissé s'est déformé entre la verticale amont de la plaque et le parement, alors que le massif tissé s'est aussi déformé en amont de la plaque (sous fort chargement).

Les sollicitations des renforcements sont d'autant plus importantes que les renforcements sont près de la plaque ; elles se localisent entre le centre de la plaque et sa face amont (c'est la position de la ligne de rupture). Pour les deux massifs, c'est la nappe supérieure qui s'est déplacée le plus pendant les essais.

Sur la figure I.39 est représenté le tassement de la plaque de chargement en fonction de la charge appliquée sur chacun des massifs. Le massif renforcé par les géotextiles tissés a un comportement plus linéaire que l'autre. Il n'a pas été rompu et la plaque de chargement a

beaucoup moins tassée que celle du massif renforcé par les géotextiles non tissés. Ceci semble logique compte tenu des raideurs et des résistances respectives des géosynthétiques (Haza, 1997).

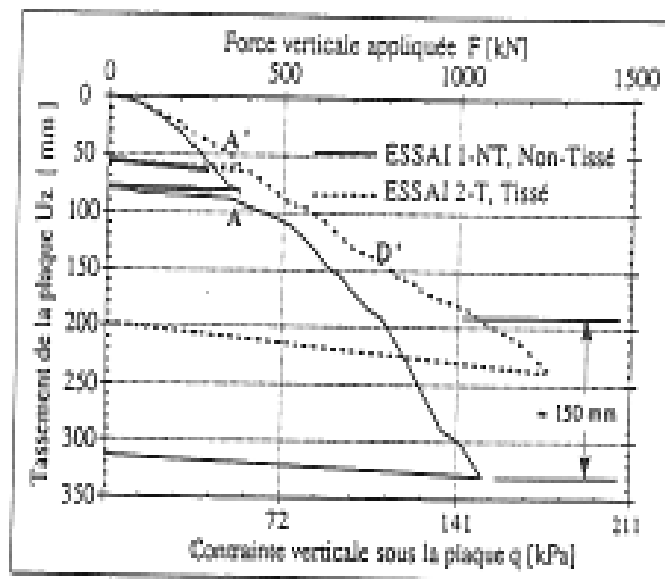


Figure 1.39 : Déplacement vertical moyen U_z de la plaque de chargement en fonction de la force appliquée et de la contrainte verticale sous la plaque, d'après Kharchafi et Dysli, (1994)

La pente « tassement / chargement » du massif renforcé par les géotextiles tissés est à peu près constante et vaut 1.324 mm/kPa alors que deux pentes successives peuvent être définies sur la courbe du massif non tissé, avec une valeur extrême de 1.664 mm/kPa (cette dernière valeur apparaît lorsqu'une fissure s'ouvre derrière la plaque, à environ 70% du chargement final).

Notons que la résistance à la traction du géotextile tissé est supérieure à celle de la géogrille utilisée dans les expérimentations précédentes, malgré une déformation à la rupture équivalente ($\varepsilon_r = 10\%$ contre $\varepsilon_r = 11\%$ précédemment). Pourtant, la valeur de la pente « tassement / chargement » calculée ici est très supérieure à la précédente. Ceci peut être dû, en partie, à la qualité plus médiocre du sol de remblai : ce sol est cohérent ($C \approx 15 \text{ kPa}$), d'angle de frottement plus faible ($\varphi' = 30^\circ < 39^\circ$), et plus lâche ($\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3 < 19.5 \text{ kN/m}^3$) (Haza, 1997).

I.4.5. Etats de rupture de différents massifs

A la B.A.St, plusieurs massifs renforcés de conceptions différentes ont été menés à la rupture par un chargement local en tête (Lesniewska et al. 1992, Séré, 1995). Nous retiendrons ici leur état à la rupture pour tenter de comparer leur comportement malgré leur différence en termes de conception ou de type de renforcement (Figure 1.40).

Le sol constitutif des remblais est un sable graveleux de poids volumique $\gamma = 19.8 \text{ kN/m}^3$, de cohésion $C' = 7.5 \text{ kPa}$ et d'angle de frottement $\varphi = 39^\circ$.

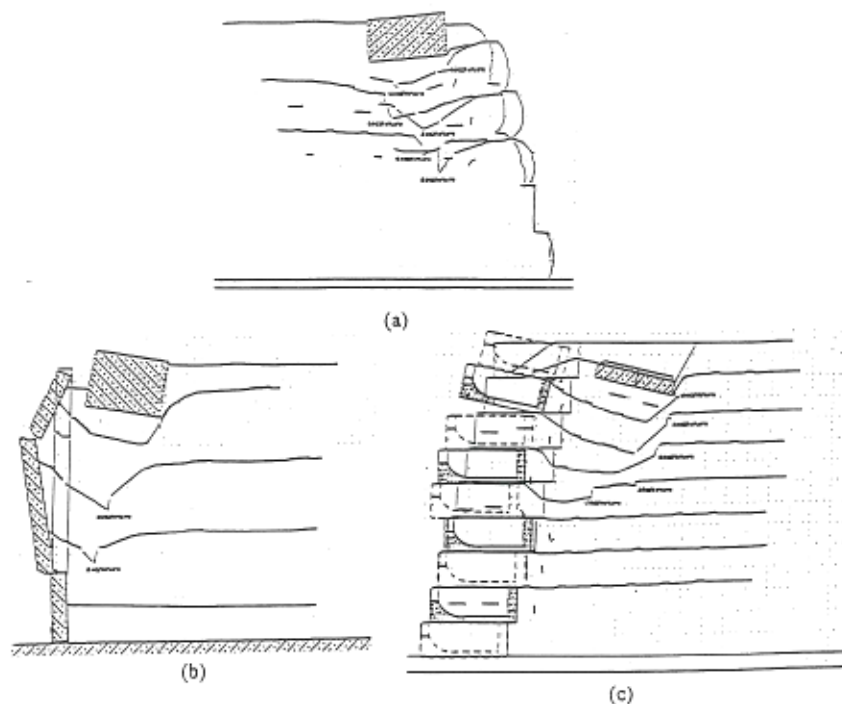


Figure I.40: Coupes des massifs en sol renforcé par des géotextiles, à l'état de rupture par chargement local en tête (A. Séré, 1995)

I.4.5.1. Ouvrage expérimental (a) : parement en géosynthétique incliné

Cet ouvrage de 3.70 m de hauteur, incliné à 70° par rapport à l'horizontale, à parement enveloppe, est composé de couches élémentaires de 0.60 m d'épaisseur. Il est renforcé par des nappes d'un géotextile tissé « Enka ». Les renforcements ont une longueur de 2.70 m. La dalle de chargement est placée à 0.40 m du sommet du parement. Après la rupture, le démontage de l'ouvrage a mis en évidence deux déchirures de la nappe supérieure, au niveau des coins d'enfoncement de la dalle (Figure I.40a).

I.4.5.2. Ouvrage expérimental (b) : parement préfabriqué vertical

Le massif (b) est renforcé par des bandes de renforcement en géotextile de 3 m de longueur « Paraweb », fixées à un parement vertical en éléments préfabriqués. Il est constitué de couches élémentaires de 0.75 m, pour atteindre une hauteur de 3.10 m. La dalle de chargement est encore positionnée à 0.40 m du sommet du parement. Seules les couches supérieures sont affectées par le processus de rupture (Figure I.40b). La nappe supérieure s'est fortement déformée alors que les deux nappes en milieu d'ouvrage se sont déchirées.

I.4.5.3. Ouvrage expérimental (c) : parement cellulaire incliné

Le massif (c) est un mur de 3.60 de hauteur, à parement cellulaire (empilement de blocs préfabriqués), incliné à 70° par rapport à l'horizontale. Des bandes de géotextiles tissés de 2.40 m de longueur sont attachées aux cellules du parement et espacées verticalement de 0.40 m. Le même type de chargement que précédemment est appliqué.

La rupture s'est produite par l'enfoncement d'un coin de la dalle de chargement, qui a produit la déchirure des quatre nappes supérieures le long de sa face arrière. Les trois couches inférieures n'ont été que très légèrement affectées par le processus de rupture (Figure I.40c).

I.5. Comportement mécanique et dimensionnement

Le comportement mécanique de ces ouvrages composites repose sur les caractéristiques mécaniques des différents matériaux constitutifs. Le sol ou tout autre matériau granulaire utilisé intervient dans la construction de l'ouvrage. Il fait office de matériau de remplissage et constitue le remblai arrière exerçant des efforts sur l'ouvrage. Le géosynthétique intervient quant à lui en tant qu'élément d'inclusion dans le sol. Il y joue le rôle de renforcement et sa présence implique d'étudier non seulement son comportement mécanique intrinsèque mais aussi son interface avec le sol. Durant son existence, l'ouvrage réalisé est soumis à un ensemble d'efforts permanents ou accidentels face auxquels il doit pouvoir résister tout en continuant de remplir sa fonction (soutènement, merlon, etc...). Les vérifications à la rupture de ses composants constituent les règles de conception et de dimensionnement de ces ouvrages.

I.5.1. Le Sol

Le milieu granulaire peut être considéré comme un milieu continu à l'échelle macroscopique. On utilise un modèle élastique parfaitement plastique afin de caractériser le sol, pour lequel on définit le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Le critère de plasticité utilisé est le critère de Mohr-Coulomb, qui dans le plan de Mohr (σ , τ) est représenté sur la Figure I.41.

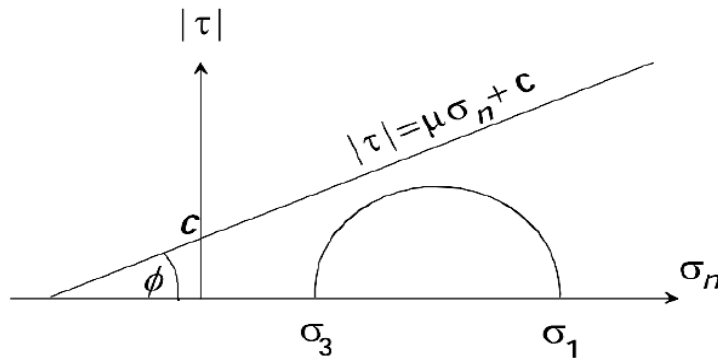


Figure I.41 : Critère de plasticité dans le plan de Coulomb

Ce critère s'écrit :

$$f(\sigma) = |\tau| - \mu \cdot \sigma_n - c \leq 0 \quad (\text{Eq. I.13})$$

Avec :

- $\mu = \tan \varphi$: coefficient de frottement interne
- φ : angle de frottement interne
- σ_x : contrainte tangentielle (contrainte de cisaillement)
- c : cohésion

On peut également exprimer ce critère en fonction des contraintes principales :

$$\sigma_1(1 - \sin \varphi) - \sigma_3(1 + \sin \varphi) - 2.c.\cos \varphi \leq 0 \quad (\text{Eq. I.14})$$

Avec :

σ_1, σ_3 les contraintes principales dans le plan de Coulomb.

Les propriétés mécaniques des sols montrent une faible résistance à la traction et au cisaillement sous faible état de contrainte. Le principe de renforcement de sol est la mise en place d'inclusions, éléments de renforts qui améliorent cette résistance à la traction. Pour un sol, on définit également la dilatance. L'angle de dilatance caractérise la capacité qu'a le matériau à augmenter de volume sous l'effet du cisaillement. Sa détermination est importante, notamment lorsque l'on est en présence de sables lâches pour l'étude de la liquéfaction des sols sous l'effet des séismes. Sa valeur peut être négative, positive ou nulle. Dans le cas des sols courants, on exprime sa valeur ψ en fonction de celle de l'angle de frottement interne φ , selon la règle suivante :

$\psi < 0$	Pour les sables très lâches
$\psi = \varphi - 30^\circ$	Pour $\varphi > 30^\circ$
$\psi = 0$	Pour $\varphi < 30^\circ$

Une dilatance nulle correspond à un matériau élastique parfaitement plastique. Lorsque le matériau atteint la plasticité, il n'y a pas de dilatance c'est un cas assez courant pour les argiles ou les sables de densité faible ou moyenne.

Les sols granulaires ont fait l'objet d'étude portant sur le comportement monotone et le comportement cyclique sous diverses conditions de drainage. On va s'intéresser par la suite au comportement cyclique des sables et aux paramètres de drainage les plus importants (Soude, 2012).

I.5.2. Paramètres géo-mécanique d'un textile

L'étude de l'interaction mécanique entre un sol est un textile nécessite la connaissance du comportement mécanique des éléments constituants et des caractéristiques du couplage.

I.5.2.1. Comportement en traction

Le comportement en traction d'un géotextile sera caractérisé par la relation entre l'effort de traction T par unité de largeur de textile ($T = \sigma_x \cdot b_g$ avec σ_x contrainte moyenne de traction suivant l'épaisseur du textile) et l'élongation relative ε . L'essai de traction doit être effectué dans des conditions de *déformation plane* (largeur de nappe constante durant l'élongation), ce qui correspond aux conditions les plus générales de sollicitation d'un géotextile dans un ouvrage en terre.

Le diagramme de traction $T = f(\varepsilon)$ peut être approché,

*soit par une hyperbole : $T = \frac{\varepsilon}{a.\varepsilon + b}$ (Eq. I.15)

Mais les paramètres a et b ne sont pas d'usage pratique, et nous leur préférons la notion de « module de déformation plane » K .

*soit par une droite : $T = K \cdot \varepsilon$

K correspondra, sauf cas particuliers, au module sécant moyen, pour la zone de déformation ε considérée (Figure I.42).

Pour une armature élastique linéaire (E_g, ν_g) :
$$\{1\} K = \frac{E_g \cdot b_q}{(1 - \nu_g^2)} \quad (Eq. I.16)$$

On complétera par les données à la rupture :

T_r , tension à la rupture et ε_r , élongation à la rupture.

Cependant, dans le cas particulier de diagrammes $T = f(\varepsilon)$ très convexes ou concaves, on utilisera un double module (K, K^*) pour approcher le comportement en traction.

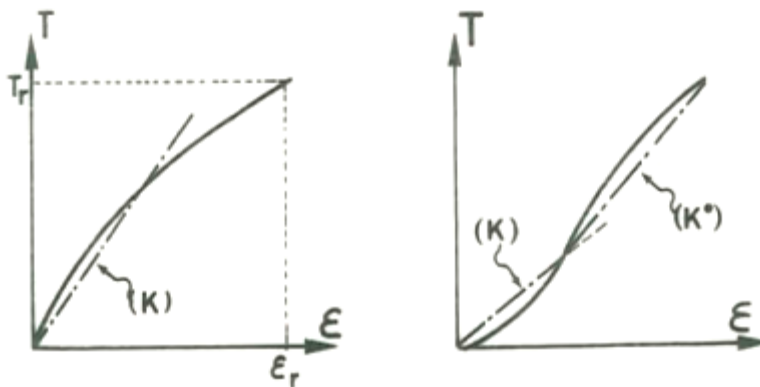


Figure I.42 : Définition des modules de déformation plane K et K^*

I.5.2.2. Comportement en flexion

Pour caractériser la rigidité en traction, Gourc, (1982.b) a défini le module de déformation plane K . pour caractériser la raideur en flexion, nous avons adapté aux géotextiles un des essais textiles standardisés pour définir la souplesse. Ce type d'essai a été adopté par le CFG.

Le géotextile est considéré comme une poutre en console :

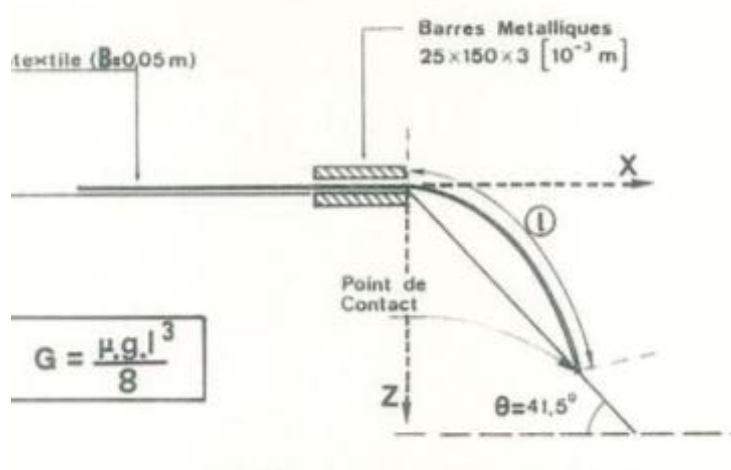


Figure I.43 : Essai de flexion pour déterminer la raideur G d'un géotextile (Gourc, 1982.b)



Figure 1.44 : Mise en évidence de la souplesse du géotextile (entre ballast et gravette concassée) (Gourc, 1982.b)

$$\frac{d^2z}{dx^2} = -\frac{M}{E_F I} \left(1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right)^{3/2} \quad (\text{Eq. 1.17})$$

Dont la solution numérique permet d'obtenir :

$$G = E_F I = \frac{u \cdot g \cdot I^3 \cos \theta / 2}{8 \operatorname{tg} \theta} \quad (\text{Eq. 1.18})$$

On choisit expérimentalement : $(\cos \theta / 2) / \operatorname{tg} \theta = 1$ soit $\theta \approx 41.5^\circ$

On déduit le module d'Young :

$$E_F = \frac{12 \cdot u \cdot g \cdot I^3}{8 \cdot b_g^3} \quad (\text{Eq. 1.19})$$

Pour les géotextiles testés dans ce chapitre, nous avons donné les modules de déformation plane K sécants ($\varepsilon_l = 15\%$) déterminés par des essais de traction ainsi que le module d'Young en flexion et le module $K_F = E_F \cdot b_g$ que nous appellerons module de flexion initial, et qui correspond à un essai de flexion et non de traction en déformation plane. La comparaison de K et K_F est révélatrice des différences de comportement (traction – compression / grandes et petites déformations). Remarquons cependant que K fait intervenir le coefficient de poisson ; il serait de toute manière prématurée d'établir des corrélations précises à partir d'une méthode élastique sur milieu continu s'appliquant mal à un milieu fibreux. Pour les non-tissés de même structure, les modules E_F sont peu dépendants de la masse surfacique μ . Cependant la mesure du paramètre E_F permet de distinguer nettement un non-tissé aiguilleté (E_F faible) d'un non-tissé thermolié (E_F fort). On pourra corrélérer ceci à l'aptitude des géotextiles à la striction lors d'un essai de traction. Pour les tissés ou les grilles, le diamètre des fibres influence le module E_F .

I.5.3. Interaction sol-géotextile : frottement et adhérence

L'interface entre le sol et le géotextile joue un rôle important dans la constitution du matériau composite. On choisit en général pour caractériser cette interface un modèle élasto-plastique parfait (Reiffsteck, 1996) et (Racana, 2002),

Avec pour grandeurs caractéristiques :

- le module de cisaillement ;

- la raideur à l'interface E_{int} ;
- la contrainte de cisaillement maximale à l'interface τ_{max} .

L'intensité des efforts entre le sol et le textile est donnée par la loi d'interaction (Figure I.45) :

$$\text{Pour } \sigma_N \text{ fixé : } \tau = \alpha \cdot u \quad u < u_p$$

$$\tau = \tau_p \quad u \geq u_p$$

$$\tau_p = \sigma_N \cdot \tan \varphi_g + c_g$$

u : déplacement relatif du sol par rapport au géotextile.

σ_N : contrainte moyenne, normale au plan de textile.

τ : contrainte moyenne, tangentielle au plan du textile.

φ_g : angle de frottement limite sol-textile.

C_g : adhérence limite sol-textile.

τ_p : contrainte tangentielle limite (de palier), obtenue pour un déplacement relatif u_p .

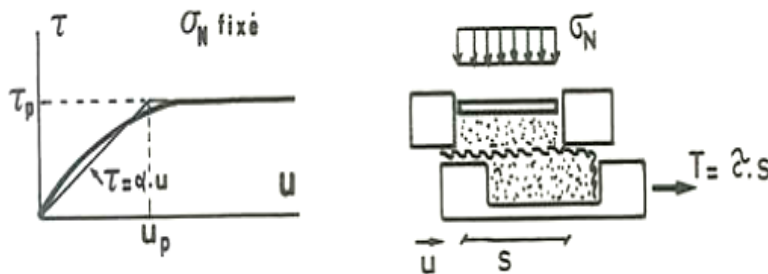


Figure I.45 : Définition de la loi d'interaction sol-géotextile (Gourc, 1982.b)

Nous avons défini une adhérence C_g limite car, à la différence des armatures métalliques (actuellement utilisées, sauf cas particuliers, pour des sols dont la teneur en fines ne dépasse pas 15%) les géotextiles seront utilisés comme renforcement des massifs argileux en raison d'un meilleur contact avec le sol (surface de contact plus grande) et d'un taux de déformations admissible plus important pour l'ouvrage en sol renforcé.

I.5.4. Modèle continu équivalent : méthode d'homogénéisation

Dans le cas du renforcement des sols par des structures alvéolaires, il est possible de considérer le complexe {sol - géocellule} comme un matériau homogène à l'échelle macroscopique. Pour permettre l'utilisation de ce type de renforcement pour les ouvrages de soutènement, plusieurs études numériques et expérimentations ont été effectuées afin d'en déterminer ses caractéristiques principales, Reiffsteck (1996), Rajagopal et al. (1998), Madhavi Latha (2005).

Il en est ressorti de ces travaux que le renforcement par géocellules apportait au sol une cohésion apparente, que l'on peut déduire en fonction de la contrainte de confinement, elle-même déterminée expérimentalement. Ces calculs découlent de la théorie de Henkel et à l'échelle macroscopique Gibelrt (1952). Le matériau homogénéisé est anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement.

La (Figure 1.46) illustre cet apport de cohésion apparente dans la représentation du critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

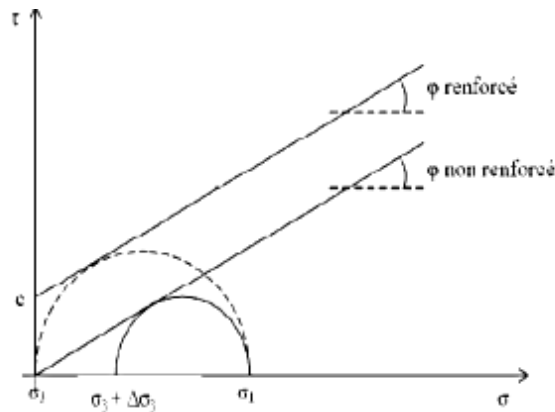


Figure 1.46 : Apport de cohésion par renforcement géocellulaire (Joulain, 2006)

L'incrément de pression de confinement est déterminé par essai triaxial sur une cellule (sol et géosynthétique), et s'écrit (Racana, 2002):

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2J}{D} \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \quad (\text{Eq. 1.20})$$

Avec :

J : module sécant du géotextile sous l'état de déformation ε_a

D : diamètre initial de la cellule

ε_a : déformation verticale.

La cohésion apparente c peut alors être déterminée par :

$$c = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \sqrt{K_p} \quad (\text{Eq. 1.21})$$

Avec le coefficient de butée des terres :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Eq. 1.22})$$

I.6. Effet des géosynthétiques pour la Stabilisation à la liquéfaction

L'essor et le développement des techniques liées à l'utilisation des géosynthétiques dans le domaine de la mécanique des sols, ont conduit à de nombreuses recherches concernant notamment l'apport des géosynthétiques vis-à-vis du potentiel de liquéfaction des sols.

On cite à titre d'exemple, les travaux de Noorany et Uzdavines (1989) qui viennent conforter les premiers résultats obtenus en 1989 au l'IRIGM à savoir : l'augmentation de la résistance à la liquéfaction des échantillons renforcés par des nappes de géotextile.

Des essais triaxiaux cycliques non drainés ont été menés par Noorany et Uzdavines (1989) sur des échantillons de sable de Monterey renforcés par des fibres de 1.5 cm de longueur. Les résultats obtenus, présentés sur la Figure 1.47, mettent en évidence l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Pour un nombre de cycle fixe, égal à 15, la contrainte de déviateur cyclique de l'échantillon renforcé est augmentée de 10% par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. Noorany et Uzdavines (1989), dans leur étude

ont aussi montré que l'utilisation d'un géotextile entraîne une diminution des déformations axiales lorsque la liquéfaction de l'échantillon est atteinte. Pour les auteurs de l'article, l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est conférée par l'amélioration de l'élasticité globale de l'échantillon, qui est induite par la rigidité des fibres qui tendent à reprendre leurs formes initiales après chaque fin de cycle.

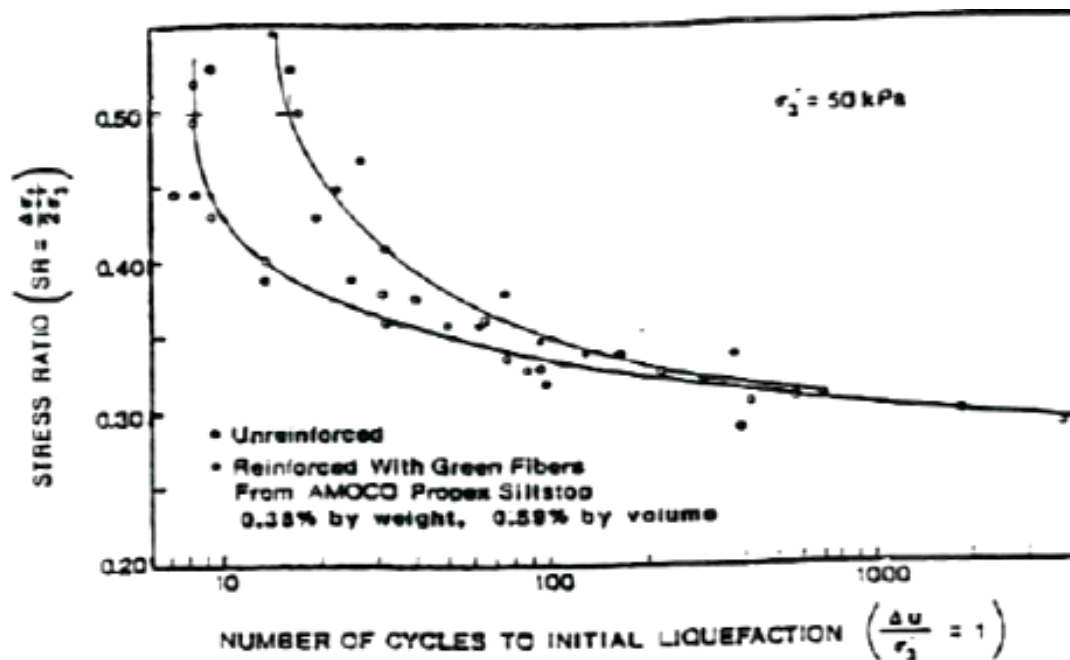


Figure I.47 : Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction
(Noorany et Uzdavines, 1989)

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

Ces expériences ont conduit à conclure que le renforcement par des géotextiles a pour effet de diminuer le volume d'effondrement moyen des fondations sous les sollicitations cycliques. La (Figure I.48) fait apparaître les différences de tassement obtenues sous diverses excitations entre un sol renforcé et un sol non renforcé. Celles-ci sont d'autant plus importantes que l'accélération de l'excitation est grande.

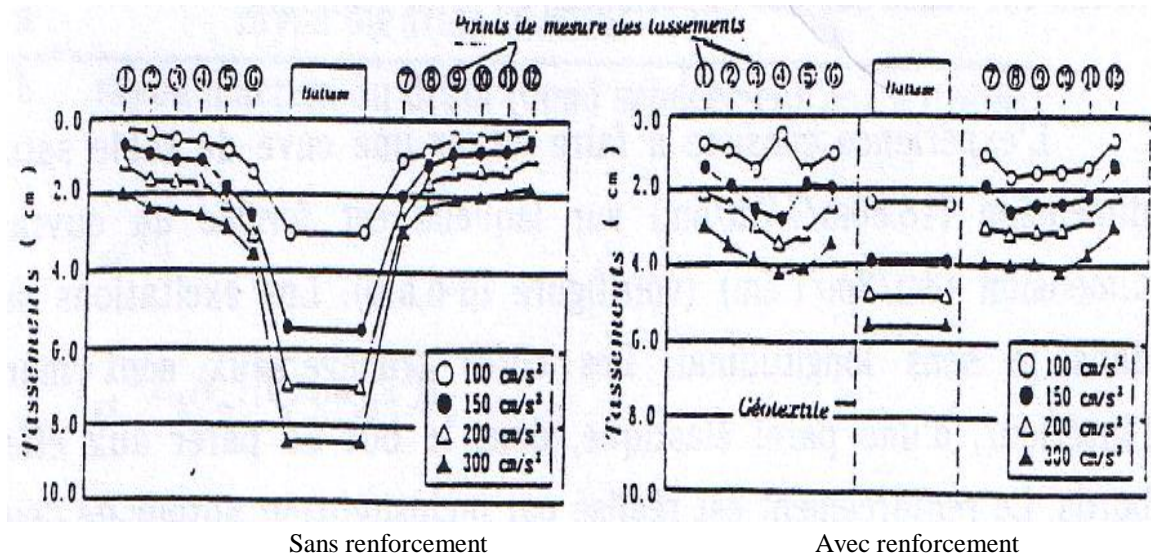


Figure I.48 : Influence du renforcement sur les tassements induits par vibration
(Katasuti et al. 1991)

Conclusion

Ce premier chapitre a permis de présenter les techniques de renforcement des sols vis-à-vis des recherches antérieures et des méthodes actuelles, et plus particulièrement les techniques de renforcement des sols par des inclusions géosynthétiques telles que les nappes de géotextile. Ce procédé permet la réalisation d'ouvrages tels que des murs de soutènements sous chaussée, la stabilisation de pentes, des murs de protection antibruit ou des cuvelages de centres d'enfouissement techniques. Généralement un parement est réalisé en face amont des ouvrages pour des raisons esthétiques et pour protéger les géosynthétiques contre les attaques des UV.

Parmi les ouvrages de protection, notons que les merlons de protection contre les éboulements rocheux sont également des ouvrages en sol non renforcé ou renforcé par des nappes géosynthétiques. A partir de l'ensemble des travaux menés par le passé, notamment par Reiffsteck en 1996 puis Racana en 2002, le comportement statique de ce type d'ouvrage a été validé. Il a été souligné que les ouvrages en sol renforcé par des géosynthétiques s'inscrivent dans une catégorie d'ouvrages «souples». Ils sont caractérisés par une importante capacité de déformation avant rupture et par une part importante de plasticité en grandes déformations. Il en résulte une capacité de ces ouvrages à absorber une quantité importante d'énergie issue d'une sollicitation.

Chapitre II : Méthodologie, procédures expérimentales et outils numériques

Le chapitre 2 présente la méthodologie de travail, les procédures expérimentales et les outils numériques relatifs à la méthode des éléments discrets, les hypothèses de base, et la méthode de résolution. On discute également, à partir des exemples de la littérature, des avantages spécifiques à chacune des méthodes de simulation discrète.

Introduction

Le renforcement des sols par géosynthétiques est appliqué dans de nombreux types d'ouvrage: remblais sur sol compressible, ouvrages routiers et ferroviaires dans des zones karstiques, ouvrages hydrauliques ou centres de stockage de déchets. Ces ouvrages peuvent aussi présenter des comportements différents selon le type de renforcement et le type de sol utilisé. L'extensibilité, la disposition et la forme des renforcements conduisent à des comportements plus au moins complexes en termes de déformation et de résistance. Les caractéristiques géotechniques du sol exercent une influence sur la distribution des contraintes au sein des renforcements et sur l'adhérence à l'interface sol/renforcement.

La détermination des paramètres de l'interface sol/géotextile sont fondamentaux dans la conception des structures de sol renforcés par géotextiles. Ceux-ci peuvent être déterminés par différents types de tests expérimentaux comme l'essai de cisaillement direct et l'essai d'extraction. Les ouvrages de sol renforcés par géosynthétiques peuvent être soumis à des charges statiques ainsi qu'à des charges dynamiques. C'est pourquoi, un dispositif expérimental, dédié spécifiquement à la caractérisation dynamique de l'interaction sol/géotextile, a été développé en collaboration entre les laboratoires 3SR et *IRSTEA* de Grenoble.

Ce chapitre est dédié principalement à la modélisation numérique des essais d'extraction statique et dynamique qui ont été réalisés au sein du laboratoire *IRSTEA*. Les modélisations numériques, qui doivent nous aider à la compréhension du comportement général, sont basées sur la méthode des éléments discrets et ont été menées à l'aide du code de calcul tridimensionnel *SDEC* développé au 3SR. Cette analyse permettra ainsi d'améliorer le dispositif d'essais, afin d'approcher la mesure du frottement sur le sol renforcé par géosynthétiques dans des conditions dynamiques. Des comparaisons entre modélisations et expérimentations finaliseront ce travail.

II.1. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement peut être déterminée par différents essais, notamment l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande et les essais à l'appareil triaxial classique.

II.1.1. Cisaillement à la boîte de Casagrande

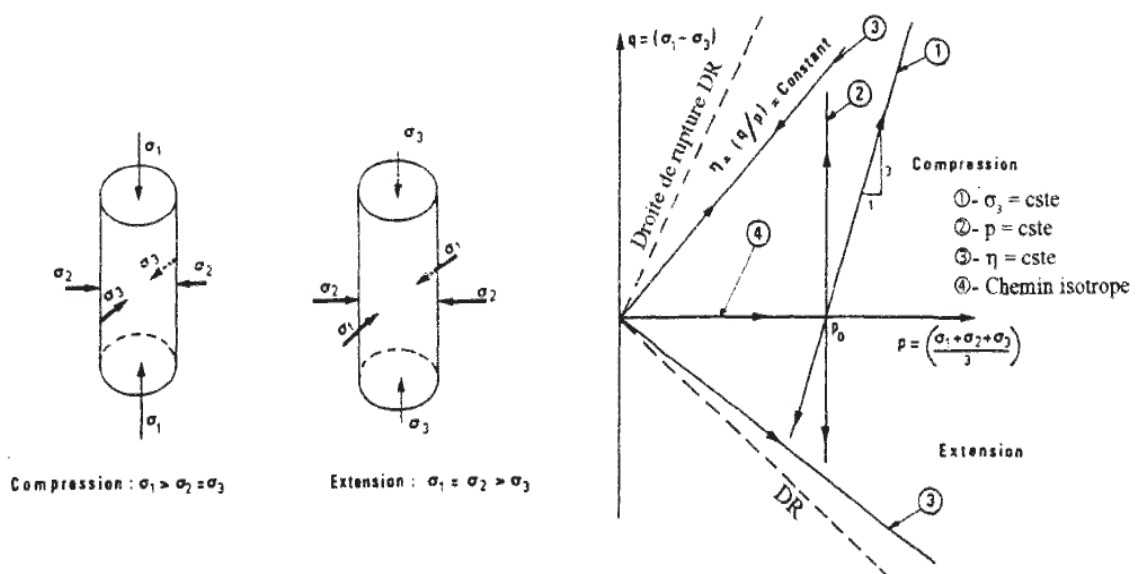
Les premiers types d'essai sont historiquement les essais de cisaillement direct. Lors de cet essai, une contrainte verticale (dite contrainte normale) ainsi qu'un effort de cisaillement sont appliqués à l'échantillon. Les résistances au cisaillement des sols sont déterminées en utilisant l'approche rigide-plastique. En revanche, les tenseurs de contraintes et de déformations sont inconnus en raison de leur non uniformité et le volume ne peut plus être considéré comme homogène. Le «simple shear test» est une amélioration du dispositif à la boîte de cisaillement direct car les tenseurs de contraintes σ sont uniformes. Les dispositifs «ring shear» de cisaillement annulaire appartiennent également à cette catégorie d'essais : le cisaillement est contrôlé par la torsion. L'intérêt principal de cet essai est de pouvoir suivre le comportement aux grandes déformations (plusieurs rotations sont possibles), et d'obtenir les valeurs de cisaillement résiduel qui interviennent, notamment dans les glissements de terrains, selon un plan de cisaillement prédéterminé.

II.1.2. Essai à l'appareil triaxial classique

Dans notre étude, l'intégralité des essais expérimentaux a été réalisée à l'aide de l'appareil triaxial de révolution; c'est l'essai le plus utilisé en mécanique des sols. Il permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage. L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniforme défini par un plan hydrostatique dans le plan horizontal et une contrainte verticale (Figure II.1a). L'essai triaxial présente aussi des limites; la principale limite est l'impossibilité d'assurer une rotation continue des directions des contraintes principales. Donc cet essai permet d'étudier qu'un seul plan de l'espace des contraintes appelé plan triaxial. Les variables utilisées dans cet essai sont:

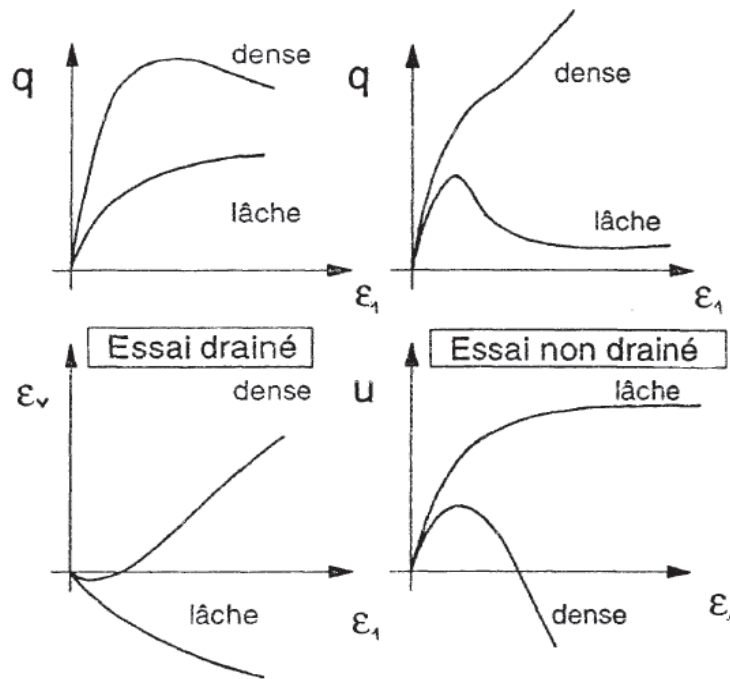
- $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$: déviateur de contrainte,
- $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$: contrainte moyenne totale,
- Δu : surpression interstitielle,
- $p' = p - \Delta u$: contrainte moyenne effective,
- $\eta = q/p$: rapport de contraintes,
- ε_1 ou ε_a : déformation axiale,
- ε_3 : déformation horizontale,
- $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$: déformation volumique,
- $\varepsilon_d = 2/3(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$: déformation de déviateur.

Outre le chemin de contrainte le plus classique ($dq=3dp$), l'essai triaxial permet de réaliser des chemins de contraintes plus spécifiques comme par exemple des chemins à rapport de contraintes η constant, à contrainte moyenne totale p constante ou encore à contrainte principale majeure σ_1 constante (Figure II.1b). Par ailleurs, l'appareil triaxial permet de réaliser des essais drainés ($\Delta u=0$) et des essais non drainés ($\Delta \varepsilon_v=0$) en compression et extension sous chargement monotone et cyclique, à déformation ou à contrainte imposée (contrôlée). La Figure II.1c montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sable lâche et dense en conditions drainée et non drainée.



a) Schéma de principe

b) Exemples de chemin de chargement au triaxial



c) Résultats typiques d'essais triaxiaux

Figure II.1 : Présentation de l'essai triaxial (Bahda 1997)

II.1.3. L'essai d'extraction

Un essai d'extraction de nappe géosynthétique consiste en l'arrachement d'un renforcement ancré dans un sol mis en place dans une cuve d'essai rigide. Différents niveaux de contraintes peuvent être appliqués à la surface du sol par un système de chargement qui permet de simuler différentes profondeurs de mise en œuvre. L'arrachement se fait à l'aide d'un dispositif d'extraction horizontal auquel est accroché le renforcement par l'intermédiaire d'un système de fixation. Selon l'instrumentation mise en place, différentes informations peuvent être déduites de l'essai, à savoir l'effort d'extraction qui permet de déterminer la contrainte de cisaillement et le frottement moyen le long de l'interface sol/renforcement, le déplacement et la déformation en certains points du renforcement ainsi que la dilatance du sol.

Plusieurs auteurs se sont intéressés à ce type d'essai afin de déterminer les paramètres d'interaction de différents types de renforcements (Chang et al. 1977, Palmeira et Milligan 1989, Ochiai et al. 1992, Farrag et al. 1993, Fannin et Raju 1993, Koerner 1994, Raju 1995, Alfaro et al. 1995, Lopes et Ladeira 1996, Sugimoto et al. 2001, Moraci et al. 2004, Moraci et Recalcati 2006,...etc.). Ces auteurs ont mené plusieurs campagnes d'essais sur différents types de renforcements extensibles et avec différents dispositifs. L'ensemble de ces travaux a permis d'une part, de mettre en évidence les paramètres influençant les résultats des essais d'extraction (méthode et type de dispositif d'essai, conditions aux limites, dimensions des appareils et des échantillons, etc.) et d'améliorer ce type d'essai au fur et à mesure de l'avancement des travaux de recherche. D'autre part ils ont permis de comprendre et d'analyser le comportement d'interface de différents renforcements extensibles.

II.1.3.1. Paramètres influençant les résultats des essais d'extraction au laboratoire

Une grande variabilité de résultats peut être obtenue dans les essais d'extraction en fonction des conditions aux limites, des dimensions des appareils d'essais, des procédures d'essais, des dimensions du renforcement, etc. Les résultats obtenus par différents auteurs (Johnston et Romstad 1989, Palmeira et Milligan 1989, Farrag et al. 1993, Raju 1995, Farrag et Morvant 2000, Chang et al. 2000, Sugimoto et al. 2001) sont ci-dessous confrontés entre eux afin d'analyser l'influence de certains paramètres (Lajevardi 2013).

a) Dispositif d'application de la contrainte de confinement (rigide et flexible)

Dans un essai d'extraction, le sol est généralement confiné dans une cuve dont le socle et les parois latérales sont rigides. La contrainte de confinement verticale est appliquée par une plaque rigide en contact avec le sol ou par un coussin d'air souple. L'influence de la rigidité du dispositif d'application des contraintes de confinement a été étudiée par Palmeira et Milligan (1989). Ces auteurs ont comparé les résultats des essais d'extraction réalisés avec un dispositif de chargement rigide et flexible. Ils concluent que l'utilisation d'un coussin d'air souple donne des valeurs de l'effort d'extraction maximum (au pic) inférieures aux valeurs obtenues en utilisant une plaque métallique rigide et indéformable (Figure II.2). L'utilisation d'un coussin d'air flexible permet une distribution plus uniforme des contraintes à la zone de contact sol/surcharge et conduit en conséquence, à une répartition plus uniforme des contraintes agissant à la surface du renforcement (Farrag et al. 1993). Cependant, le coussin d'air ne représente pas la rigidité du massif de remblai présent au-dessus du renforcement dans un ouvrage réel (Lajevardi 2013).

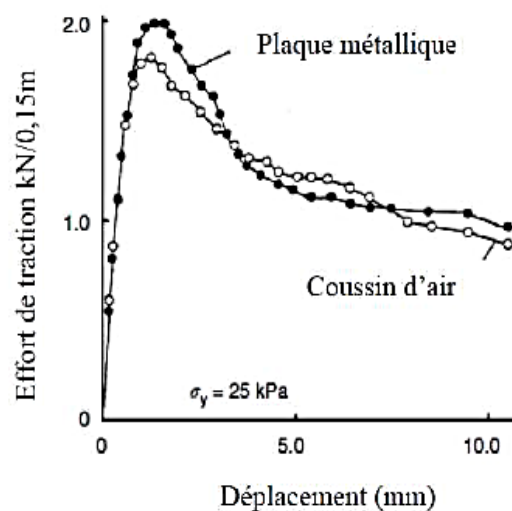


Figure II.2 : Influence de la rigidité du dispositif de chargement (Palmeira et Milligan 1989)

b) Rigidité et rugosité de la paroi frontale de la boîte d'essai

Afin d'étudier l'influence de la raideur de la paroi frontale de la cuve d'essai, Sugimoto et al. (2001) ont effectué des essais d'extraction avec des dispositifs spéciaux permettant de simuler des conditions aux limites souples ou rigides. Pour la limite souple, les

déplacements du sol au voisinage de la paroi frontale sont autorisés par l'utilisation de deux coussins d'air installés entre le sol et la paroi frontale de la cuve. Il a été constaté, en utilisant la technique des rayons x que la rigidité de la paroi frontale influence la distribution des déplacements le long du renforcement et donc les mécanismes d'interaction sol/renforcement. Une paroi frontale flexible permet une répartition uniforme des mécanismes d'interaction le long du renforcement, tandis que dans le cas d'une paroi frontale rigide, ces mécanismes d'interaction ne sont plus uniformes. En comparant les résultats des essais d'extraction effectués avec différentes rugosités de la paroi frontale (Figure II.3), [Palmeira et Milligan \(1989\)](#) ont démontré que le coefficient de frottement apparent à l'interface sol/renforcement augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement de l'interface entre la paroi frontale de la cuve et le sol. En général, afin de minimiser les effets de frottement avec la face avant de la cuve, des matériaux à faible frottement sont collés sur les parois ([Lajevardi, 2013](#)).

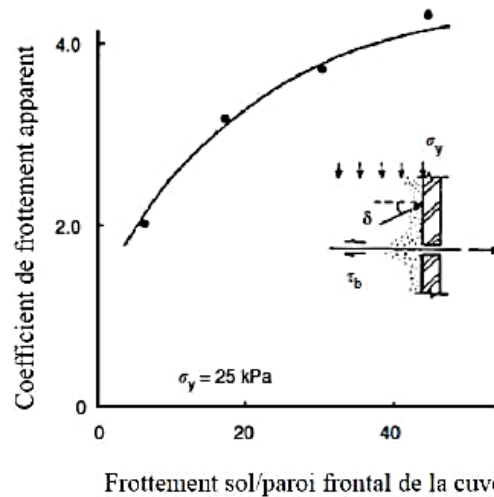


Figure II.3 : Influence de la rugosité de la paroi frontale de la cuve d'essai ([Palmeira et Milligan 1989](#))

Afin d'éviter les effets de la paroi frontale (rugosité et raideur), le renforcement est parfois placé à une certaine distance de celle-ci en utilisant des manchons métalliques fixés sur l'avant de la cuve. Différents auteurs ([Bolt et Duszynska 2000](#), [Farrag et al. 1993](#), [Lopes et Ladeira 1996](#), [Raju et al. 1996](#)) ont étudié l'influence de la longueur de ces manchons sur les résultats des essais. La comparaison des essais d'extraction réalisés sans manchon et avec des manchons de différentes longueurs ([Farrag et al. 1993](#)) a montré que l'augmentation de la longueur du manchon induit une diminution de la résistance à l'extraction et de la pression exercée sur la paroi frontale. [Raju et al. \(1996\)](#) ont effectué des calculs par éléments finis pour simuler différentes conditions aux limites liées à la présence des manchons sur la paroi frontale de la cuve. Ils en ont déduit que la présence des manchons se traduit par une diminution du coefficient de frottement apparent (f^*) par rapport aux essais sans manchon. Cette réduction n'est pas affectée par le type de contact (rugueux ou lisse) entre le sol et la paroi frontale. Il a enfin été démontré que les procédures utilisées afin de réduire le frottement à la paroi frontale (lubrification ou utilisation d'une paroi lisse) ne suffisent pas à réduire l'effet de la présence d'une paroi frontale rigide si les manchons ne sont pas utilisés ([Lajevardi, 2013](#)).

c) Frottement sur les parois latérales de la boîte d'essai

La contrainte de confinement verticale agissant à l'interface sol/renforcement est due à la contrainte normale appliquée sur l'échantillon de sol en surface de la cuve et au poids de la couche de sol au-dessus du renforcement. Compte tenu de l'épaisseur de cette couche, un frottement se développe le long des parois latérales de la cuve conduisant à une contrainte de confinement plus faible que celle appliquée. Johnston et Romstad (1989) ont mesuré la contrainte de confinement à proximité du renforcement avec des cellules de pression; en raison du frottement le long des murs latéraux, la contrainte de confinement à l'interface sol/renforcement est réduite de 35% par rapport à celle appliquée en surface de la cuve ($h/w = 0.27$; où h est l'épaisseur de la couche de sol au-dessus du renforcement et w est la largeur de la cuve). Les mêmes résultats ont été obtenus par d'autres chercheurs (Chang et al. 2000, Farrag et al. 1993) avec un dispositif d'essais dont le rapport $h/w = 0.43$. Dans ces cas, afin de minimiser les effets de frottement au niveau des parois latérales, des matériaux à faible coefficient de frottement sont collés aux parois (téflon, aluminium lisse, verre, membranes lubrifiées) (Lajevardi 2013).

d) Système de fixation du renforcement (interne ou externe)

Le système de fixation du renforcement peut être en dehors ou à l'intérieur de la cuve d'essai. Une analyse comparative de l'influence de la position du système de fixation sur l'interprétation des résultats d'essais a été faite par Farrag et Morvant (2000).

Selon ces auteurs, lors des essais effectués avec un système de fixation externe, la courbe des déplacements devrait être tracée à partir d'un point situé à proximité du système de fixation. Ce point devrait rester dans le sol sous confinement pendant toute la durée de l'essai. En outre, l'utilisation d'un système de fixation externe conduit à une réduction de la longueur d'ancrage pendant l'extraction du renforcement, et cette réduction doit être prise en compte dans l'interprétation de l'essai. Dans le cas contraire, c'est-à-dire si la réduction de la longueur d'ancrage n'est pas prise en compte lors du calcul de la résistance à l'extraction, les coefficients de frottement déduits de l'essai seront légèrement sous-estimés.

L'utilisation d'un dispositif de fixation de renforcement interne peut présenter deux avantages importants, la longueur d'ancrage reste constante pendant toute la durée de l'essai et le déplacement mesuré au niveau du dispositif de fixation correspond au déplacement de la première section confinée du renforcement. Cependant, ce système de fixation interne nécessite de réaliser une série d'essais préliminaires d'étalonnage dans les mêmes conditions aux limites mais sans renforcement. Ils permettront d'évaluer la résistance à l'extraction développée par le système de fixation seul qu'il faudra corriger lors des essais sur les renforcements (Lajevardi 2013).

e) Influence de la largeur du renforcement

Le rapport entre la largeur du renforcement et la largeur de la cuve semble être un paramètre influant sur les résultats des essais d'extraction (Ochiai et al. 1996, Bolt et Duszynska 2000, Moraci et Recalcati 2006 et Lajevardi et al. 2010).

Avec l'augmentation de ce rapport, une diminution d'effort de traction est observée. La norme (EN13738) indique qu'il convient que la distance entre le renforcement et les bords de la cuve soit au moins de 0.10 m. Bolt et Duszynska (2000) ont montré que le passage d'une distance de 0.10 m à une distance de 0.15 m conduit à augmenter l'effort de traction de 10%. Ochiai et al. (1996) ont aussi montré que le passage d'une distance de 0 m à une distance de 0.06 m (et de 0.06 m à 0.12 m) conduit à augmenter l'effort de traction de 24% (et 12%). Lajevardi et al. (2010) ont aussi montré que le passage d'une distance de 0.01 m à une distance de 0.30 m conduit à augmenter l'effort de traction entre 20 et 30% avec une dépendance à la contrainte verticale. L'augmentation de l'effort de traction peut entraîner une surestimation des paramètres d'interaction sol/renforcement comme par exemple le coefficient de frottement apparent.

De l'analyse de ces données, on peut conclure que l'utilisation d'un renforcement étroit (rapport entre la largeur du renforcement et de la cuve < 1), utilisé afin de réduire l'influence de la friction entre le sol et les parois latérales de cuve, peut entraîner une surestimation des paramètres d'interaction obtenus par des essais de laboratoire; cette surestimation n'est pas conservatrice pour la conception des ouvrages en sol renforcé. Il est donc important de limiter cette distance afin de réduire les effets de bord et les effets 3D (Lajevardi 2013).

f) Influence de la longueur du renforcement

La mobilisation d'un même effort de traction T , nécessite un déplacement en tête U_q , d'autant plus grand que la longueur de la nappe géotextile testée est importante. Rappelons que la longueur des nappes renforçant un massif influence sur sa déformation (Figure II.4).

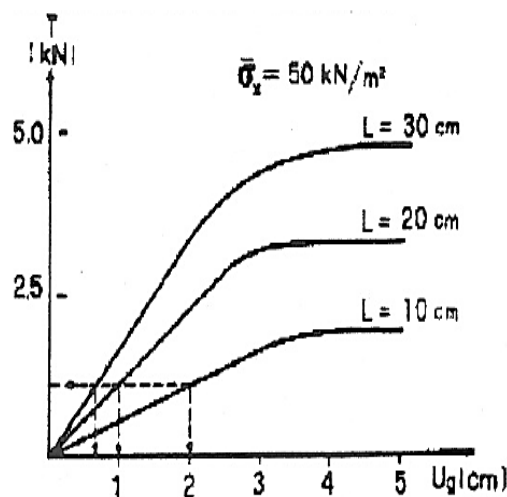


Figure II.4 : Essai d'extraction correspondant à trois longueurs différentes de la nappe géotextile (Delmas et al. 1979)

Les résultats d'essais d'extraction réalisés avec le même géotextile et une contrainte de confinement de 23 kPa sous deux longueurs différentes ($L = 0.45$ m et 0.80 m) montrent, que pour de faibles déplacements en tête, la longueur du géotextile n'a aucune influence sur le comportement effort-déplacement. Au-delà, d'un certain seuil de déplacement, les deux courbes divergent. Alors que la force d'extraction correspondant au renforcement le

mieux ancré continue d'augmenter jusqu'à atteindre la force de rupture par traction du géotextile. Celle qui est de longueur inférieure atteint rapidement un maximum suivi d'un palier correspondant à une rupture par glissement de l'inclusion par rapport au sol (Figure II.5).

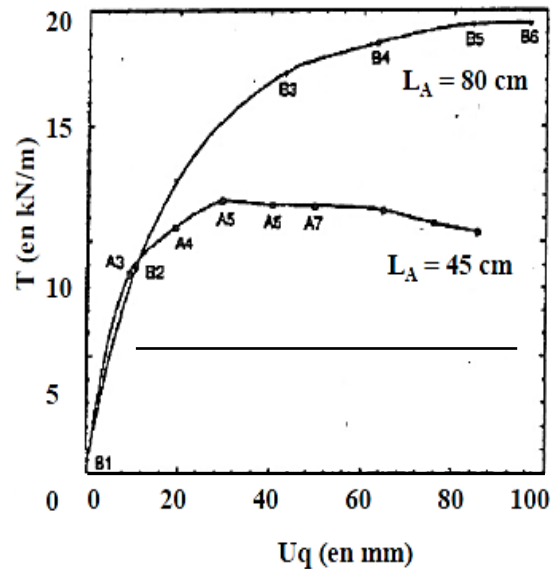


Figure II.5 : Effet de la longueur du renforcement
(Gouria-Malki 1998)

II.1.3.2. Synthèse des résultats de différents essais d'extraction de nappe géosynthétique issus de la littérature

Le Tableau II.1 regroupe les résultats des essais d'extraction en laboratoire selon plusieurs critères : Dimensions de la cuve, type de sol, type de géosynthétique et dimensions, vitesse d'extraction et contrainte de confinement. Ce tableau montre que :

- La plupart des cuves d'essai sont plutôt de forme rectangulaire, de dimensions (longueur \times largeur) variant entre 0.4 m \times 0.25 m et 2 m \times 1.10 m. Dans la plupart des cas, les dimensions des nappes de géosynthétique sont sensiblement plus petites que les dimensions des cuves d'essais.
- De nombreux types de sol ont été utilisés pour ces essais : sable, grave, argile et sols légers.
- Plusieurs types de géosynthétiques ont été utilisés avec des résistances à la traction comprises entre 6.2 et 200 kN/m : géotextile, géogrille, géo-composite et bande géosynthétique.
- La vitesse d'extraction varie entre 1 et 22 mm/min mais la plupart des essais ont été réalisés avec une vitesse standard de 1 mm/min.
- La contrainte de confinement varie entre 5 et 200 kPa et permet de simuler un remblai ou un talus ayant une hauteur maximale de 10 m.

Tableau. II.1 : Synthèse des essais d'extraction issus de la littérature (Lajevardi 2013)

Référence	Dimensions de la cuve (L × W) en (m×m)	Sol	Géosynthétique/ Résistance à la traction (en kN/m)	Dimensions du géosynthétique (l ×w) en (m×m)	Vitesse d'extraction en mm/min	Contrainte de confinement en kPa
Chen et Chen (1994)	0,40×0,25	sable	GR/100 -110	0,30×0,20	-	100-200-300
Bourdeau et al. (1994)	3×1	grave	GT/150	1,50×0,50	1	39 - 21
Forsman et Stunga (1994)	1,80×1,0	sable / roche concassée /argile expansé	GT/200 GR/35 GR/17,5-31,5 GR/80	(0,30-1,35)×0,30	1	7,5 à 70
Hausman et Clarke (1994)	1,0×0,60	Cendres volantes	-	-	1	19-41-78
Venkatappa Rao et Balan (1994)	0,60×0,60	sable fin	GT tissé /58 GT non- tissé/6,2	(0,1-0,2-0,3)×w	1	6,86
Oostveen et al. (1994)	3×1,30	sable	GR	(0,54-0,77-1-1,70)×1	6	35 à 110
Goodhue et al. (2001)	1,52×0,61	sable de fonderie	GR/57,8 GT/51,1	1,31×0,41	1	10-30-50
Kuwano et al. (2004)	0,40×0,30	sable/ silice	GR	0,30×0,30	1	15-25-35
Santos (2007)	1,50×0,70	matériaux recyclés	GR/61	-	6,8	25-50-100
Silvano et al. (2004)	1,5×0,9	sable	GR /mo/110 GR/90 GT/120 GMP/98	1×0,30	2	50
Moraci et al. (2004)	1,70×0,60	sable	GR/ 100 GR/ 145 GR/ 170	(0,40-0,90-1,15) ×0,58	1	10 à100
Bolt et Duszynska (2002)	1,60×0,60	sable	GR/40	(1,50-1,20)×0,40	2	25 à100
Pinho-lobes et al. (2006)	1,50×0,90	sable	GT /bi/65 GR /bi/55-80 GMP/100	1×0,30	2	50
Moraci et al. (2002)	1,50×0,60	sable/ grave limoneux	GR/ 66	(0,40-0,90-1,15) ×0,58	1	10 à 100
Sugimoto et al (2001) / Sugimoto et Alagiyawanne (2003)	0,68×0,3	Sable de silice	GR / 11,8 GR /54	0,5×0,3	1	5 à 93

GR : géogrille, GT : géotextile, GMP : géo-composite, mo : mono-axiale, bi : bi-axiale, L : longueur de cuve, W : largeur de cuve, l : longueur de nappe et w : largeur de nappe

II.1.3.3. Essai d'extraction statique

L'appareil typique d'extraction tel qu'il est décrit par la norme européenne comprend une boîte rigide ouverte composée de deux côtés parallèles lisses, une paroi arrière, une porte amovible et une plaque de fond (Figure II.6). Pour effectuer l'essai statique on applique une force horizontale à un échantillon géosynthétique positionné entre deux couches de sol. La force nécessaire pour extraire l'échantillon hors du sol est enregistrée. Le test peut être réalisé tout en appliquant une contrainte verticale à la couche supérieure du sol. Le système d'extraction doit être suffisamment robuste pour permettre d'extraire totalement l'échantillon hors de l'appareil et d'appliquer la force d'extraction à un taux constant de déplacement.

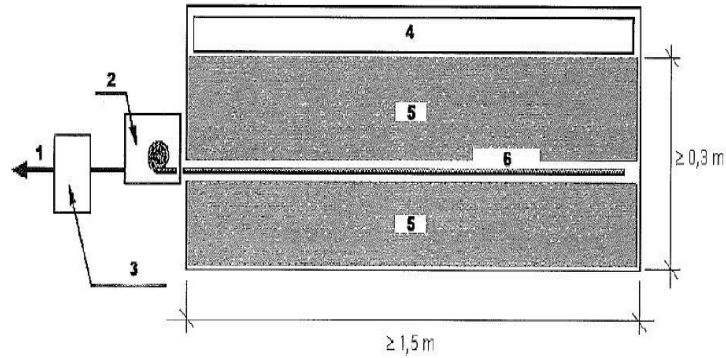


Figure II.6 : Schéma de principe de l'appareil d'extraction (AFNOR, 2005) 1. Dispositif d'extraction, 2. Mors, 3. Force d'extraction, 4. Coussin d'air, 5. Sol, 6. Nappe géosynthétique

La résistance d'extraction (définie par mètre de large) est obtenue en divisant la force de traction par la largeur de l'éprouvette. [Palmeira \(2009\)](#) a effectué des tests sur du sable fin et des géotextiles en utilisant différentes hauteurs de sol au-dessus de la nappe et en testant différents type de manchon. Il a démontré que les résultats des tests d'extraction étaient fortement influencés par les conditions aux limites et qu'il était préférable de lubrifier la face frontale de la cuve ou d'utiliser un manchon frontal pour minimiser l'influence de la face amont de la boîte sur les résultats des tests. La Figure [II.7](#) montre quelques conditions aux limites caractéristiques de l'essai d'extraction proposées dans la littérature. [Palmeira](#) a suggéré, sur la base d'autres résultats de chercheurs ([Dias, 2003](#)), qu'il était préférable d'utiliser de grandes boîtes d'extraction.

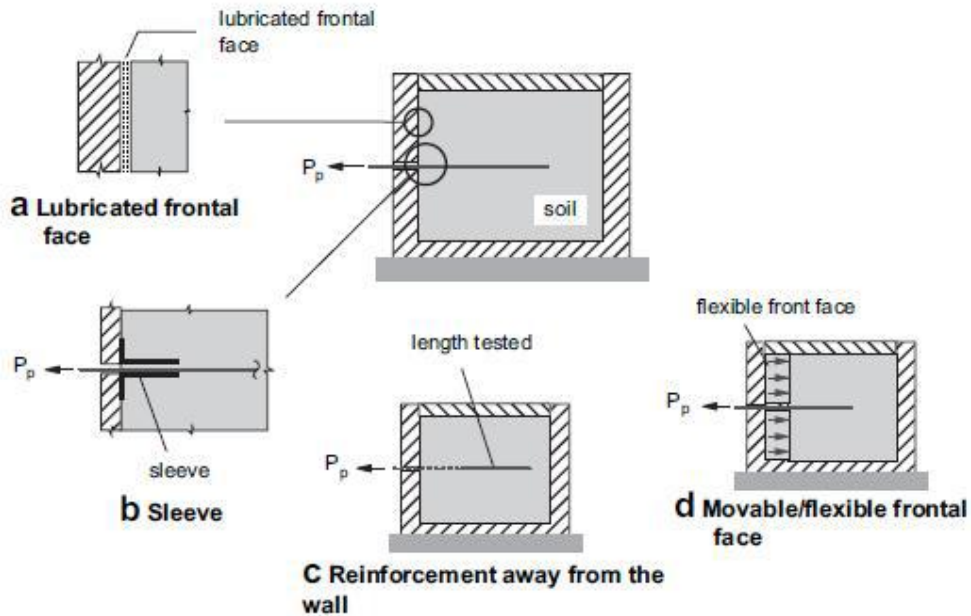


Figure II.7 : Conditions aux limites de l'essai d'extraction ([Palmeira, 2009](#))

D'après l'ensemble des résultats obtenus en considérant différentes hauteurs de cuve, on constate [Figure II.8](#) que la plus faible hauteur de boîte a donné une réponse d'extraction plus rigide et une charge maximale supérieure. Une influence moindre de la hauteur de la boîte a été observée pour des hauteurs supérieures à la longueur du renfort. Les résultats de

la Figure II.9 montrent que la présence d'un manchon conduit à des charges d'extraction maximales supérieures à celles observées dans le cas d'une face frontale lubrifiée.

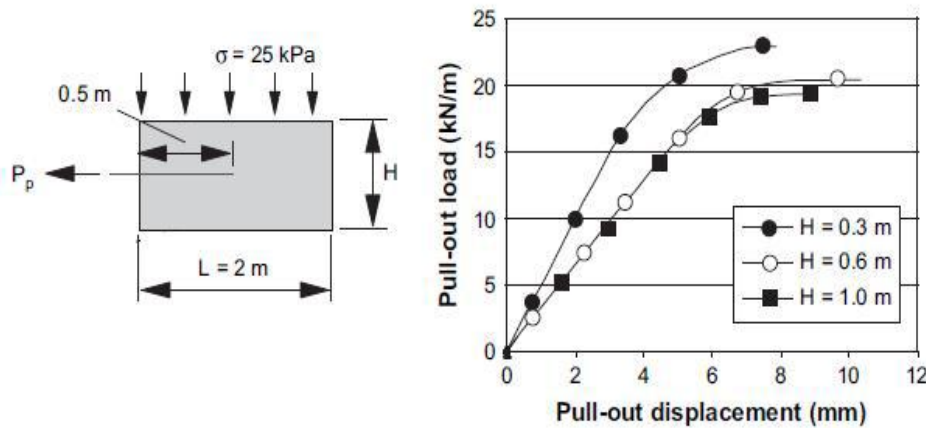


Figure II.8 : Influence des dimensions de la boîte d'extraction (Dias, 2003)

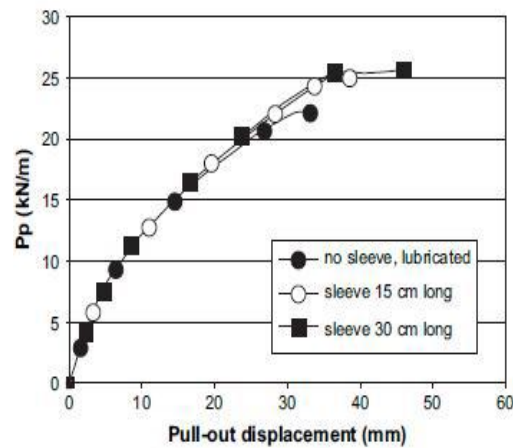


Figure II.9 : Influence de la longueur d'un manchon positionné sur la paroi frontale de la boîte (Palmeira, 2009)

Dias et al. (2010) ont mené des essais d'extraction sur des renforts métalliques (Haute adhésion bande HA) et synthétiques (*GeoStraps*) dans un matériau granulaire (sable d'*Hostun RF*). Des capteurs de force ont été installés au fond de la cuve pour estimer la variation des contraintes dues à la friction sur les parois internes de la boîte. Les résultats obtenus par ces capteurs de force ont montré que les contraintes mesurées à la base de la cuve sont inférieures de 30 à 40% à celles qui sont appliquées à la surface. Ils ont conclu à partir de l'analyse expérimentale que le coefficient de frottement maximal à l'interface sol/renforcement diminue avec l'augmentation du confinement pour les deux types de renfort. D'après les auteurs cela est dû au mécanisme de dilatance du sol qui conduit à une augmentation de la contrainte verticale autour de l'armature sous de faibles sollicitations verticales.

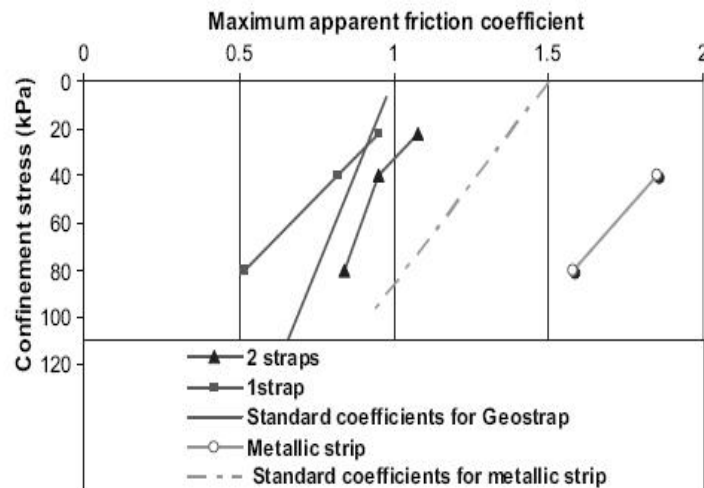


Figure II.10 : Evolution du coefficient de frottement maximal par rapport à la contrainte de confinement (Dias, 2010)

De nombreuses modélisations numériques ont été proposées dans la littérature dans le but d'interpréter les résultats des essais d'extraction. Page et Bruhier (2006) ont utilisé le logiciel Flac pour simuler l'essai d'extraction dans le cas d'une géogrille confinée dans un sol (Brasschaat). La résistance au cisaillement à l'interface géosynthétique est modélisée en utilisant une loi de frottement de Mohr-Coulomb. Les auteurs ont utilisé plusieurs types d'éléments structurels dans Flac (poutre, éléments d'interface et éléments câble) pour déterminer l'influence de chaque type élément. Ils ont, pour chacun d'eux, déterminé les valeurs des paramètres à utiliser pour approcher au mieux les résultats expérimentaux et en ont déduit que les éléments structuraux de type poutre associés à des éléments d'interface sont les meilleurs pour simuler l'essai d'extraction (Figure II.10). Ils ont conclu également que l'angle de frottement, la cohésion et la longueur de la nappe géosynthétique ont un impact important sur la force d'extraction, mais que les influences de la vitesse d'extraction, du module de Young du sol et du coefficient de Poisson de la géogrille sont non significatives dans la gamme testée.

Beneito et Gotteland (2001) ont utilisé des éléments structurels de type câble et des éléments « coque » dans le logiciel *FLAC3D* afin d'étudier les comportements en membrane et en ancrage d'un géotextile. L'essai d'extraction d'une nappe géosynthétique a été retenu pour étudier le comportement d'ancrage. Les déplacements en divers points de la nappe ont été enregistrés. Le phénomène de mobilisation progressive de la nappe géosynthétique a été correctement mis en évidence par l'approche numérique en utilisant des conditions de contact rigide entre le sol et la nappe géosynthétique. Pour des faibles valeurs du déplacement en tête de la nappe, les points éloignés de la zone d'extraction restent immobiles. Avec l'augmentation du déplacement en tête, ces points finissent par se déplacer proportionnellement au déplacement du point situé en tête. Dans aucune des simulations réalisées, la plastification complète de l'interface n'a pas pu être atteinte, même en utilisant des éléments « Câble » associés à des éléments d'interface.

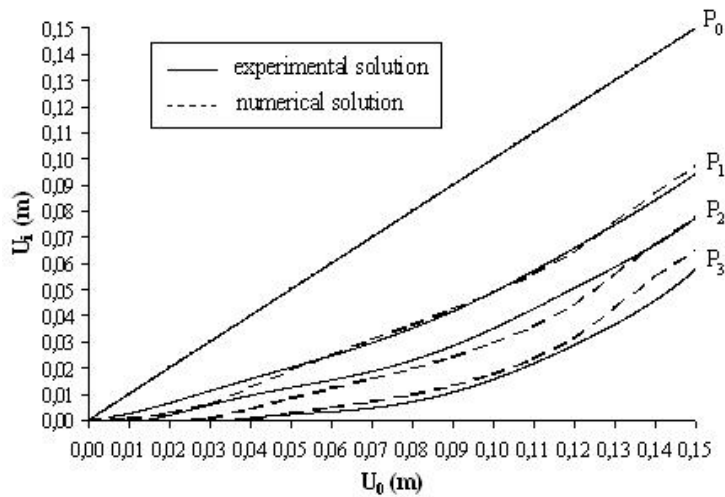


Figure II.11 : Résultats de l'essai d'extraction avec des conditions de contact rigides (sans interface) (Beneito and Gotteland, 2001)

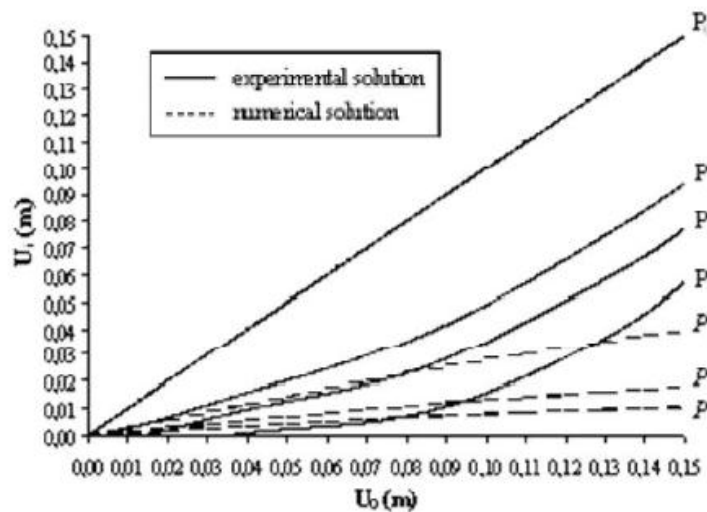


Figure II.12 : Résultats de l'essai d'extraction modélisé avec des éléments « Câble » associés à des éléments d'interface (Beneito and Gotteland, 2001)

II.2. Modélisation numérique discrète

II.2.1. Présentation et description

II.2.1.1. Méthodes existantes

La description du contact entre deux sphères élastiques par [Hertz \(1881\)](#), peut être vue comme un des travaux initiateurs dans le domaine de la mécanique discrète, mais ce n'est que dans la deuxième moitié du siècle dernier que les méthodes numériques discrètes ont pris leur essor avec notamment la croissance des puissances de calcul des ordinateurs.

Le principe de ces approches est de représenter le comportement d'un matériau par un ensemble de particules en interaction. Elles s'avèrent ainsi particulièrement bien adaptées à la modélisation de milieux granulaires et de discontinuités matérielles, et s'appliquent notamment pour des ouvrages présentant des zones de rupture et des déformations importantes.

Dans les domaines du génie civil et de la géotechnique, les méthodes discrètes sont aujourd'hui mises en œuvre pour des applications aussi nombreuses que variées : renforcement de sol par géosynthétiques [Le Hello 2007], impact sur mur en béton armé (Shiu et al. 2008), instabilité de massif rocheux (Duriez, 2009),...

Les différentes méthodes existantes diffèrent principalement par le schéma de résolution employé, la forme des éléments et les lois d'interactions entre contact. Parmi cet ensemble de possibilités, deux grandes tendances se dégagent : les approches issues de la dynamique des contacts ou de la dynamique moléculaire, qui se différencient essentiellement par la déformabilité tolérée ou non des contacts inter particulaires.

a) Dynamique des contacts

Dans l'approche de dynamique des contacts, initiée par Jean Moreau (1992) et Michel Jean (1999), les particules sont considérées comme indéformables, même au niveau du contact, de sorte qu'elles ne peuvent s'interpénétrer. Les interactions au niveau des contacts sont pilotées par des lois de chocs qui impliquent une discontinuité temporelle des vitesses et des forces (Figure II.13). Le système mécanique est alors dit non régulier et nécessite un schéma de résolution implicite. Ce type d'algorithme permet l'utilisation d'assez grand pas de temps mais nécessite un grand nombre d'opérations à chaque pas de calcul. Aussi, cette approche semble peu à même de modéliser le comportement élastique d'un matériau du fait de la condition d'unilatéralité.

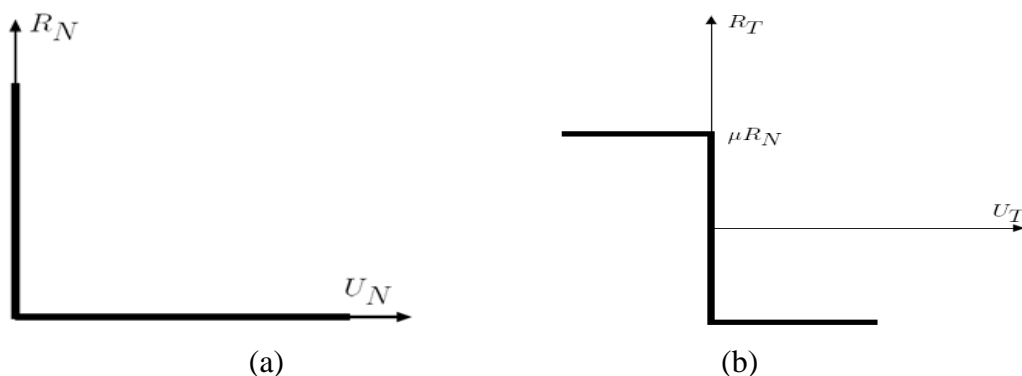


Figure II.13 : Lois de contact normal (a) et de frottement sec (b) non régulières (Saussine, 2004). Avec R_N et R_T les composantes normale et tangentielle de la force de contact, U_N et U_T les composantes normale et tangentielle de la vitesse relative entre particules et μ le coefficient de frottement

b) Dynamique Moléculaire

La méthode dite « dynamique moléculaire » se base également sur des éléments indéformables mais qui sont susceptibles de s'interpénétrer légèrement au niveau d'un contact. Issue de la dynamique moléculaire, la Méthode des Eléments Discrets (MED) est introduite par Cundall (1971) pour le traitement de problèmes de mécanique des roches. Développée par la suite (Cundall et Strack 1979), elle est aujourd'hui la plus utilisée dans le domaine du génie civil.

L'interpénétrabilité tolérée entre les grains permet d'établir des lois régulières liant la force de réaction à l'interpénétration au niveau des contacts. De ce fait un algorithme de

résolution explicite peut être adopté. Ce schéma, conditionnellement stable, requiert toutefois un pas de temps très petit pour assurer la convergence du calcul.

Initialement réservés au monde de la recherche, les codes de calcul éléments discrets ont fait leur apparition dans le commerce à l'image des logiciels *3DEC* et *PFC^{3D}*, tous deux fournis par l'éditeur *Itasca Consulting Group*. Ils permettent d'aborder un panel de problématiques discrètes de mécanique des roches et des milieux granulaires par le traitement de l'interaction entre, respectivement, des blocs polyédriques ou des éléments sphériques.

La *MED*, et plus particulièrement le code de calcul *SDEC*, développé au laboratoire 3SR, a été retenue dans le cadre de notre étude pour deux raisons principales : l'élasticité du matériau peut être facilement reproduite (propagation d'ondes) et la méthode reste applicable aussi bien pour des problèmes quasi-statiques que dynamiques. De plus la géométrie des ouvrages de protection et du chargement d'impact justifie le caractère tridimensionnel de la modélisation entreprise.

II.2.2. Principe de la MED

La *MED* telle qu'elle est utilisée dans les codes *PFC^{3D}* ou *SDEC* permet de modéliser le comportement d'un ensemble de particules sphériques rigides qui interagissent entre elles par le biais d'interactions de contact calculées à partir des interpénétrations admises entre les sphères en contact.

La résolution de ce problème au cours du temps est menée de manière cyclique (Figure II.14) par la succession des phases suivantes :

- Détection des contacts à partir des positions connues des éléments discrets.
- Calcul des forces d'interaction des particules en contact.
- Calcul des positions et des vitesses des éléments discrets au pas de temps suivant par la double intégration du Principe Fondamental de la Dynamique.

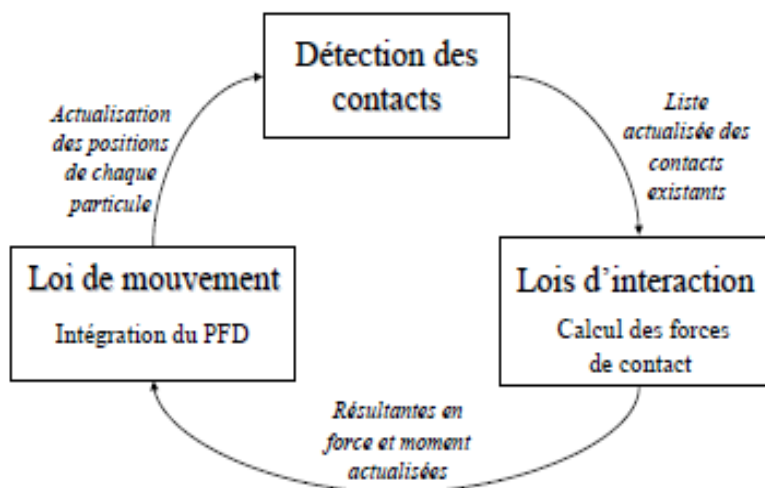


Figure II.14 : Synthèse du cycle de calcul de la MED

II.2.2.1. Loi de mouvement

La cinématique de chaque particule sphérique i est caractérisée à la fois par un mouvement de translation de son centre de gravité, décrit par sa position \vec{x}_i , sa vitesse $\vec{\dot{x}}_i$ et son accélération $\vec{\ddot{x}}_i$, et par un mouvement de rotation, décrit par sa vitesse angulaire $\vec{\omega}_i$ et son accélération angulaire $\vec{\dot{\omega}}_i$.

L'évolution dynamique du mouvement de chaque particule au pas de temps t est calculée en appliquant le Principe Fondamental de la Dynamique à partir des résultantes de force et de moment, comprenant les forces de contact ainsi que l'ensemble des efforts extérieurs.

$$\vec{F}_{\rightarrow i}(t) = m \cdot \vec{\ddot{x}}_i(t) \quad (II.1)$$

$$\vec{M}_{\rightarrow i}(t) = I_G \cdot \vec{\dot{\omega}}_i(t) \quad (II.2)$$

$$\text{Avec } I_G = \frac{2}{5} m R^2 \quad (II.3)$$

Où :

- m : la masse de la particule i .
- I_G : le moment d'inertie passant par G d'un élément sphérique.
- R : le rayon de la particule i .
- $\vec{F}_{\rightarrow i}$: la résultante des forces de contact et des forces extérieures appliquées à la particule i .
- $\vec{M}_{\rightarrow i}$: la résultante des moments, dus aux forces de contact et aux forces extérieures appliquées à la particule i .

Les positions et vitesses actualisées au pas de temps suivant $t + \Delta t$ sont obtenues ensuite par la simple et double intégration des équations (éq. (II.1) et (II.2)). Cette résolution fait intervenir un algorithme de calcul appliqué à chaque intervalle de temps Δt , qui repose sur un schéma explicite aux différences finies centrées d'ordre un.

Les vitesses de translation et de rotation exprimées au demi-intervalle $t + \Delta t / 2$ s'écrivent alors :

$$\vec{\dot{x}}_i(t + \Delta t / 2) = \vec{\dot{x}}_i(t - \Delta t / 2) + \vec{\ddot{x}}_i(t) \cdot \Delta t \quad (II.4)$$

$$\vec{\dot{\omega}}_i(t + \Delta t / 2) = \vec{\dot{\omega}}_i(t - \Delta t / 2) + \vec{\ddot{\omega}}_i(t) \cdot \Delta t \quad (II.5)$$

Finalement, les vitesses de translation servent à l'actualisation de la position des particules (éq. (II.6)). Il s'en suit alors un nouvel état de l'assemblage nécessitant une mise à jour des contacts existants entre grains.

$$\vec{x}_i(t + \Delta t) = \vec{x}_i(t) + \vec{\dot{x}}_i(t + \Delta t / 2) \cdot \Delta t \quad (II.6)$$

L'intérêt d'un tel schéma numérique est son efficacité, dans le sens où contrairement à un schéma implicite il ne nécessite pas d'inversions de matrices (coûteuses en nombre d'opérations et en mémoire). Cependant pour s'assurer de la stabilité de cette méthode, il conviendra de vérifier que les conditions de convergence sont respectées.

II.2.2.2. Détection de contact

Au cours d'une simulation, le déplacement des particules discrètes engendre la création ou la disparition de contacts au sein d'un échantillon. Il convient alors, à partir de la position de l'ensemble des éléments discrets, d'actualiser la liste des contacts à chaque début de cycle. Dans le cas le plus simple, où le modèle est constitué d'éléments sphériques sans considération d'interaction à distance, deux sphères sont en contact si la distance entre leur centre est inférieure à la somme de leur rayon. Pour les formes autres que sphériques la procédure de détection de contact se complique avec l'irrégularité de la géométrie de l'élément. A noter également que pour des surfaces concaves l'unique contact ponctuel sphère-sphère peut laisser place à des contacts multiples, linéiques ou surfaciques.

Dans le cycle de la *MED*, la détection des contacts occupe une part importante du temps de calcul. Ce constat est d'autant plus vrai si l'ensemble des contacts potentiels entre toutes les particules est systématiquement vérifié.

Dans le but de diminuer le temps alloué à la détection de contact, certains auteurs se sont attachés à trouver des voies d'optimisation à cette procédure. Deux méthodes sont couramment mises en place : la première consiste à rechercher les particules en contact avec une particule de référence parmi la liste de ses plus proches voisins (présents dans un rayon d'interaction par exemple).

La seconde approche repose sur la décomposition de l'espace en une grille les contacts associés à une particule sont alors recherchés parmi les particules présentes dans la même maille ou dans une maille voisine.

II.2.2.3. Modèles d'interaction

Dans la *MED*, le comportement macroscopique d'un assemblage de grains est conditionné par les lois d'interaction implémentées à chaque contact et par l'agencement initial des particules. La force de la *MED* est de permettre de simuler des comportements macroscopiques complexes à partir de modèles de contact très simples. Ces lois s'expriment le plus souvent en fonction de l'interpénétration et du déplacement relatif entre particules et sont définies de manière générale pour les géomatériaux par : un modèle de raideur, un modèle de glissement et éventuellement un modèle de cohésion. Dans le domaine des éléments discrets, de nombreux modèles de contact ont été développés en allant des plus simples, s'appuyant sur des considérations élastiques linéaires, jusqu'aux plus avancés : élasticité non linéaire, élasto-plasticité (Luding, 2005), viscosité (Iwashita et Oda 2000). De même, certains auteurs ne se limitent pas au traitement de l'interaction entre particules qui se recouvrent localement, mais l'étendent aux éléments non en contact en introduisant la notion de rayon d'interaction (Figure II.15).

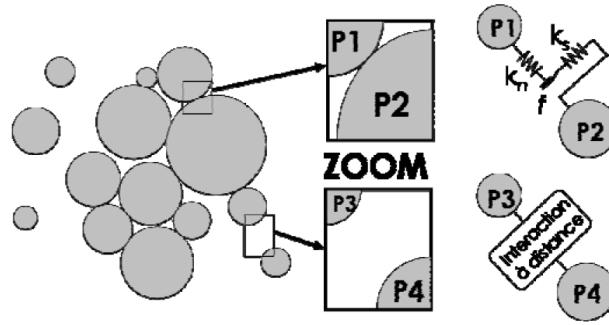


Figure II.15 : La méthode aux éléments discrets (MED) – Cundall et Strack (1979)

Parmi les modèles discontinus reposant sur la méthode aux éléments discrets (MED) et utilisés à l'échelle des ouvrages, citons les codes de calcul PFC^{3D} (Cundall et Strack 1979) et $SDEC$ (Plassiard et al, 2006). La MED peut être utilisée par exemple pour modéliser un merlon de protection (ex. parement avec zone de renforcement avec un remblai de masse à l'aval). Cette méthode permet de modéliser des sols à partir d'un assemblage de grains (cercles en 2D et sphères en 3D) en faisant interagir des éléments par des lois de contact plus ou moins complexes, et avec la possibilité de faire intervenir des lois d'interaction à distance entre les éléments constitutifs d'un volume de sol. Les codes de calcul employés sont disponibles dans le commerce ou dans les laboratoires de recherche.

Dans la suite de ce document, nous avons centré notre attention sur les modèles qui ont été mis en œuvre dans notre travail. En parallèle, quelques remarques ont été apportées sur les autres approches à titre d'information et de comparaison avec les éléments présentés.

a) Contact à raideur constante

Les particules sphériques i et j , sont reliées par des ressorts en parallèle (K_n , K_s) (Figure II.16), placés respectivement dans les directions normales (\vec{n}) et tangentielle (\vec{t}) au contact (Figure II.17).

La force normale F_n est calculée à partir de l'interpénétration notée U_n :

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad (II.7)$$

Tandis que la force tangentielle F_s est calculée à chaque pas de temps de manière incrémentale en fonction de l'incrément de déplacement tangential relatif, noté ΔU_s , entre les deux particules :

$$\Delta F_s = K_s \cdot \Delta U_s \quad (II.8)$$

Les raideurs des contacts K_n et K_s sont définies (éq. (II.9) et (II.10)) en fonction des raideurs associées à chaque particule : (K_n^i, K_s^i) pour la particule i , et (K_n^j, K_s^j) pour la particule j .

$$K_n = \frac{K_n^i \cdot K_n^j}{K_n^i + K_n^j} \quad (II.9)$$

$$K_s = \frac{K_s^i \cdot K_s^j}{K_s^i + K_s^j} \quad (II.10)$$

En l'absence de cohésion, les forces de contact normale et tangentielle ne sont définies que lorsque l'interpénétration inter particulaire est effective, c'est à dire lorsque le contact est en compression.

A noter que lors de la présentation de nos modèles on adoptera parfois comme paramètres, le module de rigidité du contact E_c et le coefficient adimensionnel α pour caractériser les raideurs élastiques.

$$K_n^i = E_c^i \cdot R_i \quad (II.11)$$

$$\alpha_i = \frac{K_s^i}{K_n^i} \quad (II.12)$$

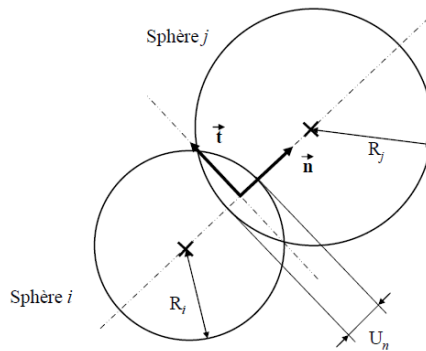


Figure II.16 : Géométrie du contact présentant une superposition des particules

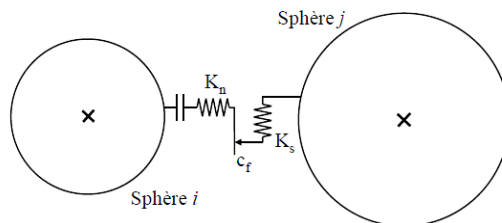


Figure II.17 : Représentation schématique d'un contact frottant non cohésif

b) Contact de Hertz-Mindlin

Alternativement à l'approche avec raideurs constantes, le modèle de [Mindlin et Deresiewicz \(1953\)](#) utilise des relations non linéaires qui s'expriment en fonction du module de cisaillement et du coefficient de Poisson des sphères élastiques en contact. Ces relations rendent compte de l'augmentation de la surface de contact avec la force.

Les raideurs en fonction de l'interpénétration, nécessitent d'être actualisées à chaque pas de temps ce qui s'avère être coûteux d'un point de vue calculatoire. [Cundall \(1988\)](#) montre que les raideurs constantes, plus simples à mettre en place, permettent d'atteindre des comportements macroscopiques équivalents pour des applications quasi-statiques.

II.2.2.4. Glissement

Dans la direction tangentielle, une loi de frottement de type Coulomb est introduite pour limiter la force tangentielle (Figure II.17). Un patin frottant caractérisé par le coefficient de

frottement c_f est alors mis en série avec la raideur tangentielle K_s . Il définit ainsi la limite de glissement au niveau du contact, et plus généralement la résistance d'un matériau purement frottant d'un point de vue macroscopique.

La condition de frottement s'écrit en fonction de l'effort normal F_n et du coefficient de frottement c_f , qui est pris égal au minimum des coefficients de frottement des deux éléments en contact.

$$|F_s| \leq C_f \cdot F_n \quad (II.13)$$

Le modèle de comportement adopté pour la modélisation des contacts dans un matériau purement pulvérulent est synthétisé (Figure II.18).

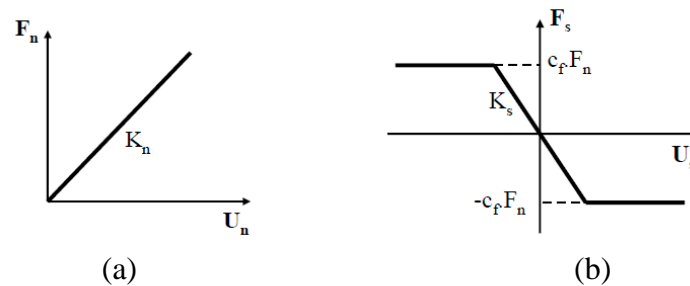


Figure II.18 : Lois d'interaction : (a) comportement élastique linéaire dans la direction normale ; (b) comportement élastique parfaitement plastique dans la direction tangentielle

II.2.2.5. Cohésion et traction

Pour la modélisation de matériaux cohésifs, il est également possible de représenter le comportement en traction par des liaisons déformables susceptibles de se rompre.

Là aussi, il existe dans la littérature un grand nombre de modèles. Le plus simple consiste à considérer une cohésion de contact dans les deux directions du contact sans modification des raideurs associées. Lorsque la force de contact atteint la résistance limite en traction, le contact est perdu : la rupture est dite fragile. Il est également possible d'introduire une raideur propre au mode de traction K_t , et d'y associer une rupture fragile ou ductile, avec ou sans adoucissement (Itasca 2006) (Figure II.19).

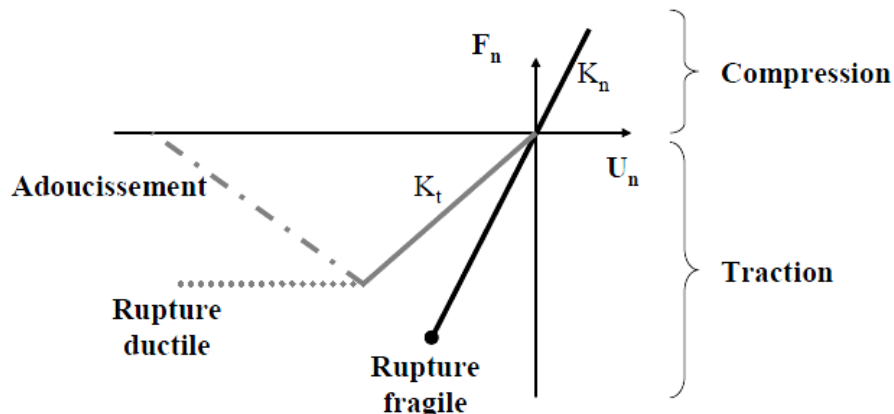


Figure II.19 : Illustration des lois de traction

Un autre type de liaison : « *parallel bond* » (Itasca 2006) prend en compte une cimentation du contact autorisant ainsi la transmission d'efforts de flexion en plus des efforts de traction et de cisaillement. Dans la direction tangentielle, un terme faisant intervenir une

cohésion peut également être ajouté aux efforts de frottement dans l'expression de la force limite tangentielle (éq. II.13).

Nous nous sommes focalisés essentiellement sur le comportement des matériaux pulvérulents, c'est pourquoi ce type d'interaction n'a pas été plus détaillé dans ce chapitre. Le lecteur pourra cependant se reporter, entre autres, aux travaux de [Deluzarche et Cambou \(2005\)](#) (cohésion entre particules) ou [Hentz et al. \(2004\)](#) (comportement du béton) pour illustrer l'emploi de contact cohésif dans un milieu granulaire.

II.3. Morphologie des éléments et limitation des rotations

L'élément de base utilisé dans les méthodes discrètes est généralement de forme sphérique car elle présente l'avantage de faciliter à la fois la procédure de détection de contact, ainsi que l'écriture du Principe Fondamental de la Dynamique pour chaque élément (pas de moment engendré par une force normale au contact, et moment d'inertie unique pour une sphère). La forme des particules a une conséquence directe sur le comportement des matériaux modélisés, et s'avère être limitant d'un point de vue de la résistance au cisaillement notamment. Dans un assemblage de sphères, le roulement entre particules est tel qu'il est difficile de simuler un matériau, de type sol graveleux ou sableux par exemple, présentant un angle de frottement macroscopique important ([Bardet, 1994](#)).

Dans les géomatériaux, les grains ne peuvent vraisemblablement pas rouler les uns sur les autres en raison du caractère rugueux de leur surface. En modélisation, de nombreux développements ont été menés dans le but de limiter les rotations dans un assemblage de grains. Les principales approches reposent sur :

- le blocage des rotations
- l'utilisation de particules élémentaires non sphériques
- l'utilisation de *clumps*
- le contrôle du moment

II.3.1. Blocage des rotations

Une des premières solutions consiste à venir bloquer les rotations des sphères de tout ou partie des éléments discrets afin de limiter ou empêcher le phénomène de roulement grain-grain. Cette technique permet d'augmenter significativement la résistance des échantillons ([Calvetti et al. 2003](#)) mais pose le problème de la représentativité physique de cette hypothèse.

II.3.2. Éléments non sphériques

Les éléments de forme ellipsoïdique, polyédrique,... en lieu et place des éléments sphériques permettent d'introduire de l'angularité et/ou des contacts multiples entre éléments. Ces éléments de forme complexe peuvent être générés dans le but de représenter la morphologie réelle d'un grain ([Saussine, 2004](#)) ou non ([Calvetti, 1998](#)) (Figure II.20).

En conséquence, la procédure de contact et le calcul de la résultante des moments sont considérablement alourdis.

II.3.3. Clumps

De manière concurrente, l'utilisation de clumps (agglomérats de particules sphériques rigides et non sécables) permet de travailler avec des agrégats de formes complexes en s'affranchissant des problèmes de détection de contact. De manière analogue à l'approche précédente, les clumps peuvent s'apparenter à la forme des grains étudiés ou bien être seulement présents dans le modèle pour apporter une angularité géométrique suffisante pour modéliser des angles de frottement importants.

Le code de calcul utilisé, ne permet pas de traiter des formes de particules élémentaires autres que sphériques mais autorise toutefois l'utilisation de clumps composés de sphères.

Il est également possible de prendre en compte la rupture dans ces agglomérats pour simuler la fracturation d'un bloc rocheux par exemple (Thornton et Liu 2004 ; Deluzarche 2004). Dans cette configuration le terme de cluster est plus couramment usité.

II.3.4. Contrôle du moment

En conservant la géométrie circulaire (2D) des éléments, Iwashita et Oda (1998) ont initié le travail sur la résistance au roulement pour prendre en compte le caractère surfacique, et non ponctuel, d'un contact grain-grain réel. Cette loi étendue en 3D par Plassiard (2007), gère le transfert de moments (Loi de Transfert du Moment – *LTM*) entre particules par le biais d'une loi élasto-plastique en rotation. En introduisant deux paramètres additionnels caractérisant la rigidité de rotation et le moment plastique dans la *LTM*, Plassiard parvient à reproduire de manière satisfaisante la réponse de géomatériaux sous sollicitation triaxiale quasi-statique.

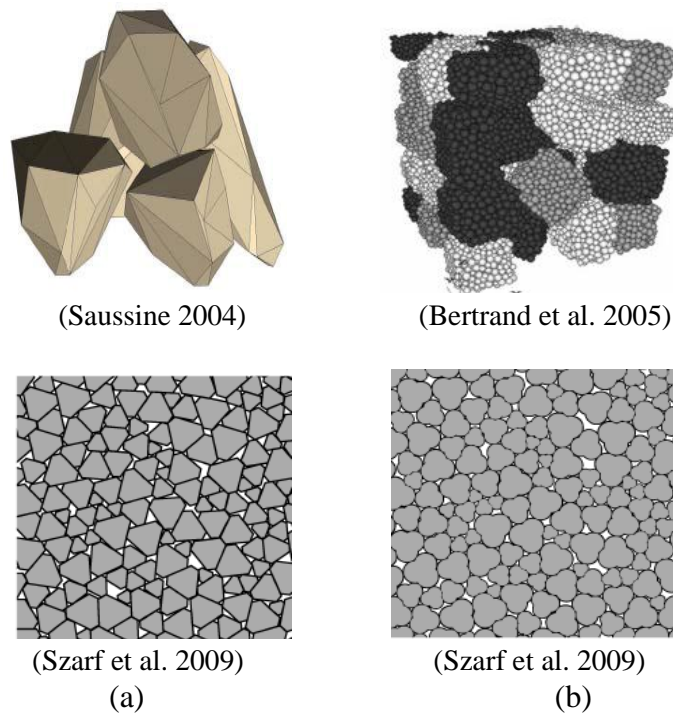


Figure II.20 : Eléments non sphériques (a) et clumps (b), représentant ou non la morphologie réelle d'un grain

II.3.5. Conditions de convergence

La stabilité du schéma explicite utilisé pour la discrétisation de l'équation de la dynamique est conditionnée par le respect des conditions de convergence : détermination du pas de temps critique et ajout d'une source de dissipation d'énergie.

II.3.5.1. Pas de temps

a) Pas de temps critique

L'intégration temporelle des lois de mouvement par un schéma de résolution explicite, conditionne la stabilité de la réponse numérique à l'utilisation d'un pas de temps inférieur au pas de temps critique, qui peut être relié à la plus petite période propre du système mécanique. La détermination de l'ensemble des périodes propres d'un modèle discret n'est pas envisageable. Pour estimer le pas de temps critique, la période propre de chaque particule pour ses différents degrés de liberté est évaluée, en faisant l'hypothèse que ceux-ci sont indépendants. A chaque pas de calcul, les raideurs apparentes en translation k^{trans} et rotation k^{rot} sont estimées pour chaque élément. La valeur du pas de temps critique $\Delta t^{critique}$ est alors choisie comme étant la fraction ζ du minimum des périodes propres calculées pour tenir compte des incertitudes dues à la méthode.

$$\Delta t^{critique} = \zeta \cdot \min \left(\sqrt{m/k^{trans}}; \sqrt{I_G/k^{rot}} \right) \quad (II.14)$$

Pour illustrer l'importance du choix du pas de temps, [Duriez \(2009\)](#) étudie son influence à partir d'un système composé d'une masse et d'un ressort.

b) Mise à l'échelle de la densité

Lors des simulations dynamiques, la donnée temporelle utilisée dans la résolution de l'algorithme mis en place a un vrai sens physique. Par contre lorsque qu'il s'agit d'étudier une sollicitation de type quasi-statique, une procédure (Differential density Scaling - [Itasca 2006](#)) est implémentée dans PFC^{3D} permettant de travailler avec un pas de temps unitaire non physique. Pour cela, les masses inertielles sont modifiées pour l'ensemble des particules du système sans toucher pour autant à la charge gravitationnelle appliquée à chacune d'elles.

II.3.5.2. Amortissement

Dans un matériau granulaire l'énergie engendrée par une sollicitation est dissipée par des phénomènes irréversibles comme le frottement, la plastification ou la fracturation du matériau, l'attrition (abrasion) au niveau des contacts, l'existence de comportements visqueux,... ou bien encore diffusée par émission d'ondes élastiques. Dans le modèle de matériau pulvérulent présenté précédent, la seule source de dissipation provient du frottement entre grains, si bien que pour de faibles sollicitations le comportement reste élastique et l'énergie est piégée indéfiniment. L'ajout d'un amortissement numérique permet de palier à ce manquement du modèle et d'atteindre un état d'équilibre. Autre motivation, la méthode numérique employée (*MED*) reposant sur les équations de la dynamique, l'introduction d'amortissement a pour conséquence de gommer la réponse

dynamique transitoire du modèle pour des applications quasi-statiques et permet d'atteindre un équilibre en un nombre limité de cycles de calcul.

**Amortissement visqueux*

L'amortissement visqueux issu de la théorie de *Kelvin-Voigt*, peut être introduit localement au niveau de chaque contact en ajoutant des amortisseurs en parallèle aux raideurs normales, tangentielle et même de rotation (Iwashita et Oda 1998) (Figure II.21).

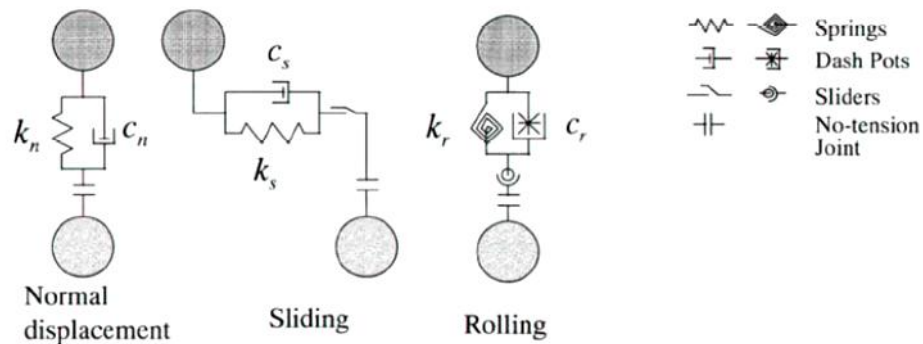


Figure II.21 : Modèle d'amortissement visqueux appliqué dans la direction normale, dans l'axe de glissement et pour le mode de roulement (Iwashita et Oda 2000)

En agissant directement sur les vitesses relatives entre particules, la mise en place de ce type d'amortissement influe sur la réponse du modèle et nécessite d'être justifiée par la mise en évidence du caractère visqueux du comportement. Il est à noter également que l'amortissement visqueux en augmentant les raideurs locales apparentes, entraîne une diminution du pas de temps critique (Itasca, 2006).

II.3.6. Conditions aux limites

Dans un modèle numérique les conditions limites et le chargement (mis à part les forces de volumes) sont appliqués aux frontières du modèle, soit par l'intermédiaire de particules discrètes que l'on peut piloter éventuellement en effort ou en déplacement, soit en introduisant des éléments particuliers (membranes, parois) au niveau des frontières. Comme exemple de chargement, on peut citer la simulation d'impact de blocs sur un échantillon où le chargement est généré par le contact entre particules (Calvetti, 1998), ou bien encore, comme conditions aux limites, la construction d'une membrane constituée d'éléments discrets sphériques, enveloppant un échantillon lors d'un essai biaxial de révolution (Fazekas et al. 2005).

Toujours dans le cadre d'essais bi-axiaux de révolution, les membranes souples (modèle continu aux éléments finis) présentent un intérêt particulier dans la reproduction des conditions expérimentales (Salot, 2007). Un autre type d'élément est plus simplement et plus couramment mis en œuvre pour assurer la gestion des chargements et conditions aux limites. Il s'agit de parois rigides (appelées *wall* dans *PFC^{3D}*), définies par des rigidités normale et tangentielle ainsi qu'un coefficient de frottement. Les parois sont non massives et ne sont pas soumises à l'application du Principe Fondamental de la Dynamique. Elles peuvent être fixées ou bien pilotées en vitesse. Il est également possible

de contrôler un état de contraintes en ajustant, par une procédure d'asservissement, la position des parois en fonction de la force mesurée sur chacune d'entre elles.

Les parois rigides présentent l'intérêt de rester simple de programmation et d'utilisation par rapport à d'autres éléments structurels (membrane) et permettent de s'affranchir de la rugosité apportée par une frontière constituée de particules discrètes. Elles seront mises en œuvre dans notre travail, notamment pour la simulation d'essais triaxiaux.

II.3.7. Interaction sol/géosynthétique

Concernant l'interaction entre un élément de renforcement de type géogridde et un sol granulaire, il serait intéressant d'évaluer la distribution non uniforme des forces de contact agissant sur les brins transversaux de la grille. Cependant, les résultats présentés jusqu'ici ont montré que la nature particulière de l'interaction entre les sols granulaires et les grilles de renforcement rend la modélisation de l'interaction sol/grille très complexe. Une difficulté supplémentaire est que le frottement d'interface entre le sol et la grille peut être une partie importante de la force de liaison entre ces matériaux et que la variété des formes et des caractéristiques géométriques des grilles disponibles ajoute à la complexité du problème. L'utilisation d'un modèle éléments finis peut fournir une compréhension globale satisfaisante de la réponse d'une géogridde, si la grille est remplacée par une nappe équivalente, mais de nombreuses limitations subsistent, liées notamment à la définition de l'intensité de la force d'interface ou à la raideur du contact qui varie avec le niveau de contrainte (Perkins 2001, Dias 2003).

L'utilisation de la méthode des éléments discrets (Cundall et Strack 1979, McDowell et al. 2006) est certainement très prometteuse, mais les simulations sont coûteuses en temps de calcul et la modélisation de problèmes réalistes exigerait des ordinateurs beaucoup plus puissants que ceux actuellement disponibles. Pour évaluer la répartition des charges entre les éléments transversaux de la grille une approche alternative simple serait de modéliser la géogridde par une approche discrète en discrétisant chaque brin de la géogridde par une succession d'éléments discrets (Palmeira, 1984).

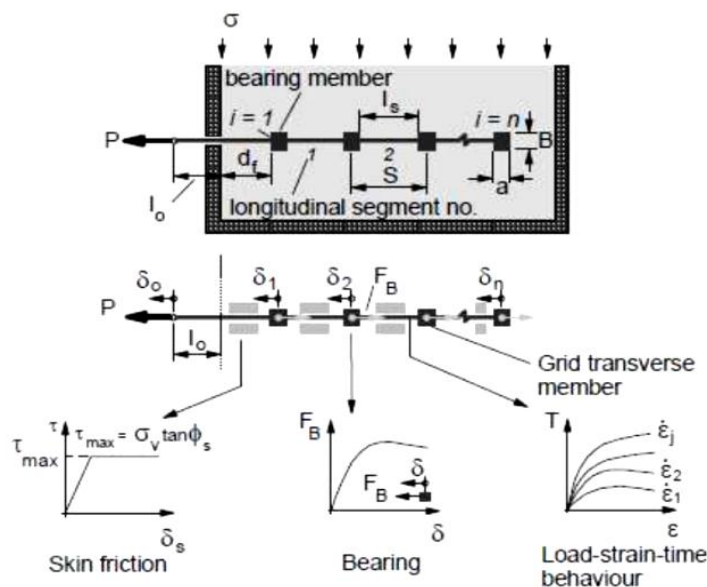


Figure II.22 : Approche discrète des géogrilles (Palmeira, 2004)

Palmeira (1987) ont utilisé un dispositif d'extraction de grandes dimensions (Figure II.23) pour analyser le comportement en ancrage de différents produits géosynthétiques. Le dispositif d'essais se compose d'une grande cuve pouvant recevoir 1 mètre cube de sol. Une membrane pressurisée permet d'appliquer une contrainte normale uniforme en partie haute de la cuve. La face frontale interne de la boîte a été lubrifiée avec de l'huile et comporte deux couches de film plastique. La face frontale comportait des cellules de pression totale pour mesurer les contraintes normales transmises aux parois pendant l'essai. Un sable dense et uniforme « Leighton Buzzard » a été utilisé dans les expériences. Des géotextiles tissés, des grilles métalliques et en polymères ont été testés. Au cours des essais, les déformations ont été mesurées sur toute la longueur des grilles en polymère.

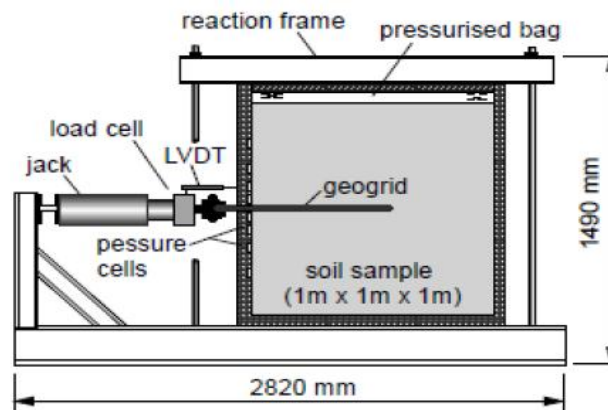


Figure II.23: Appareil d'extraction de grandes dimensions (Palmeira 1987)

Les Figure II.24 (a) et (b) résument quelques-uns des résultats obtenus en termes de forces d'extraction par rapport aux déplacements mesurés en tête. La Figure II.24 (a) présente les résultats des essais sur des grilles métalliques rigides (code MG) avec des éléments transversaux ronds en motif carré ou rectangulaire. La Figure II.24 (b) présente les résultats obtenus avec la grille en polymère sous différentes contraintes normales. Palmeira 2004, conclut de ces essais que la mobilisation en traction de la grille métallique est beaucoup plus rapide que celle de la grille en polymère. Par ailleurs, des valeurs similaires de la force maximale d'extraction ont été obtenues dans les deux cas.

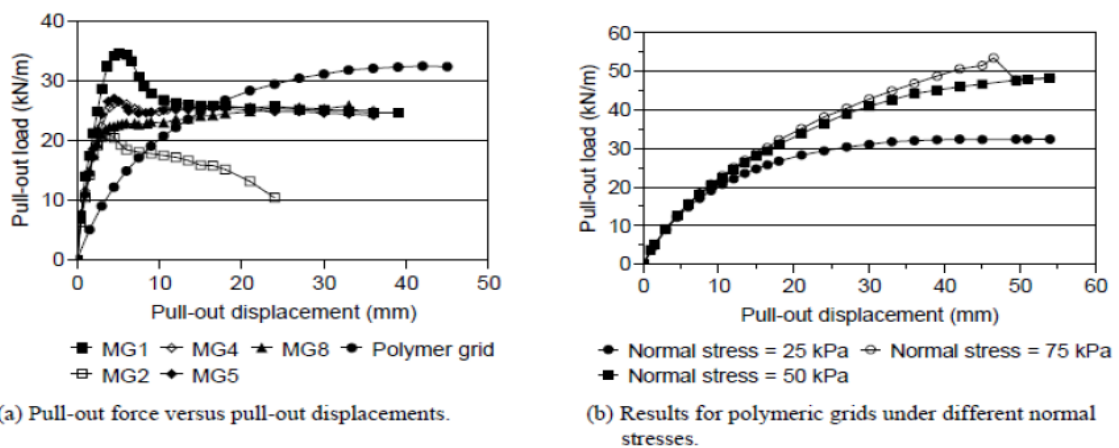


Figure II.24: Quelques résultats des essais d'extraction à grande échelle sur des grilles métalliques (a) et des grilles en polymère (b) (Palmeira 2004)

Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de présenter les procédures expérimentales et les outils numériques utilisés dans le cadre de la thèse. Nous nous sommes attachés notamment à décrire le modèle numérique DEM qui a été utilisé pour mieux appréhender le comportement d'interface et évaluer le biais engendré par les conditions d'essai lors d'un essai d'extraction de nappe. Les résultats expérimentaux de la littérature relatifs aux méthodes de caractérisation du comportement d'interface sol/géosynthétique y ont été présentées ce qui nous a permis d'évaluer la diversité des dispositifs d'essais et des protocoles expérimentaux conduisant à une grande variabilité des résultats obtenus.

Chapitre III : Comportement mécanique des sols renforcés par géosynthétiques

Le 3^{ème} chapitre présente une étude paramétrique sur le comportement mécanique des sols granulaires renforcés par différents matériaux géosynthétiques (fibres, nappes géotextile et géosynthétiques alvéolaires tridimensionnels). L'étude se fera principalement par comparaison avec le comportement mécanique des sols granulaires non renforcés.

Introduction

Dans le dernier tremblement de terre qui a sollicité la ville de *Chlef* (*El Asnam 1980, Algérie*); une diminution significative de la résistance au cisaillement a provoqué des dommages majeurs à certaines structures civiles et ouvrages hydrauliques (barrages en terre, remblais, ponts, pistes et bâtiments) en particulier pour les sols sableux saturés des zones adjacentes à la vallée de Chlef. L'utilisation des géosynthétiques comme renforcement des sols ou d'ouvrages comme les merlons de protection est une solution intéressante pour traiter des problèmes géotechnique. Ils se présentent sous différents formes tels que : nappes géosynthétiques, fibres mixées au sol ou structures planes tridimensionnelles appelées géocells.

Ce chapitre présente des études aux laboratoires (essais triaxiaux et essais de cisaillement direct) sur un sol sableux (sable de la région d'*Oued Chlef*) renforcé par trois types de renforcement géosynthétique afin d'étudier l'influence des inclusions des matériaux géosynthétiques sur le comportement mécanique des sols en terme de résistance au cisaillement et de déformation volumique en fonction des sollicitations appliquées. Ce travail sera focalisé sur l'évaluation de divers paramètres tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, les résistances maximale et résiduelle.

III.1. Comportement mécanique des sols renforcés par nappes géotextile

La stabilité des sols dans les projets géotechniques est une condition indispensable ; leurs propriétés peuvent être améliorées par les techniques du renforcement. Ces dernières années, les géotextiles ont largement été utilisés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour améliorer les sols à faibles résistances (stabilisation des talus, renforcement des remblais et des murs de soutènement en terre) et aussi pour les infrastructures comme les routes et les chemins de fer. La conception des structures en terre à l'aide de géotextile nécessite une bonne compréhension de l'interaction entre le géotextile et le sol au cours du processus de déformation. Des recherches approfondies ont été menées pour comprendre les effets bénéfiques d'un renforcement plan du sol. Parmi les renforts efficaces, les géosynthétiques ont reçu plus d'attention en raison de leur large utilisation ce qui explique que la majorité des recherches se soit concentrée principalement sur les sols renforcés par inclusions horizontales planes ([Richa Brahim et al. 1992](#), [Haeri et al. 2000](#), [Moraci et Recalcati 2006](#) et [Michalowski et al. 2004](#)). Afin d'étudier l'effet du renforcement par géogrille sur les sols; [Chen et al. \(2014\)](#) font mention dans leurs travaux d'essais triaxiaux consolidés non drainés (*CU*) et consolidés drainés (*CD*) réalisés sur un dispositif de grande dimension. Ils ont constaté notamment que le coefficient de renforcement par géogrille augmente avec l'augmentation du nombre de couches de géogrille. Des essais de compression sur le sable sec renforcé avec différents types de géotextiles ont été réalisés par [Gray et AL-Refeai \(1986\)](#). Ils montrent que les inclusions de géotextile augmentent la résistance du sol et ont observé une réduction de la résistance au cisaillement après le pic du déviateur de contrainte. [Athanasopoulos \(1993\)](#) a étudié par des essais de cisaillement direct l'influence de la taille des grains sur le comportement mécanique d'un sable renforcé avec des géogrilles. Le comportement de la dilatance du sable renforcé est considérablement influencé par le rapport des pores d'ouverture de la

géogrille sur la taille moyenne des grains de sable. Pour des sables fins, l'expansion du sol au voisinage du renforcement est plus grande que celle du sable non renforcé. Un comportement inverse est observé pour les sables grossiers (faible valeur du ratio entre la taille de la maille et le diamètre moyen des grains). [Krishnaswamy et Isaac \(1994\)](#) ont présenté des résultats d'essais triaxiaux cycliques sur des échantillons de sable de diamètre 38 mm et 100 mm pour estimer le potentiel de liquéfaction des sables renforcés par géotextile. Ils montrent que cette technique de renforcement peut être une solution pour réduire le risque de liquéfaction du sol. Pour étudier l'effet du renforcement par géotextile sur la réponse du déviateur des contraintes et les variations volumétriques d'un sol sableux sous chargement monotone et cyclique, [Ashmawy et Bourdeau \(1998\)](#) ont effectué une série d'essais triaxiaux sur des échantillons saturés de sable renforcés par des géotextiles tissés et non tissés. Les résultats obtenus montrent que le renforcement induit une augmentation significative de la résistance au cisaillement monotone et de la ductilité du sable et une réduction de l'amplitude des déformations dues aux cycles. [Unniktishnan et al. \(2002\)](#) ont fait une étude sur le comportement d'une argile renforcé par géosynthétiques sous chargement monotone et cyclique; les effets de l'épaisseur du renforcement, la densité et le type de renfort ont été évalués. Les résultats indiquent que le renfort améliore sensiblement la résistance au cisaillement de l'argile sous chargement monotone et cyclique. Des résultats similaires dans ce domaine ont été rapportés par [Houston et al. \(2008\)](#), [Ling et Tatsuoka \(1993\)](#), [Tang et al. \(2007\)](#), [Wang et al. \(2007\)](#).

Ce travail présente les résultats des essais triaxiaux drainés sur sable de Chlef, dont le but est de mieux comprendre l'influence du renforcement par géotextile sur le comportement contrainte-déformation et sur la variation de volume des sols renforcés. Les essais ont été menés sur des échantillons denses et moyennement denses ($Dr = 50$ et 85%) renforcé avec un nombre différent des nappes de géotextile et trois pressions de confinement ($\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa). Les analyses de ce travail conduisent à des résultats intéressants concernant l'influence de la pression de confinement et le nombre des nappes de géotextile sur l'amélioration du comportement des sols. Les résultats des essais ont montré que la contribution de géotextile à de faibles valeurs du déplacement axial (ε_1) est négligeable. En revanche, pour des valeurs plus élevées de la déformation axiale ε_1 , les inclusions géotextiles induisent une augmentation quasi-linéaire du déviateur des contraintes (q) et la contractance a été augmentée pour les échantillons renforcés.

III.1.1. Matériaux et procédures expérimentales utilisés pendant la thèse

III.1.1.1. Matériaux utilisés

Le sol utilisé pour la thèse provient de la vallée de *Chlef (Algérie)* et contient un faible dosage de silt (f_c) égal à 0.5%. Le sol est un sable moyen dont la taille des grains moyens est caractérisée par $D_{50} = 0.603$ mm. Le poids unitaire des particules de sol γ_s est de 2.653 g/cm³ selon [ASTM D854-83](#). Le limon est non plastique avec un indice de plasticité de 6%. Ce sable a été utilisé comme matériau de base pour la préparation des échantillons. Les particules de sable sont isométriques (Figure [III.1a](#)) et ont une forme arrondie. Ils se composent principalement de quartz avec une certaine proportion de calcaire. Tous les échantillons ont été prélevés d'une couche de sol liquéfiable située à 6.00 m au-dessous du

terrain naturel (Figure III.2). Les tailles des grains solides varient entre 0.08 et 2 millimètres, la distribution granulométrique des grains a été obtenue sur la base de l'ASTM D422-63 et est représentée sur la Figure III.3. Les propriétés de base du sable sont données dans le Tableau III.1. Le sable peut être défini comme mal gradué avec peu ou pas de fines avec les symboles SP selon les USCS.

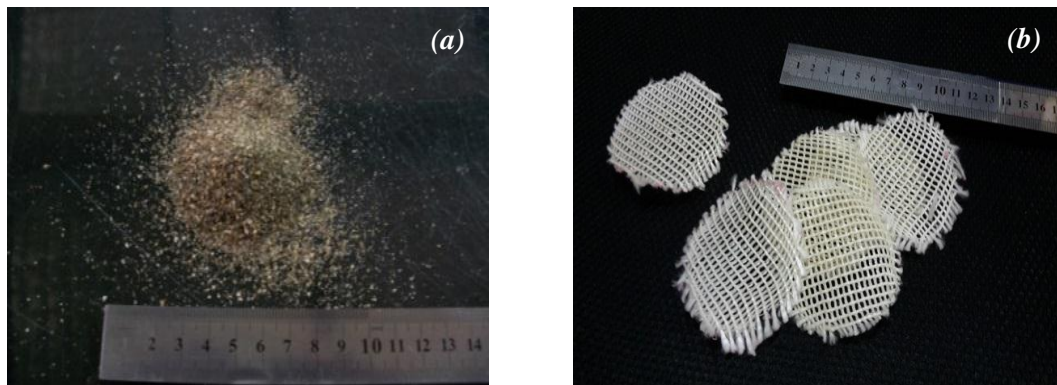


Figure III.1 : (a) Les matériaux utilisés dans cette étude: Sable de Chlef,
(b) Géotextile : NOTEX GX 100/50

Le géotextile utilisé est le NOTEX GX 100/50. Les données techniques fournies par les fabricants sont résumées dans Tableau III.2. La décision d'utiliser ce géotextile en particuliers a été faite en fonction du type et de la nature de l'équipement de test disponible au laboratoire. Par la suite, le nombre de nappes géosynthétiques dans l'échantillon étudié sera noté N_g (Figure III.1b).

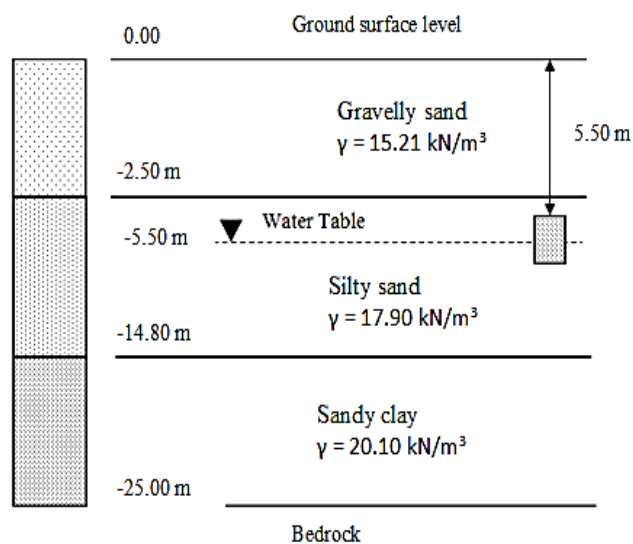


Figure III.2 : Profil géotechnique du sol en place sur le site

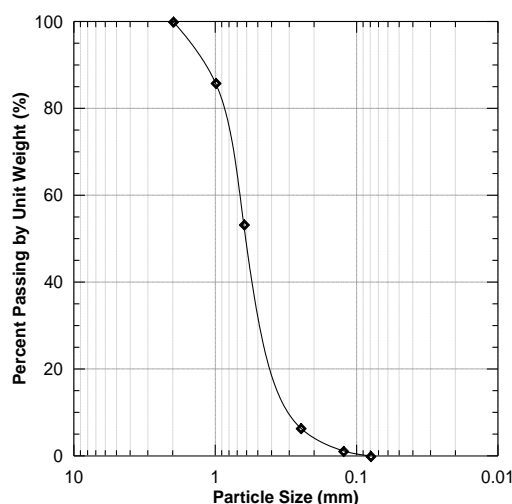


Figure III.3 : Courbe granulométrique des gains du sable de Chlef

Tableau III.1 : Propriétés du sable

Composition	Sable de Chlef
Taille des grains moyenne, D_{50} (mm)	0.61
Coefficient d'uniformité, C_u (.)	2.53
Coefficient de courbure, C_c (.)	0.98
USCS classification	SP*
Poids volumique des grains solides, γ_s (KN/m ³)	26.53
Indice des vides minimum, e_{min} (.)	0.63
Indice des vides maximum, e_{max} (.)	0.79
Teneur en fines (%)	0.5
L'index de plasticité des éléments fins (%)	6

SP* = Sable mal gradué

Tableau III.2 : Les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile utilisé

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

* sp = Sens production / st = Sens trame

III.1.1.2. Préparation des échantillons

La préparation de l'échantillon de sol a une grande importance pour la recherche au laboratoire et sera détaillée dans cette section. Initialement, les sols secs ont été placés en 7 couches avec des poids et des hauteurs calculées (Figure III.4), pour atteindre la hauteur désirée, chaque couche pouvant être légèrement compactée. Un procédé de compactage statique a été appliqué sur les couches de sol tel que rapporté par Unnikrishnan et al. (2002). La construction de l'échantillon a été effectuée dans un moule cylindrique de diamètre 70 mm et de hauteur de 70 mm, une membrane en latex ayant une épaisseur de 0.3 mm est plaquée par l'application d'un vide entre celle-ci et le moule. Aux deux extrémités de l'échantillon sont placés deux embases poreuses pour permettre l'écoulement de l'eau à l'intérieur de l'échantillon. La libération du moule est réalisée en appliquant une légère pression négative à l'échantillon (environ -16 kPa). Une fois que le moule est retiré, cette pression est réduite à -100 kPa, pour maintenir l'échantillon. Notez qu'à cette phase, l'échantillon est déjà consolidé sous un confinement de 100 kPa. Si la pression de consolidation souhaitée est inférieure à 100 kPa, la pression de vide dans l'échantillon ne doit pas dépasser cette valeur. Par la suite, on applique progressivement la contrainte de confinement jusqu'à la valeur souhaitée.

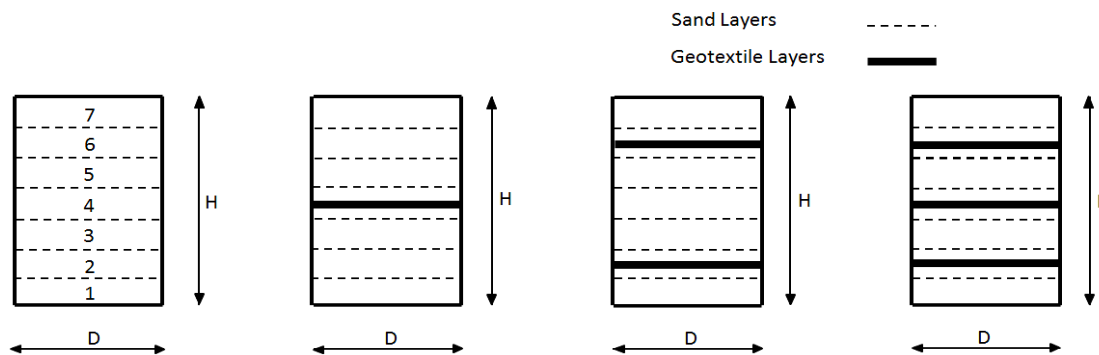


Figure III.4 : Position des inclusions de géotextiles dans les échantillons

III.1.1.3. Consolidation et saturation des échantillons

Les échantillons ont été consolidés de manière isotrope avec une pression initiale efficace de confinement (σ'_c) égale à 100 kPa. La contre pression (U) utilisée dans les expériences est de 400 kPa alors que la pression de confinement (σ'_c) est de 500 kPa. Le degré de saturation est vérifié par le coefficient de Skempton B après la consolidation. La saturation est une étape importante dans la procédure expérimentale car la précision de la réponse dans les tests triaxiaux non drainés et drainés dépend de sa qualité notamment pour étudier la variation du déviateur de contrainte et le changement du volume. Pour obtenir un degré de saturation satisfaisant, un courant ascendant de dioxyde de carbone est introduit dans l'échantillon à basse pression (environ 16 kPa) pendant 8 à 10 minutes, ce qui permet à l'air de circuler librement. Ensuite, nous avons fait entrer l'eau distillée par gravité dans le cylindre d'essai pendant 15 à 20 min. Comme le dioxyde de carbone restant à l'intérieur est dissous plus facilement dans l'eau sous pression, une contre-pression est ensuite appliquée par étapes sans faire varier la pression totale à laquelle l'échantillon est soumis. Lorsque la saturation est complète, une contrainte isotrope $\Delta\sigma_3$ est appliquée en fermant le drainage. Si on appelle Δu la moyenne des surpressions mesurées dans l'échantillon, le coefficient

Skempton B est donné par: $B = \Delta u / \Delta \sigma$. La saturation est complète si B est égal à 1, mais dans la pratique, l'échantillon est considéré saturé lorsque B est supérieur à 0.95. Après cette étape, les circuits de drainage ont été fermés et le transducteur a été initialisé à zéro.

III.1.1.4. Cisaillement des échantillons

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

III.1.2. Résultats des essais sur sable non renforcé et renforcé par des nappes géosynthétiques

Nous présentons au début de ce chapitre les essais réalisés sur des sables non renforcés. Le sable utilisé est le sable de *Chlef* qui a été mis en place à différentes densités. Le comportement du sable renforcé par des nappes géotextiles sera présenté par la suite, en mettant l'accent sur l'effet du nombre de nappes noté (N_g) et de la pression de confinement sur le déviateur des contraintes et sur la variation de volume des échantillons durant l'essai.

III.1.2.1. Effet du confinement sur le comportement mécanique des sols non renforcés

a) Essais sur des échantillons non renforcés moyennement denses

La Figure [III.5a](#) montre l'évolution de la résistance au cisaillement drainé en fonction de la déformation axiale pour les tests effectués sur des échantillons avec une densité relative moyenne $Dr = 50\%$. Il est à noter sur la Figure [III.5a](#) que la résistance du sol, caractérisée par le déviateur des contraintes augmente d'une manière significative avec l'augmentation de la pression de confinement. Des valeurs au pic du déviateur des contraintes (q) de 110, 170 et 275 kPa ont été obtenues pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa, respectivement. La Figure [III.5b](#) montre l'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement axial. On peut observer que pour les échantillons cisailés sous une contrainte de confinement initiale de $\sigma'_c = 50$ kPa; la déformation volumique suit d'abord un comportement contractant jusqu'à une déformation axiale de 2.5%, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai. Pour les échantillons cisailés sous une contrainte de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa, l'échantillon passe d'abord par une phase de contractance jusqu'à un déplacement axial de 4%, puis par une phase de dilatance jusqu'à la fin de l'essai; alors que pour le test à forte pression de confinement $\sigma'_c = 200$ kPa, il ne montre qu'une phase de contractance. Il est à noter que l'augmentation de la contrainte de confinement induit une augmentation de la contractance du sable; nos résultats sont en parfaite concordance avec ceux qui ont été présentés dans la littérature ([Al Mahmoud et al. 1997](#) et [Arab et al. 2008](#)).

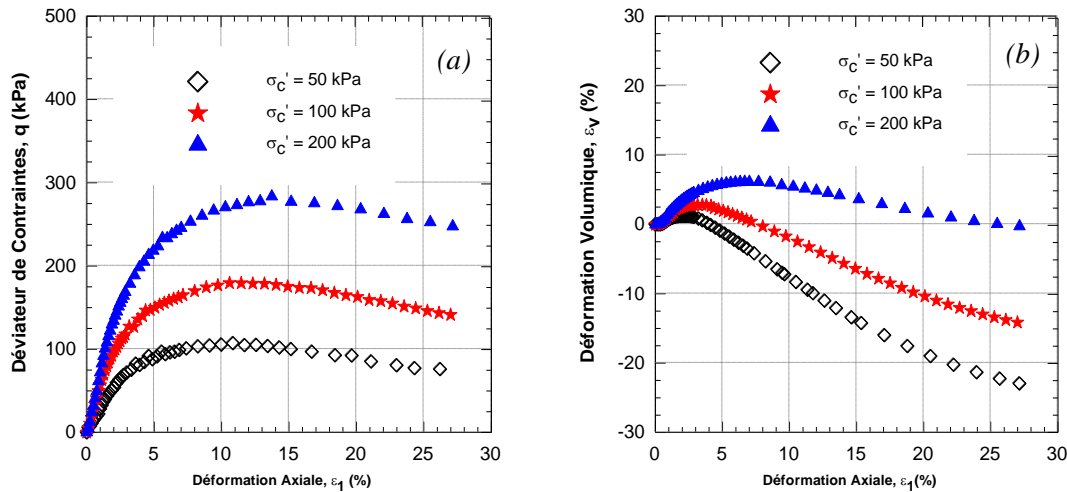


Figure III.5 : Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef non renforcé ($Dr = 50\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial, (b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial

b) Essais sur des échantillons non renforcés denses

Des comportements similaires à ceux obtenus précédemment ont été trouvés pour les échantillons à haute densité ($Dr = 85\%$), nous voyons que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Des valeurs au pic du déviateur des contraintes de 140, 175 et 285 kPa ont été obtenues pour $\sigma'_c = 50$, 100 et 200 kPa, respectivement (Figure III.6a). La Figure III.6b indique l'évolution des déformations volumétriques. Nous notons que les échantillons denses montrent un caractère moins dilatant que les échantillons moyennement denses. L'effet de la compaction du sol a tendance à retarder le passage du domaine de dilatance au domaine de contractance.

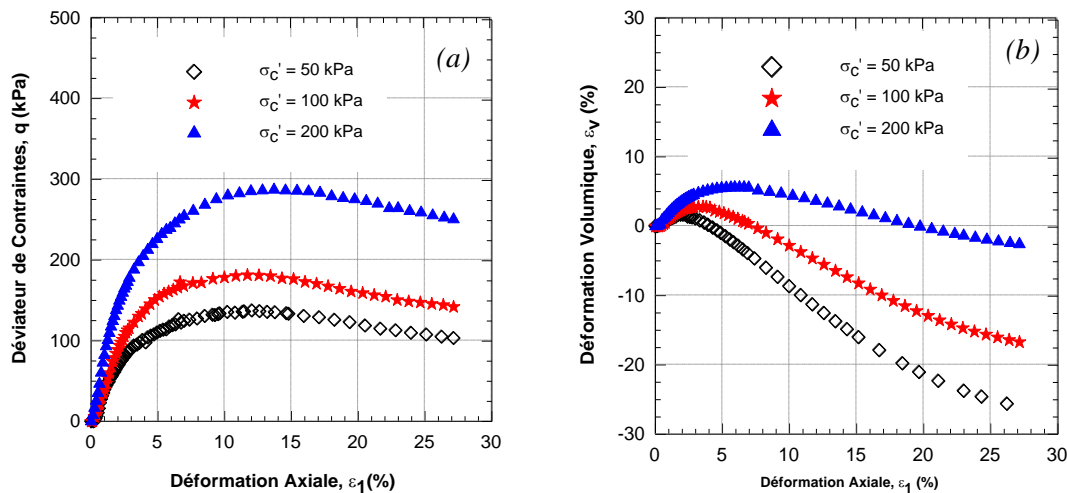


Figure III.6 : Essais de compression drainés menés sur le sable de Chlef non renforcé ($Dr = 85\%$): (a) Déviateur de contrainte en fonction du déplacement axial, (b) Déformation volumique en fonction du déplacement axial

III.1.2.2. Effet des inclusions géotextile sur le déviateur des contraintes et sur les déformations volumiques

La Figure III.7 illustre l'évolution du déviateur des contraintes q (kPa) par rapport au déplacement axial pour les échantillons de sol renforcé avec plusieurs nappes de géotextile

et cisailés sous une contrainte de confinement de $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa. On remarque qu'il y a une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. La Figure III.8 présente l'évolution de la déformation volumétrique (ε_v) en fonction du déplacement axial (ε_l). Nous notons que la contraction de l'échantillon augmente significativement avec l'augmentation du nombre de nappes géotextiles et ce pour les trois valeurs de contraintes de confinement. La variation de la résistance au pic du déviateur de contrainte par rapport à la pression de confinement est présentée sur la Figure III.9, il est remarquable que la force maximale de cisaillement augmente de manière quasi-linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement. La valeur du déviateur de contrainte au pic des échantillons renforcés par trois nappes est nettement supérieure à celle des échantillons renforcés par deux nappes et une seule nappe (Figure III.9a et III.9b). En d'autres termes, l'augmentation de la résistance au pic est due à l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. Cette augmentation de résistance s'accompagne d'une augmentation de la contractance des échantillons, en raison des nappes de renforcement, qui empêchent la croissance de la déformation radiale et augmente par conséquent la phase de contraction de l'échantillon (Figure III.10).

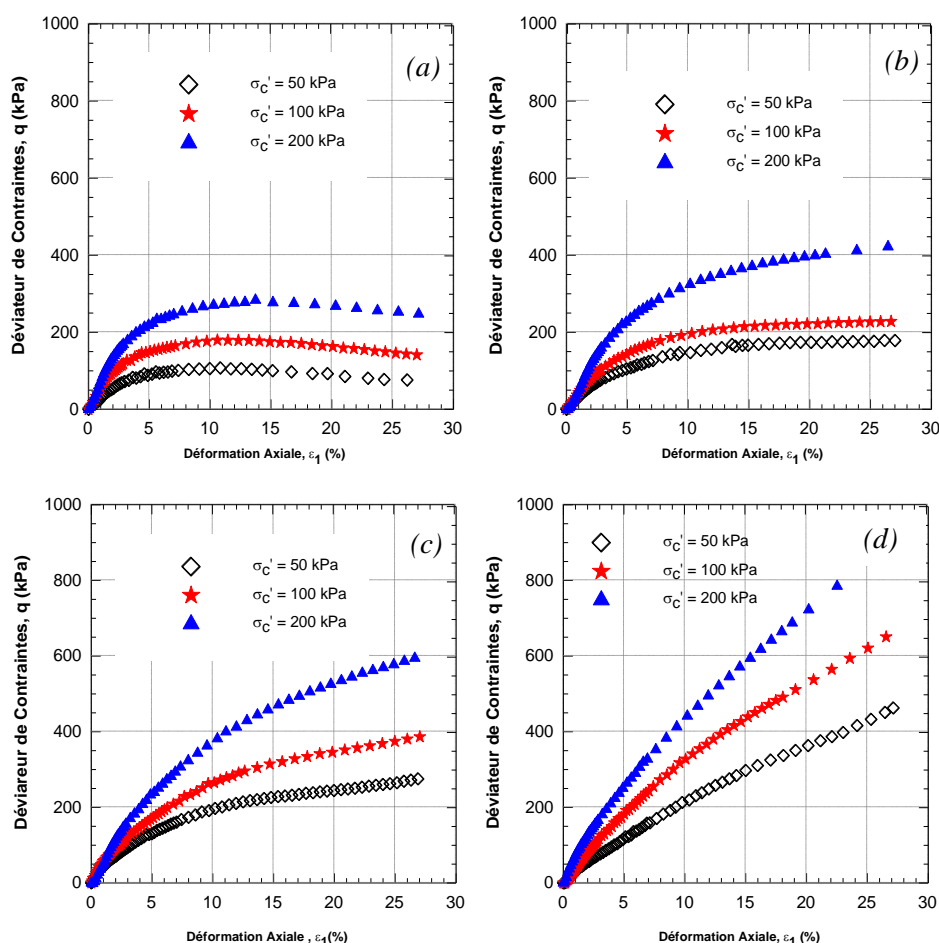


Figure III.7 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses ($Dr = 50\%$) – Variation du déviateur de contrainte par rapport au déplacement axial, (a) sol non renforcé ($N_g = 0$), (b) sol renforcé par une nappe ($N_g = 1$), (c) sol renforcé par deux nappes ($N_g = 2$), (d) sol renforcé par trois nappes ($N_g = 3$)

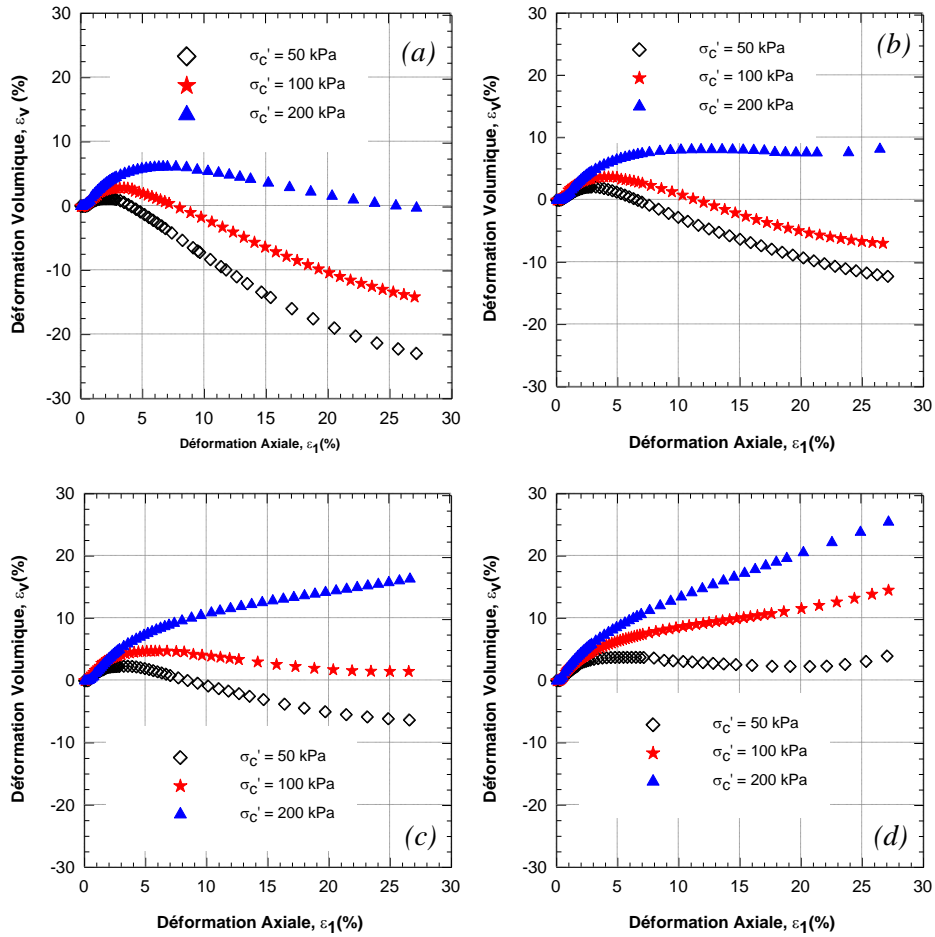


Figure III.8 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses ($Dr = 50\%$) – Variation de la déformation volumique par rapport au déplacement axial, (a) $N_g = 0$, (b) $N_g = 1$, (c) $N_g = 2$, (d) $N_g = 3$

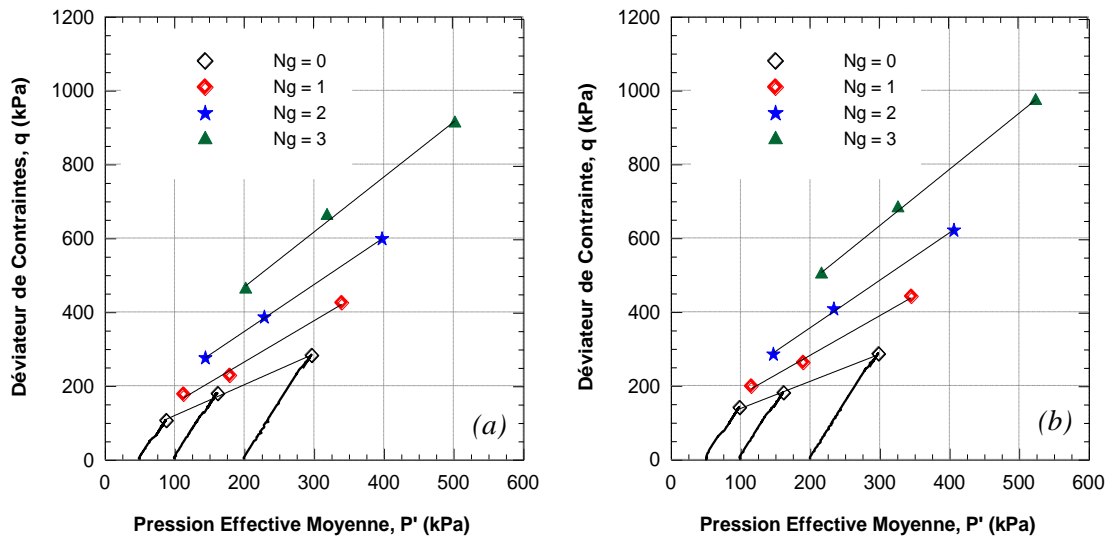


Figure III.9 : Diagrammes p - q pour des sables moyennement denses renforcés par géotextile : (a) Echantillons moyennement denses ($Dr = 50\%$), (b) Echantillons denses ($Dr = 85\%$)



Figure III.10 : Photos après essais des échantillons de sable renforcé

La Figure III.11a montre l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons de sol renforcés moyennement denses avec des nappes de géotextile (déviateur de contrainte au pic). Nous remarquons que la force de cisaillement augmente significativement avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile dans les échantillons étudiés et avec l'augmentation de la pression de confinement. Il est également à noter que l'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction du nombre de nappes de géotextile est exponentielle. Les équations présentées sur la Figure III.11 permettent de mettre en corrélation la force de cisaillement drainé au pic avec le nombre des nappes de géotextile (N_g) pour la gamme de 0-3 ($R^2 = 0.998, 0.973$ et 0.998 pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa, respectivement). La Figure III.11b montre que des régressions linéaires peuvent être établies entre la variation de la déformation volumétrique (déformation volumétrique à la fin de l'essai correspondant à un déplacement axial de 27%) et l'augmentation du nombre de nappes de géotextile ($R^2 = 0.988, 0.981$ et 0.999 pour $\sigma'_c = 50, 100$ et 200 kPa, respectivement).

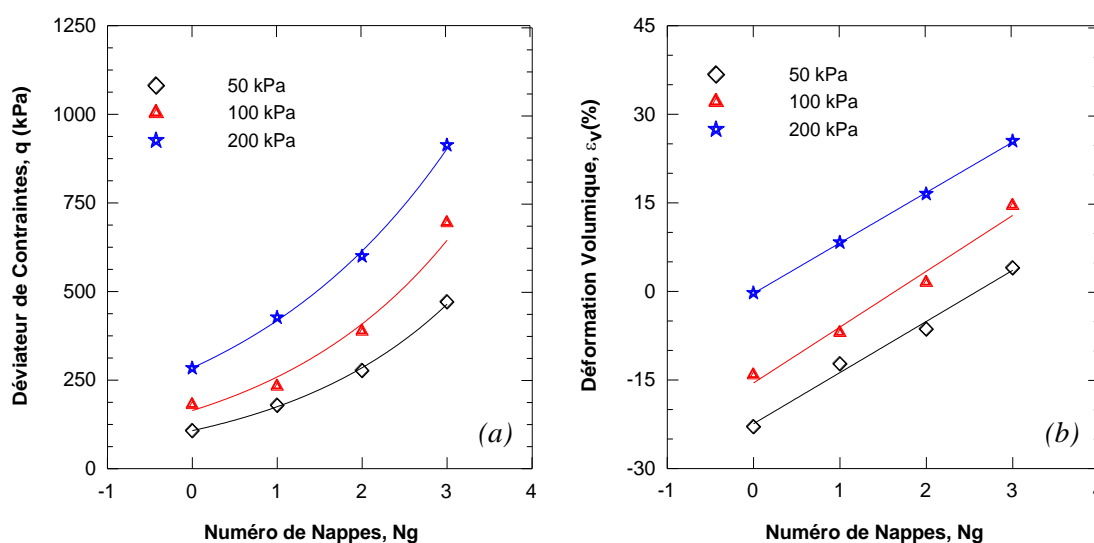


Figure III.11 : Essais triaxiaux drainés de compression sur sable moyennement dense: (a) Déviateur des contraintes mobilisées q_{ss} en fonction du nombre de nappes de géotextile N_g , (b) Variation des déformations volumiques en fonction du nombre des nappes de géotextile N_g

La Figure III.12a montre l'évolution de la résistance au cisaillement mobilisée en fonction de la contrainte effective de confinement pour les échantillons moyennement denses renforcés par géotextile. Il est à noter que la résistance au cisaillement, caractérisée par le déviateur des contraintes mobilisées, augmente presque linéairement avec le nombre de nappes de géotextiles et avec l'augmentation de la pression de confinement. Un comportement similaire a été observé pour les variations de volume en fonction du déplacement axial (déformation volumétrique à la fin de l'essai obtenue pour un déplacement axial de 27%). On peut voir que la déformation volumétrique augmente linéairement avec le nombre de nappes de géotextile (Figure III.12b) et avec l'augmentation de la contrainte de confinement ($R^2 = 0.996, 0.993, 0.999$ et 0.968 pour $N_g = 0, 1, 2$ et 3 respectivement). Les nappes géotextiles réduisent les déformations latérales du sable renforcé et par conséquent la dilatation des sols.

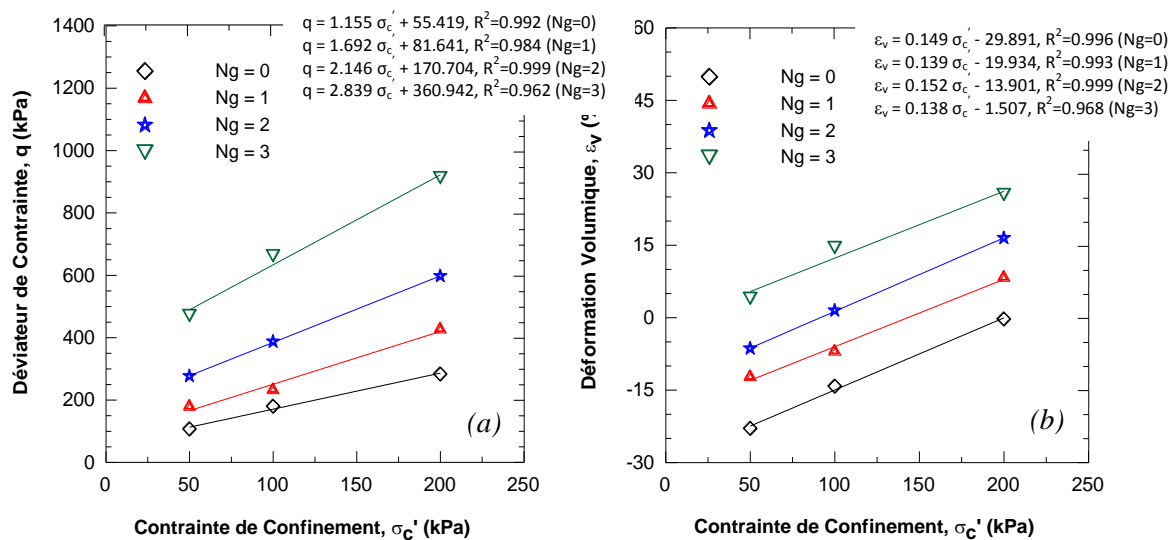


Figure III.12 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses: (a) Résistance au cisaillement au pic en fonction de la contrainte de confinement σ'_c (b) Variation des déformations volumiques en fonction de la contrainte de confinement σ'_c

Les Figures III.13a, III.13b et III.13c montrent, pour différents types de renforcement proposés dans la littérature (Chen et al. 2014, Richa B. 1992 et Haeri et al. 2000), la variation des contraintes de cisaillement au pic en fonction de la pression de confinement et du nombre de nappes de géotextile. Il est à noter que la densité relative (D_r) utilisée dans notre étude est égale à 50%, tandis qu'elle est égale à 31, 56.2 et 70% pour Chen, Richa et Haeri, respectivement. Comme on peut le constater sur la Figure III.13a, la résistance au cisaillement pour les échantillons non renforcés augmente avec l'accroissement de la pression de confinement de manière logarithmique. De même, la Figure III.13b montre un comportement similaire pour les échantillons renforcés par trois nappes. La Figure III.13c montre la variation de la résistance au cisaillement en fonction du nombre de nappes de géotextiles. On peut constater également que l'augmentation du nombre de nappes de géotextile induit une augmentation significative de la résistance au cisaillement de manière exponentielle. Nos résultats sont en accord avec ceux qui ont été trouvés dans la littérature.

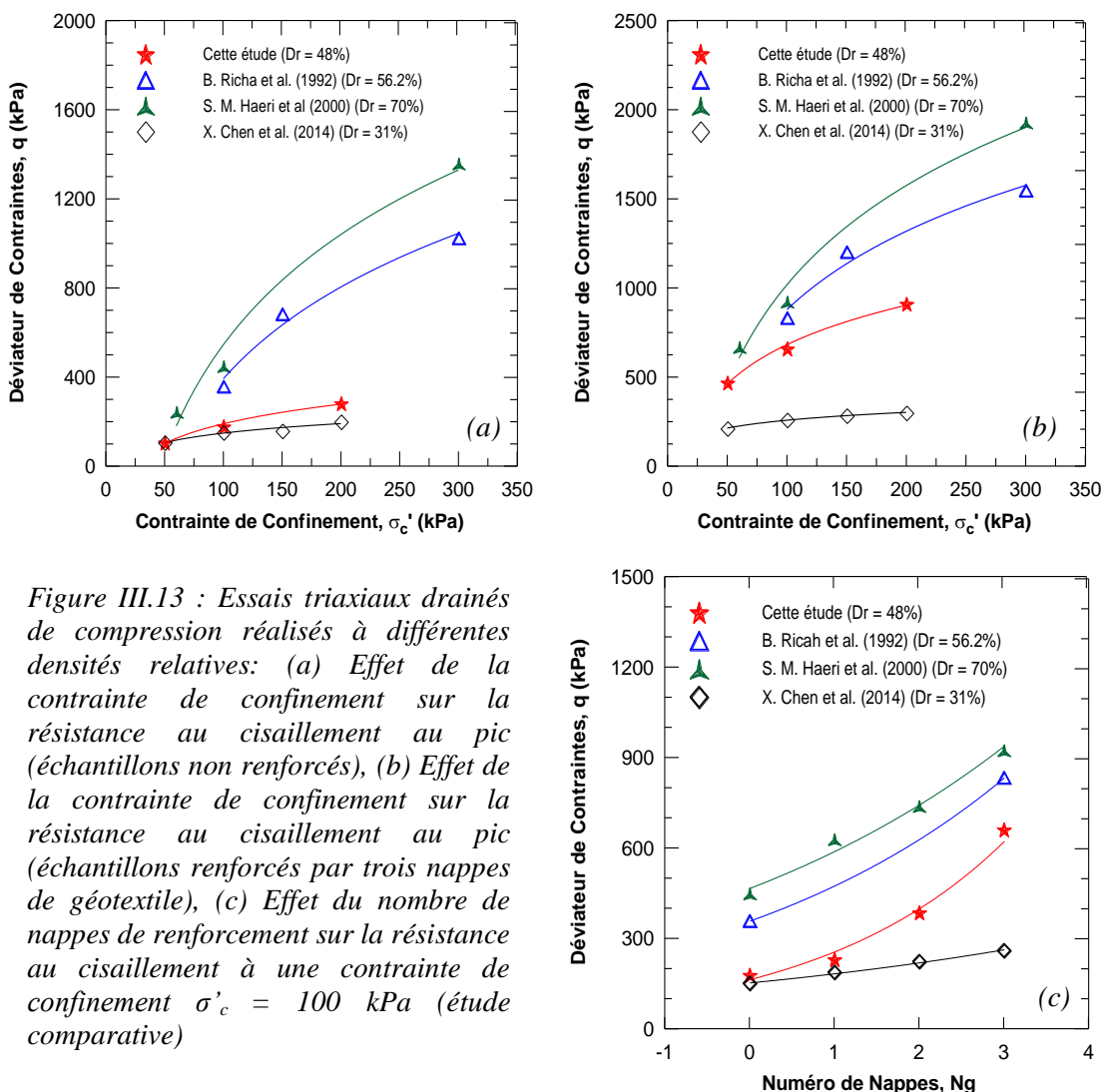


Figure III.13 : Essais triaxiaux drainés de compression réalisés à différentes densités relatives: (a) Effet de la contrainte de confinement sur la résistance au cisaillement au pic (échantillons non renforcés), (b) Effet de la contrainte de confinement sur la résistance au cisaillement au pic (échantillons renforcés par trois nappes de géotextile), (c) Effet du nombre de nappes de renforcement sur la résistance au cisaillement à une contrainte de confinement $\sigma'_c = 100$ kPa (étude comparative)

Afin de mieux comprendre la contribution du géotextile sur le comportement en contrainte-déformation des échantillons de sol renforcé, nous présentons sur la Figure III.14, l'évolution du rapport (R_q) caractérisant l'accroissement de la contrainte apportée par le renforcement normalisé par le nombre de nappes de géotextile (N_g) :

$$R_q = (q_{N_g} - q_0) / N_g \quad (Eq. III.1)$$

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

Sur la Figure III.14a, on peut observer que les résultats des essais effectués avec les trois valeurs de N_g ($N_g = 1, 2$ et 3) sont assez similaires pour ce type de renfort. On distingue très clairement sur cette figure deux phases distinctes concernant l'évolution de R_q en fonction de ε_l . La première phase correspond à des faibles valeurs de la déformation axiale (2.5% pour une pression de confinement de 50 kPa et jusqu'à 5% pour des pressions de confinement de 100 et 200 kPa) pour laquelle la contribution du géotextile à l'amélioration des sols est négligeable. La seconde phase permet de mettre en évidence l'action du renforcement qui dépend de la contrainte de confinement. Des pentes de 0.62, 0.66 et 0.98

ont été obtenues dans cette seconde phase, respectivement pour des pressions de confinement σ'_c de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa (Figure III.14b et III.14c).

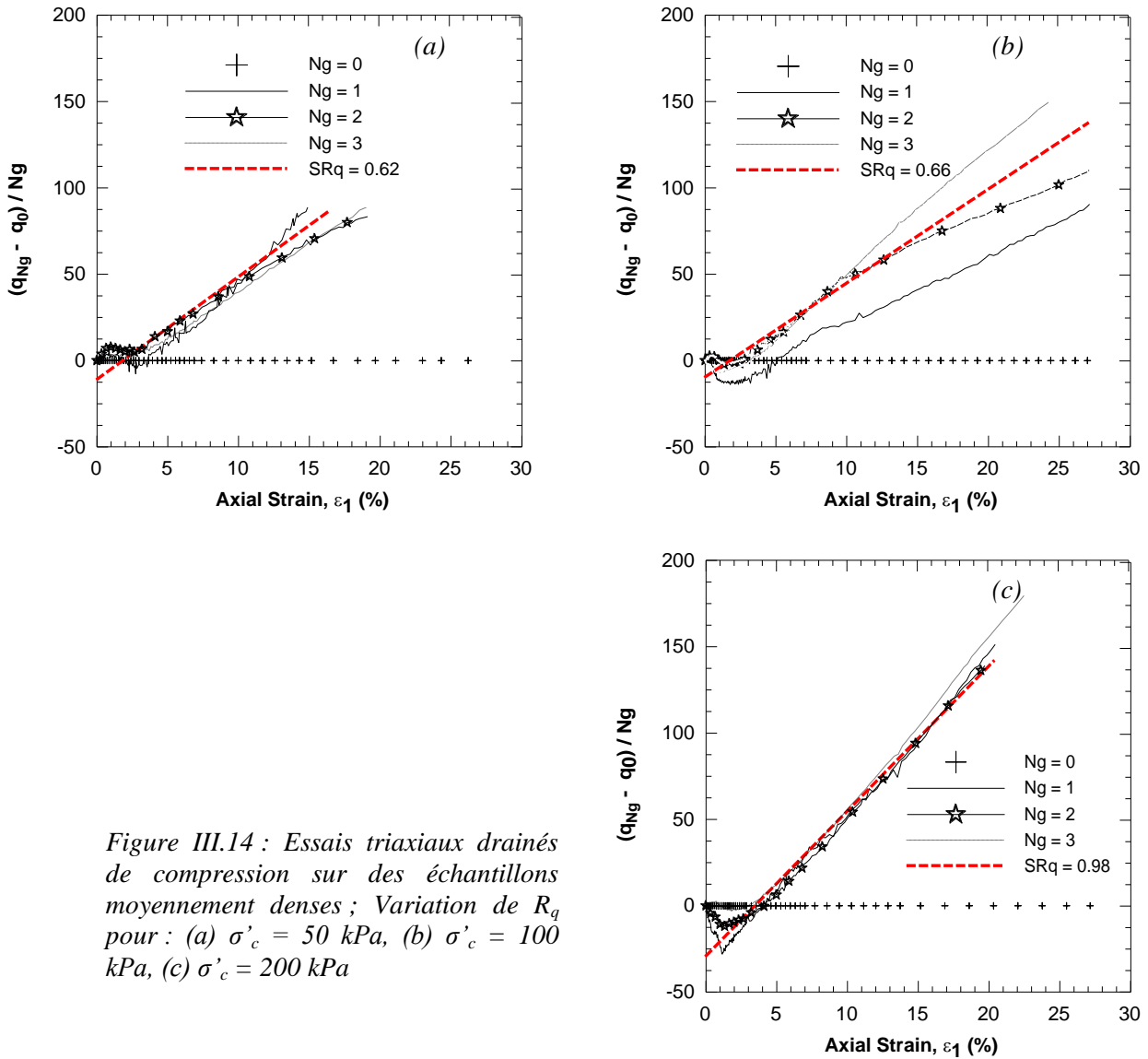


Figure III.14 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons moyennement denses ; Variation de R_q pour : (a) $\sigma'_c = 50$ kPa, (b) $\sigma'_c = 100$ kPa, (c) $\sigma'_c = 200$ kPa

La Figure III.15 met en évidence l'influence du renforcement géotextile sur l'accroissement des variations de volume (R_v) normalisé par le nombre de nappes de géotextile (Ng) et la contrainte de confinement :

$$R_v = (\varepsilon_{vNg} - \varepsilon_{v0}) / \sigma'_c / Ng \quad (Eq. III.2)$$

Où: ε_{vNg} et ε_{v0} représentent les déformations volumiques mobilisées lors de l'essai triaxial pour des échantillons renforcés et non renforcés, respectivement.

On peut observer que l'influence du géotextile sur la variation de R_v est similaire à celle observée avec le rapport des contraintes (R_q). Deux zones peuvent être distinguées, avec une variation quasi-linéaire. La première zone indique une faible influence du géotextile sur le changement volumétrique. La seconde zone qui traduit l'action du renforcement est caractérisée par des pentes de 0.49 (Figure III.15a), 0.16 (Figure III.15b) et 0.10 (Figure

III.15c) respectivement pour des contraintes de confinement σ'_c de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa. Ce résultat indique une diminution de la contribution du géotextile à la contraction du sol avec l'augmentation de la pression de confinement.

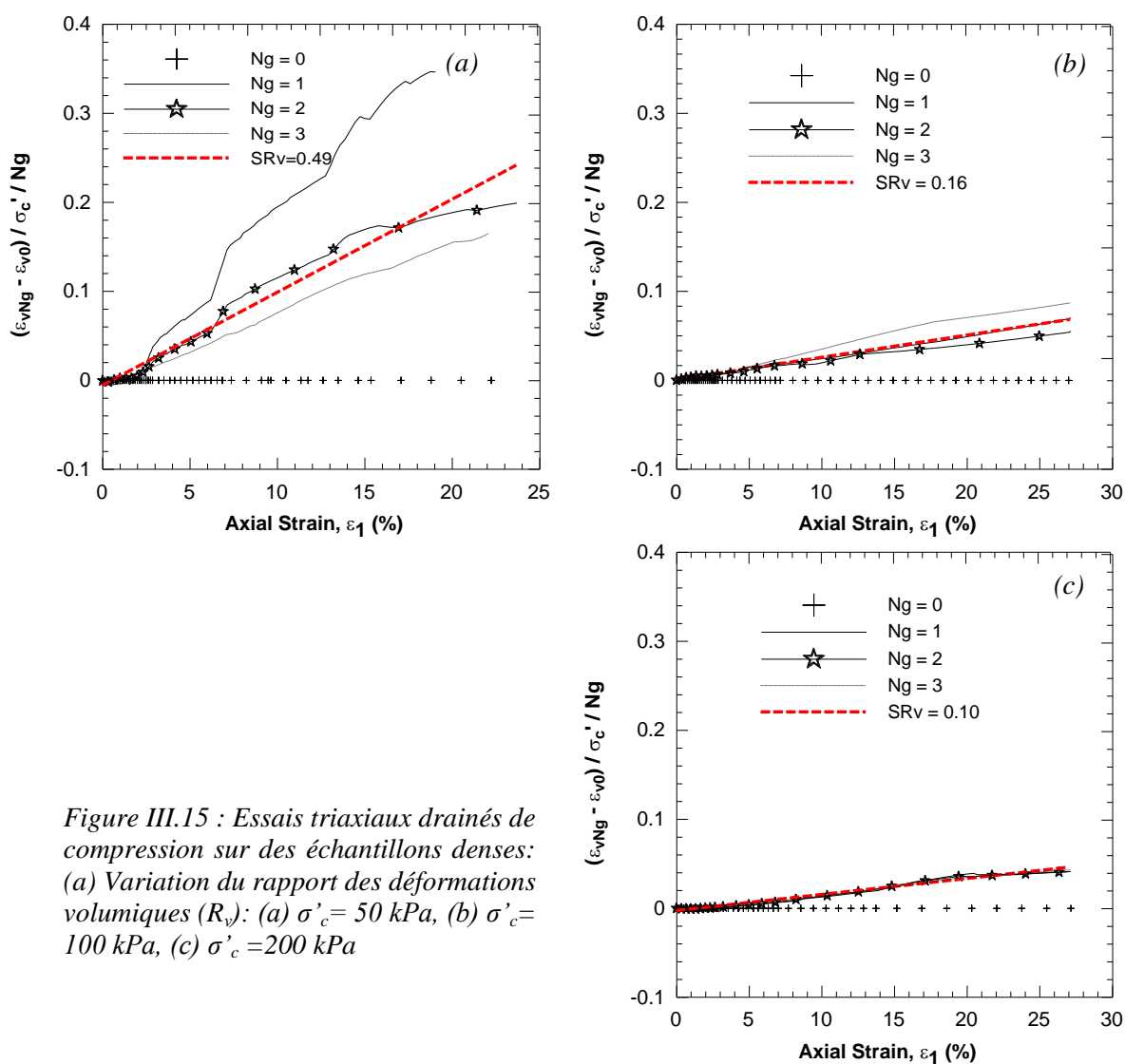


Figure III.15 : Essais triaxiaux drainés de compression sur des échantillons denses: (a) Variation du rapport des déformations volumiques (R_v): (a) $\sigma'_c = 50$ kPa, (b) $\sigma'_c = 100$ kPa, (c) $\sigma'_c = 200$ kPa

III.1.2.3. Effet des nappes géotextiles sur la résistance au cisaillement des sols

Pour quantifier l'influence du géosynthétique sur la résistance au cisaillement du sol on définit le ratio (R_{ss}) comme le rapport entre la résistance de l'échantillon renforcé et la résistance de l'échantillon non renforcé. La Figure III.16 montre l'évolution de (R_{ss}) en fonction de la contrainte de confinement et ce pour différentes valeurs de la densité relative D_r et du nombre de nappes N_g . Pour une contrainte de confinement donnée, le rapport de résistance au cisaillement (R_{ss}) augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile. En revanche il diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement notamment pour les échantillons moyennement denses. En revanche, pour les échantillons denses, le taux de résistance au cisaillement est quasiment constant pour les trois types de renforcement, montrant une amélioration de 100% de la résistance à toutes les contraintes de confinement testées par rapport à un sable non renforcé.

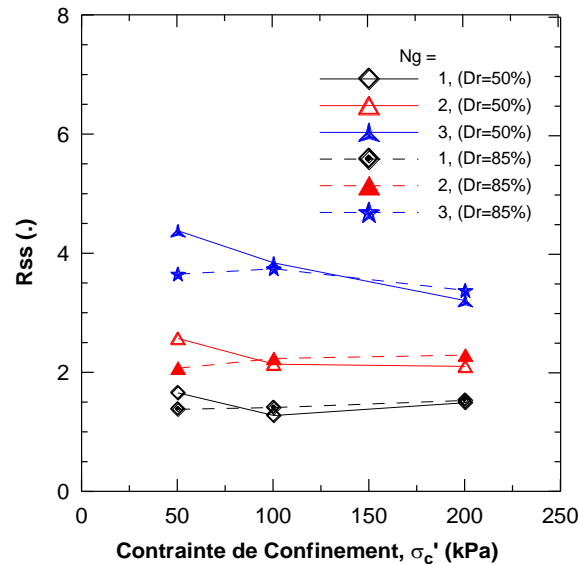


Figure III.16 : Variation du rapport de la résistance au cisaillement (R_{ss}) en fonction de la contrainte de confinement pour des échantillons de sol renforcés par géotextile

III.1.2.4. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement (Critère de Mohr-coulomb)

Les définitions des valeurs de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (φ) pour les échantillons renforcés sont basées sur la formulation de *Mohr-Coulomb* pour des essais triaxiaux.

a) 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 contraintes possibles des états de la zone de contraintes impossibles à développer dans le matériau (Figure III.17).

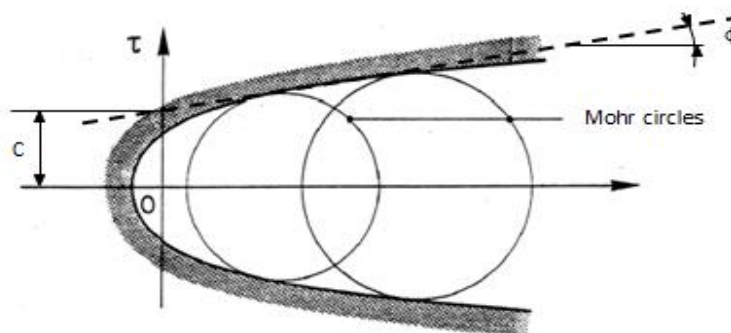


Figure III.17 : Courbes intrinsèques

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr pour lesquels débute l'écoulement du matériau (*cercles de Mohr de rupture*). Lorsqu'un cercle est tangent à la

courbe Intrinsèque l'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

Pour les sols la détermination expérimentale de la courbe intrinsèque est relativement aisée.

b) Critère de coulomb

L'expérience montre que la courbe intrinsèque d'un sol est constituée par deux demi-droites symétriques par rapport à l'axe $(\overline{O\sigma'})$ appelées droites de Coulomb.

- Sols pulvérulents: les demi-droites passent par l'origine des axes.
- Sols cohérents: les demi-droites ne passent pas par l'origine des axes et il existe une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle que l'on appelle cohésion et qui est notée c' .

L'angle des demi-droites avec $(\overline{O\sigma'})$ noté φ' est appelé angle de frottement interne.

Pour les sols pulvérulents le critère de rupture s'écrit : $|\tau'_f| = \sigma' \cdot \tan \varphi'$ (Figure III.18a)

Pour les sols cohérents, il s'écrit : $|\tau'_f| = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$ (Figure III.18b)

Avec $|\tau'_f|$ la contrainte tangentielle de rupture

Les deux demi-droites constituant la courbe intrinsèque sont appelées aussi droites de Coulomb. Il s'agit d'une loi de plasticité parfaite définissant le critère de Coulomb.

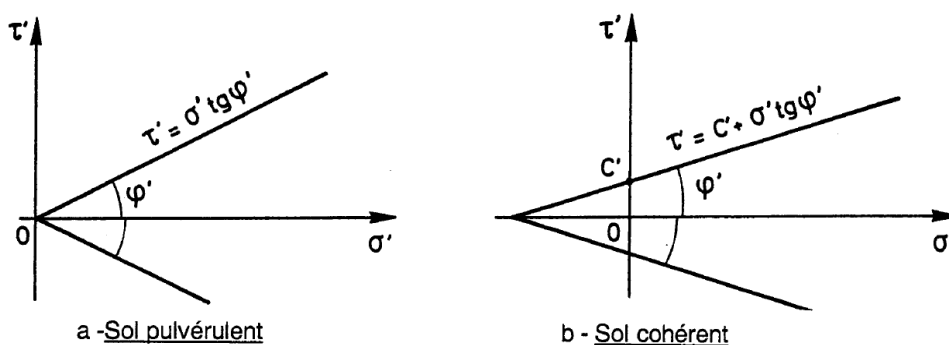


Figure III.18 : Plan de Mohr – Droites de Coulomb

c) Relation entre les contraintes principales au moment de la rupture

Les expressions suivantes traduisent le fait que le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque (Figure III.19) :

$$\overline{IT} = \overline{IR} + \overline{RT} \Rightarrow \quad (\text{Eq. III.3})$$

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi' \quad (\text{Eq. III.4})$$

$$\sigma_1' (1 - \sin \varphi') = \sigma_3' (1 + \sin \varphi') + 2c' \cdot \cos \varphi' \quad (\text{Eq. III.5})$$

$$\sigma_1' = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma_3' + 2c' \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{Eq. III.6})$$

En posant $\tan \varphi' = t$ on a :

$$\sin \varphi' = \frac{2t}{1+t^2} \text{ et } \cos \varphi' = \frac{1-t^2}{1+t^2} \quad (\text{Eq. III.7})$$

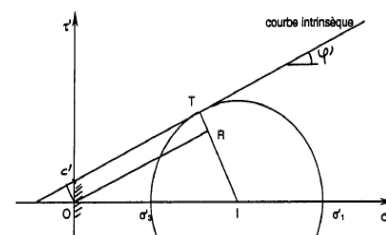


Figure III.19 : Courbe intrinsèque

$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \frac{1 + \frac{2t}{1+t^2}}{1 - \frac{2t}{1+t^2}} = \frac{1+t^2+2t}{1+t^2-2t} = \left(\frac{1+t}{1-t}\right)^2 = \left(\frac{\tan \frac{\pi}{4} + \tan \frac{\varphi'}{2}}{1 - \tan \frac{\pi}{4} \cdot \tan \frac{\varphi'}{2}}\right)^2 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{Eq. III.8})$$

III.8)

Et

$$\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \frac{\frac{1-t^2}{1+t^2}}{1 - \frac{2t}{1+t^2}} = \frac{1-t^2}{1+t^2-2t} = \frac{(1+t)(1-t)}{(1-t)^2} = \left(\frac{1+t}{1-t}\right) = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{Eq. III.9})$$

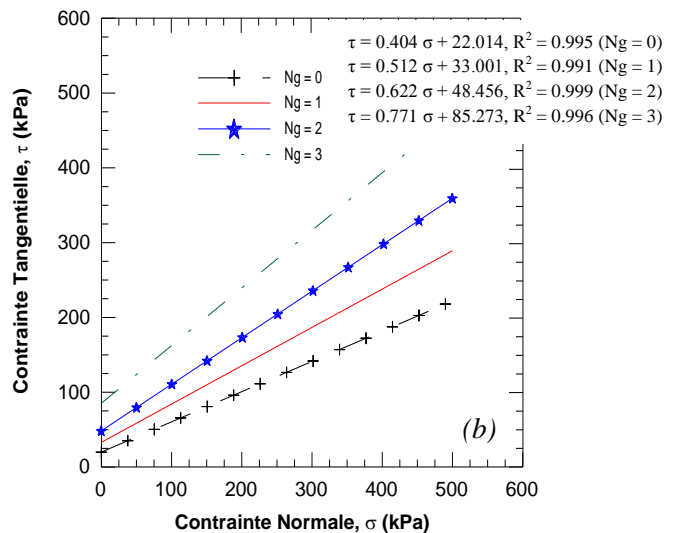
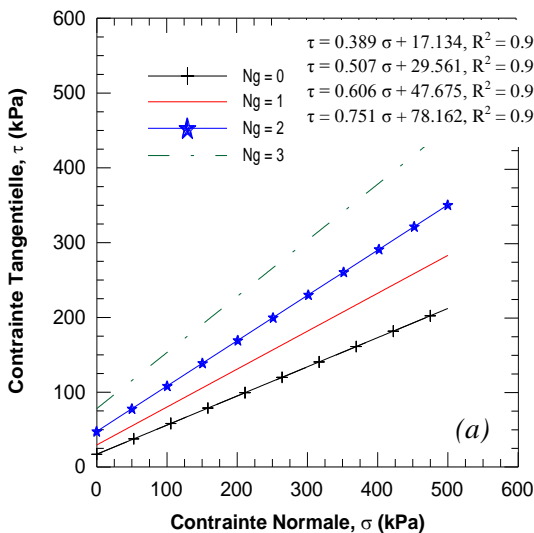
$$\text{D'où : } \sigma_1' = \boxed{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \sigma_3' + 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)} \quad (\text{Eq. III.10})$$

$$\text{De façon analogue : } \sigma_3' = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma_1' - 2c' \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (\text{Eq. III.11})$$

$$\text{On montre que : } \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad \text{et} \quad \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$\text{D'où : } \sigma_3' = \boxed{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \sigma_1' - 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)} \quad (\text{Eq. III.12})$$

La Figure III.20 présente les lignes de rupture caractéristiques des courbes intrinsèques de la loi de Mohr-Coulomb obtenues avec des échantillons denses et moyennement denses renforcés par des nappes de géotextile (Figure III.20a et III.20b). Il est à noter que la pente des lignes de rupture augmente proportionnellement avec le nombre de nappes de renfort dans les échantillons. On constate également à partir de la Figure III.20c que la cohésion augmente de manière exponentielle avec le nombre de nappes géotextile et que les valeurs de cohésion pour les échantillons denses sont sensiblement supérieures à celles des échantillons moyennement denses. Sur la Figure III.20d, on peut voir que la variation de l'angle de frottement augmente linéairement avec l'augmentation du nombre de nappes pour les échantillons denses et moyennement denses.



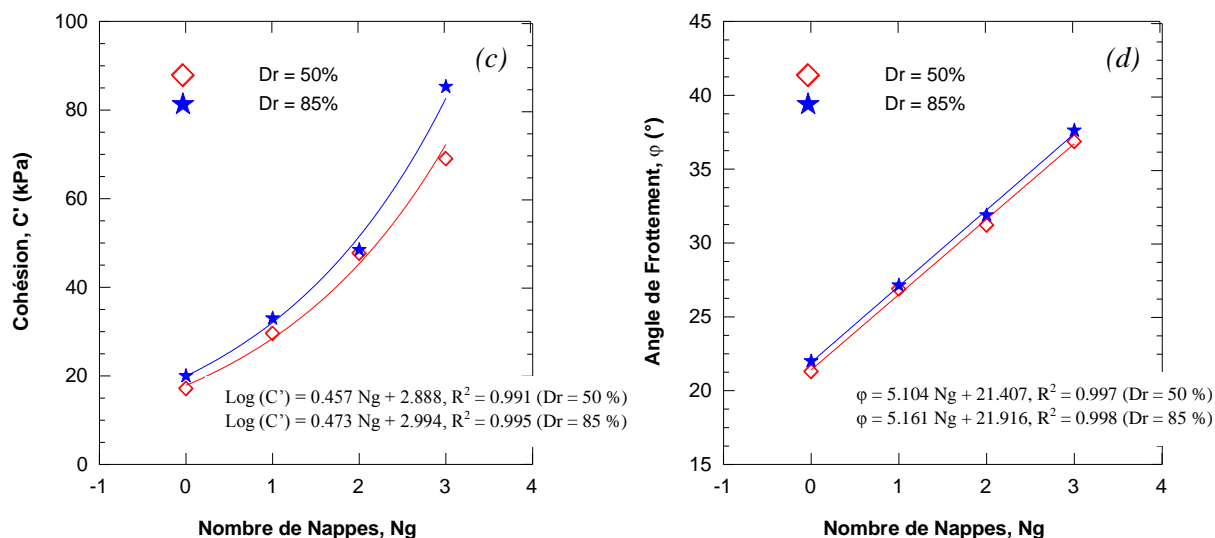


Figure III.20 : Effet des nappes géotextiles sur la cohésion et l'angle de frottement: (a) Courbes intrinsèques – échantillons moyennement denses, (b) Courbes intrinsèques – échantillons denses, (c) Variation de la cohésion en fonction du nombre de nappes de géotextile N_g , (d) Variation de l'angle de frottement en fonction du nombre de nappes géotextiles N_g

La Figure III.21 présente l'évolution du module sécant défini pour une déformation axiale $\varepsilon_1 = 27\%$ ($E_{27\%}$) en fonction du nombre de nappes de géotextile (N_g). On constate sur cette figure que le module sécant augmente de façon exponentielle avec le nombre de nappes géotextiles. Les expressions ci-dessous sont proposées pour corrélérer la variation du module sécant avec le nombre de nappes (N_g) pour une gamme de N_g comprise entre 0 et 3 ($R^2 = 0.974$ pour $\sigma'_c = 50$ kPa, $R^2 = 0.999$ pour $\sigma'_c = 100$ kPa et $R^2 = 0.991$ pour $\sigma'_c = 200$ kPa, respectivement). Pour les échantillons moyennement denses, des évolutions du module sécant similaires à celles obtenues pour les échantillons denses ont été observées (Figure III.21b).

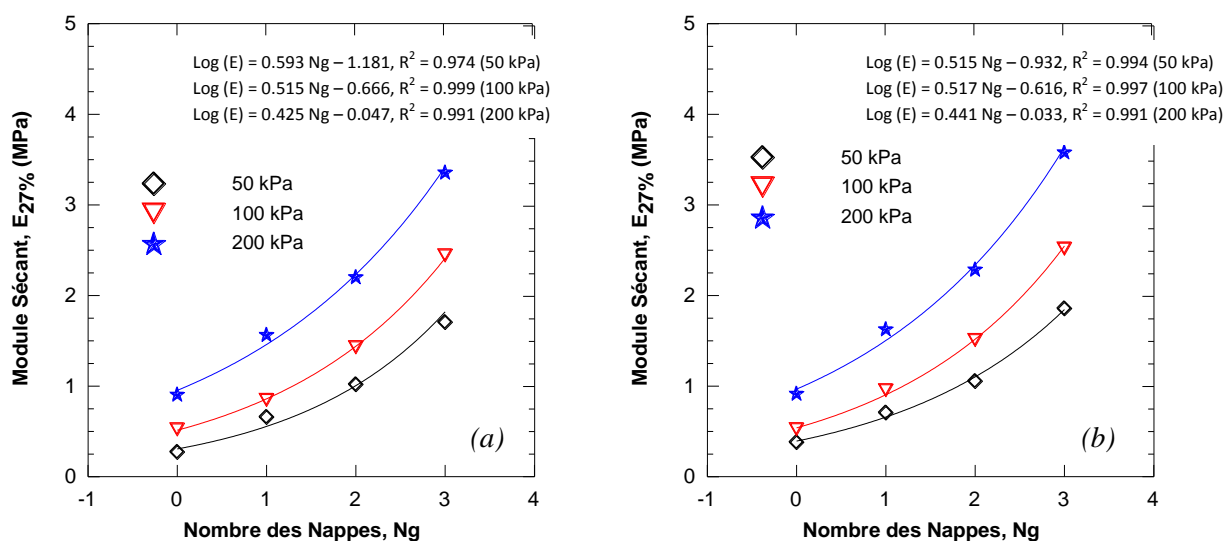


Figure III.21 : Variation du module sécant ($E_{27\%}$) obtenu à un déplacement axial de 27% en fonction du nombre de nappes de géotextile (N_g); (a) Echantillons moyennement denses, (b) Echantillons denses

Pour résumer, nous avons présenté dans ce chapitre les principaux résultats d'une étude en laboratoire de la contribution des nappes de géotextile à la fois sur la courbe contrainte-déformation et la courbe variation de volume-déformation pour des échantillons denses et moyennement denses confectionnés à partir du sable d'*Oued Chlef*. Les essais ont été effectués en utilisant le dispositif triaxial classique, les résultats montrent: Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol sableux avec l'augmentation de: la densité relative, la contrainte de confinement et le nombre de nappes de géotextile. Les déformations volumiques sont fortement influencées par le nombre de nappes de géotextile pour les trois valeurs de contraintes de confinement testées. Les nappes de géotextile réduisent la déformation latérale du sable renforcé et réduit par conséquent la dilatance du sol. Concernant l'apport du géosynthétique au renforcement, on discerne deux zones caractéristiques du comportement du sol qui se traduisent par une variation linéaire entre le rapport des contraintes (Rq) et le déplacement axial ε_1 . Pour les faibles valeurs du déplacement axial la contribution du géotextile à l'amélioration du sol est négligeable. Pour une valeur de la contrainte de confinement donnée, le rapport des déformations volumiques (R_v) augmente avec le nombre de nappes de géotextile. La cohésion des échantillons renforcés augmente avec le nombre de nappes de géotextile d'une manière exponentielle. Les valeurs de cohésion pour les échantillons denses sont sensiblement plus importantes que celles des échantillons moyennement denses. L'angle de frottement augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextiles d'une manière linéaire. Enfin, le module sécant augmente de manière exponentielle avec le nombre de nappes de géotextile pour les deux cas de densité étudiés.

III.2. Comportement mécanique des sols renforcés par des fibres de verre

Beaucoup d'études portant sur l'utilisation des fibres dans le domaine de la géotechnique ont montré que cette technique est une solution économique et efficace pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols, et également avantageuse en termes de performance par rapport au renforcement par armatures métalliques. Par ailleurs, plusieurs études ont démontré l'intérêt d'utiliser des fibres pour renforcer les sols argileux ([Andersland et Khattak 1979](#) ; [Maher et Ho 1994](#); [Al Wahab et EL-Kedrah 1995](#); [Zeigler et al. 1998](#); [Feuerharmel et al. 2000](#); [Kumar et al. 1999](#); [Casagrande et al. 2006](#), [Maliakal et Thiyyakkandi 2013](#)). [Miller et Rifai \(2004\)](#). Sur la base des résultats obtenus, il a été démontré que l'utilisation de fibres permet de réduire la fissuration et d'augmenter la conductivité hydraulique du sol argileux compacté. Les fibres sont utilisées dans de nombreuses applications pour : (a) Réparer les ruptures locales des pentes avec un mélange de fibres et de sol compacté ([Gregory et al. 1998](#)), (b) Construire des remblais avec des pentes plus raides, (c) Minimiser des fissures dues à l'expansion-contraction dans les couches d'argile ([Zeigler et al. 1998](#)), (d) stabiliser mécaniquement les routes ([Choubane et al. 2001](#)) et (e) les couches de base des chaussées et des pistes d'atterrissage ([Webster and Santoni 1997](#); [Tingle et al. 1999](#)). En outre, la mise en œuvre des sols renforcés par des fibres est aisée, par simple mélange avec le sol, puis par compactage ([Anagnostopoulos et al. 2013](#)). Une étude de [DOS Santos et al. \(2010\)](#) sur les sables cimentés et renforcés par des fibres a montré que, sous une pression de confinement supérieure à 40 MPa, le renforcement par fibres réduit fortement la propagation des fissures. L'amélioration des

propriétés mécanique des sols due au renforcement par fibres ne peut pas être une règle générale, en raison des conclusions parfois contradictoires obtenues par les chercheurs, pouvant s'expliquer par la diversité des matériaux et procédés de préparation utilisés (fibres, caractéristiques physiques des sols, densité relative). Une recherche récente a porté sur le comportement des sols à faibles résistances renforcés par des fibres. Les résultats obtenus montrent que l'ajout de fibres aux sables de faible résistance peut améliorer les propriétés mécaniques en termes de résistance au cisaillement résiduelle et au pic, ainsi que les déformations provoquées par les charges imposées. Ces facteurs influent sur le mécanisme d'interaction fibre / sol. Les résultats des études mentionnées ci-dessus sont importants pour des applications pratiques, et ils devraient recevoir une attention particulière pour la conception des produits. Par exemple, [Michalowski \(1996\)](#) a indiqué que l'efficacité de la méthode de renforcement par fibres dépend fortement du rapport entre la taille de la fibre (diamètre, longueur) et la géométrie des grains. [Consoli et al. \(2002\)](#) ont réalisé des essais triaxiaux sur sables renforcés par des fibres de téréphtalate d'éthylène ayant un diamètre effectif de 0.16 mm (coefficients d'uniformité et de courbure de 1.9 et 1.2 respectivement, et une densité relative de 70%). Ces essais ont montré que l'addition des fibres a augmenté d'une manière significative la résistance en pointe et au cisaillement résiduelle. [Yetimoglu and Salbas \(2013\)](#) a montré que l'ajout de fibres ne permet pas d'augmenter la résistance maximale au cisaillement et l'angle de frottement interne, qu'elles engendrent une diminution légère de la rigidité de cisaillement et une faible augmentation de la résistance résiduelle du sable.

L'objectif principal des travaux réalisés dans le cadre de la thèse est d'étudier l'effet du renforcement par fibres de verre sur la résistance et la raideur du sol.

III.2.1. Matériaux, procédures et dispositif d'essais

Un vaste programme d'essais de cisaillement direct a été mené pour étudier les paramètres qui influent sur le comportement au cisaillement des sables renforcés par des fibres. Le programme expérimental consiste en une série d'essais de cisaillement direct (128 essais) réalisés sur des échantillons de sable (Figure [III.22a](#)) non renforcés et renforcés par des fibres de verre pour des teneurs en fibre égales à 0.1, 0.3 et 0.5%. . Tous les essais ont été effectués à une vitesse de cisaillement égale à 1.00 mm/min.

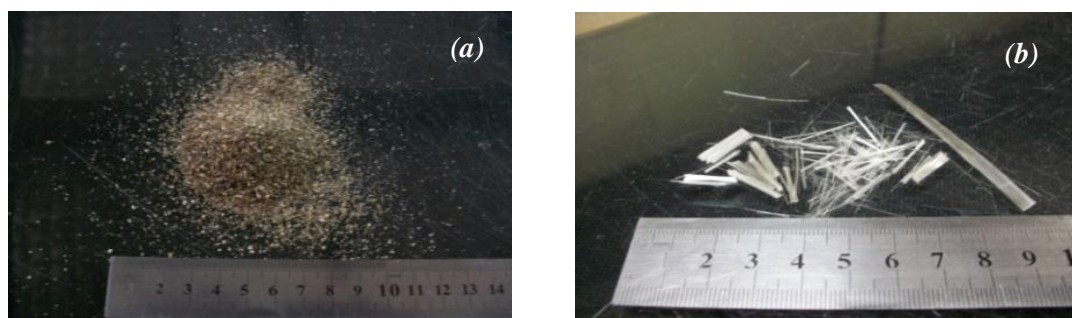


Figure III.22 : Matériaux utilisés pour cette étude: (a) Sable de Chlef, (b) Fibres de verre

Les tests ont été effectués sous diverses contraintes de confinement verticales (50, 100, 200 et 300 kPa). Deux modes de préparation des échantillons ont été utilisés (Figure [III.23](#)),

sable sec et sable humide avec desteneurs en eau de 1.5, 2.3 et 3%. Tous les tests ont été effectués à la fois pour des échantillons denses et moyennement denses (48 et 87%). Dans cette étude, nous avons évité le cas du sable lâche parce que la majorité des sols traités par des fibres sont généralement compactés. Une petite boîte de cisaillement direct de 60x60 millimètres dans le plan a été utilisée pour effectuer des tests de cisaillement sur les sables renforcés par fibres. L'épaisseur de tous les échantillons est de 25 mm.

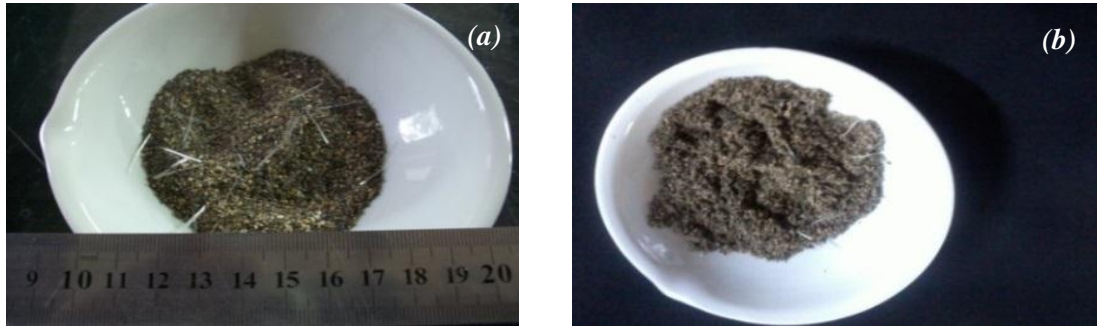


Figure III.23 : Préparation des échantillons: (a) échantillons secs, (b) échantillons humides

Des fibres de verre commercialisées (Figure III.22b) sous le nom *EWR800* (E en fibre de verre tissée itinérants) ont été utilisées dans cette étude pour réaliser les échantillons. Leurs propriétés et caractéristiques mécaniques les plus importantes, tel que donné par le fabricant, sont : longueur $L_f = 10$ mm, diamètre $D_f = 0.024$ mm, rapport d'aspect (longueur/diamètre) ≈ 416 , et masse surfacique = 800 g/m². Toutes les propriétés de renforcement ont été déterminées par des tests selon les normes *ASTM* adéquates.

Les calculs du poids et du pourcentage des fibres dans les échantillons renforcés sont, pour un volume de boîte donné (V) et un indice des vides (e_0) similaire à celui de l'échantillon non renforcé, basés sur les équations développées par (Anagnostopoulos et al. 2013). Dans ce cas, une certaine quantité de sol est remplacée par un matériau de densité inférieure de sorte que l'ensemble du massif reste inchangé (Ozkul et Gokhan (2002); Michalowski et Zao 1996). La procédure suivante a été suivie:

1. A partir du rapport de vides (e_0) et de la teneur volumique en fibres (ρ_v), le pourcentage correspondant de fibres (ρ_f) en poids a été calculé par la formule:

$$\rho_f = \frac{(1 + e_0) \cdot \gamma_f \cdot \rho_v}{(1 + e_0) \cdot (\gamma_f - \gamma_s) \cdot \rho_v \cdot \gamma_s} \quad (\text{Eq. III.13})$$

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

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

$$W_s = \frac{V}{1 + e_0} \cdot \frac{(1 - \rho_f) \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f}{(1 - \rho_f) \cdot \gamma_f + \rho_f \cdot \gamma_s} \quad (\text{Eq. III.14})$$

$$W_f = \frac{V}{1 + e_0} \cdot \frac{\rho_f \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f}{(1 - \rho_f) \cdot \gamma_f + \rho_f \cdot \gamma_s} \quad (\text{Eq. III.15})$$

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

III.2.2. Résultats des essais sur sable renforcé par des fibres de verre et discussions

Plusieurs méthodes et techniques de renforcement sont largement utilisées. Cependant concernant les matériaux géosynthétiques, l'utilisation de fibres comme renforcement, a montré une certaine efficacité imputable au mécanisme de frottement entre le matériau synthétique et les particules de sol qui contribue à augmenter la liaison entre les grains. Dans ce chapitre, l'influence de la teneur en fibres de verre (0.1, 0.3 et 0.5% contenu volumétrique de fibres) pour des échantillons denses et moyennement denses sur la résistance au cisaillement des sols sableux de la région de Chlef, seront étudiées par une série d'essais de cisaillement direct. Les résultats seront comparés avec ceux du sable non renforcé. Au préalable, une série d'essais de cisaillement direct sera effectuée pour étudier l'effet de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement (teneur en eau de 0, 1.5, 2.3 et 3%). Les résultats expérimentaux montrent de manière générale que les caractéristiques mécaniques sont améliorées par l'addition des fibres de verre, en particulier pour les échantillons humides. On a montré également qu'une teneur en fibres de 0.3% est une valeur critique pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques. L'ajout de fibres permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement du sol mais contribue également à limiter la dilatance du sol. Pour le cas du sable sec, le renforcement par fibres a un effet négatif sur la résistance résiduelle en particulier pour les échantillons moyennement denses qui peut s'expliquer par une valeur relativement faible du poids spécifique des matériaux géosynthétiques.

III.2.2.1. Effet de la teneur en eau

Plusieurs études sur l'effet de l'humidité (teneur en eau) sur le comportement mécanique des sols ont révélé une diminution remarquable de leurs caractéristiques mécaniques. De cette façon, nous allons étudier l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique du sable de la région de *Chlef* et ce pour plusieurs densités et différentes contraintes de confinement. Cette étude portera sur la comparaison entre les résultats obtenus à partir des essais de cisaillement direct réalisés à différentes teneurs en eau (1.5, 2.3 et 3%) pour des échantillons non renforcés, et ceux obtenus avec du sable sec.

a) Echantillons moyennement denses ($Dr = 48\%$)

La Figure III.24 présente l'effet de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques des sables non renforcés sous une pression de confinement de 200 kPa et une densité relative moyenne Dr de 48%. On constate sur la Figure III.24a une augmentation progressive de la résistance au cisaillement du sable sec avec le déplacement horizontal. Pour les

échantillons de sable sec un pic est atteint à partir d'un déplacement horizontal de 2.5 mm. Dans ce cas, après le pic on constate une diminution de la résistance au cisaillement qui atteint une valeur de 180 kPa. Pour les échantillons humides la contrainte de cisaillement augmente progressivement sans atteindre de palier. Les valeurs résiduelles obtenues en fin d'essai sont de 173, 161 et 150 kPa pour des teneurs en eau de 1.5, 2.3 et 3% respectivement.

La Figure III.5b présente la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Les essais sur des échantillons secs ont montré un comportement dilatant en début d'essai qui se caractérise par une augmentation du déplacement vertical (jusqu'à un déplacement horizontal de 2.5 mm) puis par une phase de contractance jusqu'à la fin de l'essai. Tous les échantillons humides ont montré un comportement dilatant qui se caractérise par une augmentation du volume des échantillons qui est d'autant plus importante que la teneur en eau est élevée. Les résultats de la Figure III.24a ont permis de tracer les droites de rupture de Mohr-Coulomb présentées sur la Figure III.24c. On constate que la pente des droites de rupture de l'échantillon sec est la plus grande (0.819). Dans les autres cas et pour les échantillons humides, les pentes sont légèrement plus faibles et atteignent des valeurs de 0.781, 0.775 et 0.762 pour des teneurs en eau de 1.5, 2.3 et 3% respectivement.

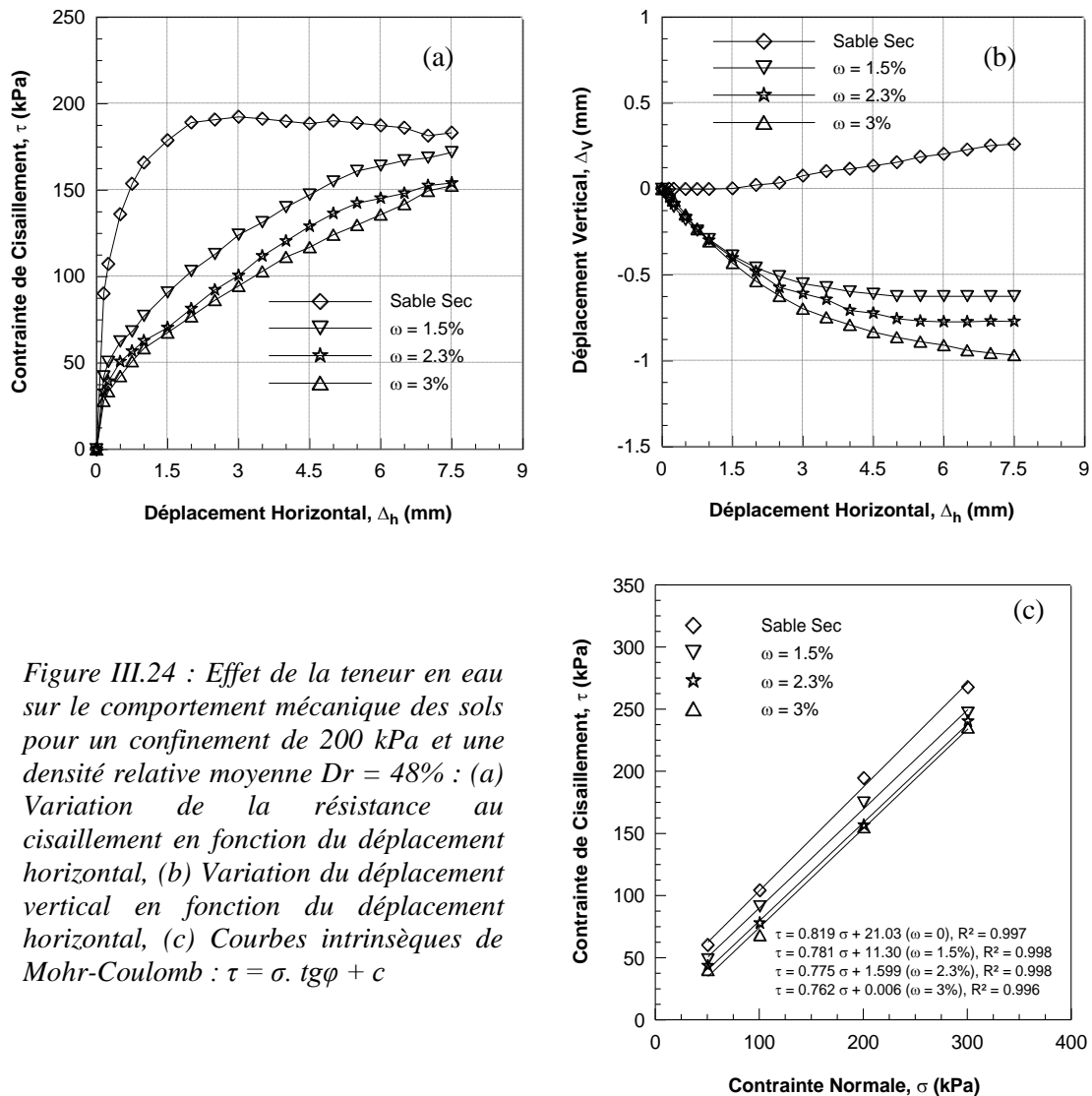


Figure III.24 : Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols pour un confinement de 200 kPa et une densité relative moyenne $Dr = 48\%$: (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$

b) Echantillons denses ($Dr = 87\%$)

La Figure III.25 montre l'effet de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement, le déplacement vertical et les courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb, pour une pression de confinement de 200 kPa et une densité relative élevée ($Dr = 87\%$). Des allures similaires à celles obtenues précédemment avec des matériaux moyennement denses ont été obtenues pour les graphes donnant la variation de la résistance au cisaillement et du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. Cependant on note des valeurs plus élevées pour la résistance au cisaillement, et des valeurs de dilatance plus faibles.

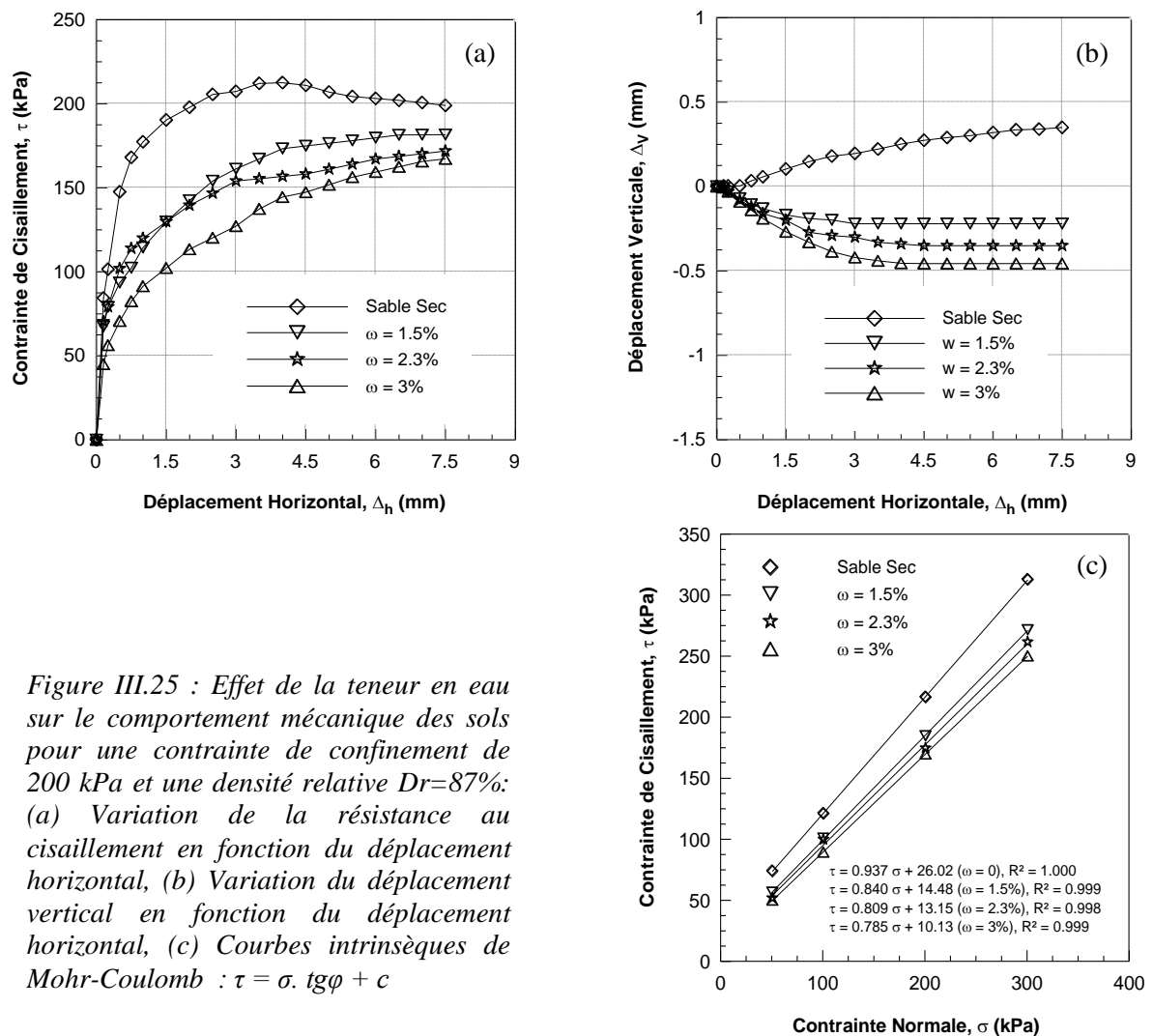


Figure III.25 : Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des sols pour une contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $Dr=87\%$: (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$

Etablie sur la base des Figures III.24c et III.25c ; la Figure III.26 montre la variation de l'angle de frottement ϕ du sol en fonction de la teneur en eau de l'échantillon. On constate une diminution linéaire de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau pour les échantillons testés (Figure III.26b). Cette courbe montre que l'humidité a un effet négatif important sur le comportement mécanique du sable comparativement aux matériaux secs.

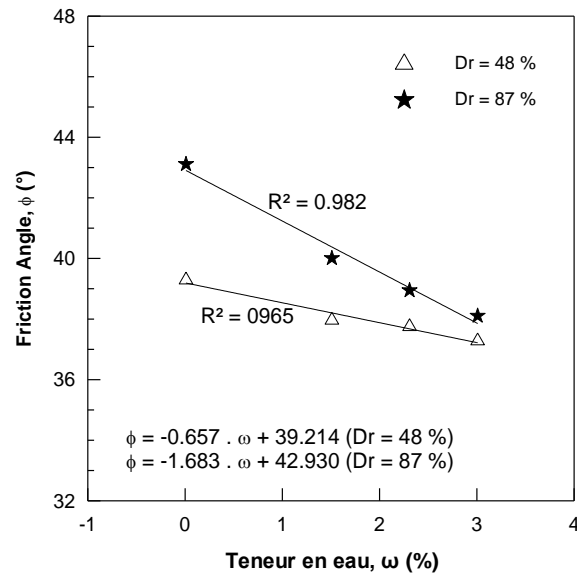


Figure III.26 : Effet de la teneur en eau sur l'angle de frottement du sol

III.2.2.2. Effet des fibres de verre sur le comportement mécanique des sols

a) Echantillons moyennement denses ($Dr = 48\%$)

L'effet des inclusions de fibres sur le développement de la contrainte de cisaillement et sur les droites de Mohr (courbes intrinsèques) pour une densité relative moyenne ($Dr = 48\%$) a été analysé plus en détails dans ce chapitre. Pour les échantillons secs (Figure III.27a), une augmentation graduelle de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal a été observée pendant l'essai jusqu'à ce qu'un maximum de la contrainte de cisaillement soit atteint pour un déplacement horizontal de 2.5 mm. Il est à noter que l'ajout de fibres entraîne une mobilisation plus rapide de la contrainte de cisaillement maximale, qui est obtenue après 1.5 mm de déplacement horizontal pour des pourcentages de fibres de 0.1 et 0.3%. Il est à noter également, pour le cas d'une densité relative moyenne, un radoucissement du comportement vers une valeur de contrainte au cisaillement résiduelle pour les échantillons renforcés par des fibres.

Pour des dosages importants en fibres, l'augmentation de la teneur en fibres entraîne une réduction de la densité sèche et une désorganisation du squelette granulaire qui conduisent à minimiser l'effet des fibres. Des résultats similaires ont été trouvés par Parbakar et Sridhar (2002) et Aqeel et al. (2011) qui ont travaillé notamment sur le renforcement par des fibres de papyrus.

Pour les échantillons humides (Figure III.27b), une amélioration significative de la résistance au cisaillement a été obtenue en début d'essai notamment pour les échantillons contenant un pourcentage de fibres de 0.3 %. Des observations similaires ont été trouvées par Kumar et al. (1999) qui ont fait des études sur des argiles renforcés par fibres et par Maher and Gray (1990) qui ont fait des études sur des sables renforcés par fibres. Il est remarquable que tous les échantillons renforcés par fibres aient une résistance au cisaillement plus grande que celle des échantillons non renforcés. On note une légère variation de la pente des courbes intrinsèques des matériaux déterminées grâce aux valeurs de résistances résiduelles obtenues pour un déplacement horizontal de 7.5 mm (Figure

III.27c et III.27d). Des pentes de 0.762, 0.767, 0.772 et 0.632 ont été trouvées respectivement pour le sable non renforcé et les échantillons renforcés avec un dosage en fibres de 0.1, 0.3 et 0.5 %.

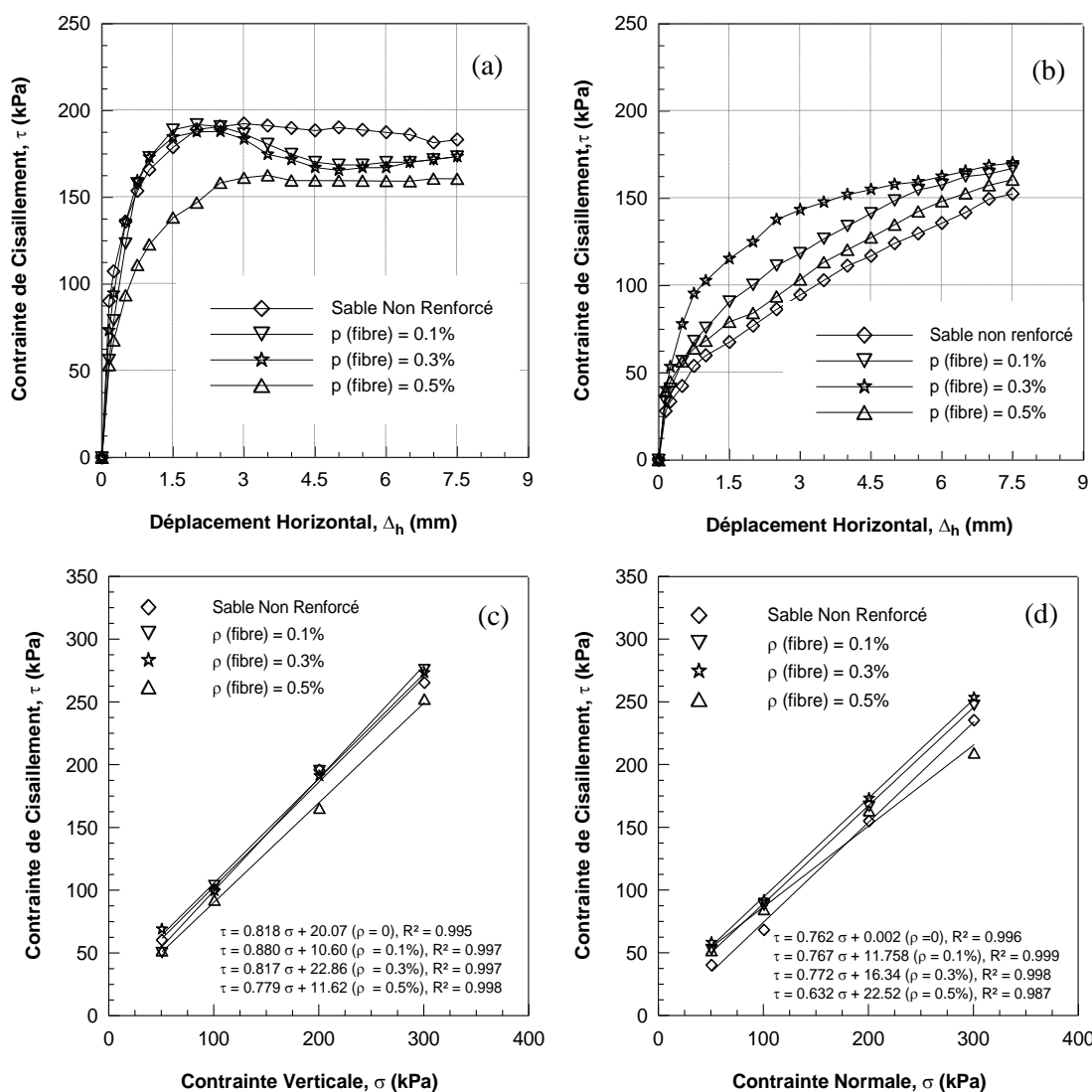


Figure III.27 : Effet de la teneur en fibre sur la résistance au cisaillement pour une contrainte de confinement de 200 kPa, une densité relative $Dr = 48\%$ et différentes teneurs en eau ω : (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 0$), (b) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 3\%$), (c) Courbes intrinsèques des échantillons secs, (d) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega = 3\%$)

Les graphes de la Figure III.28, montrent l'effet des inclusions de fibres sur la variation du déplacement vertical (la déformation volumique). Dans les échantillons secs (à gauche), les sols non renforcés présentent une phase de dilatance jusqu'à un déplacement horizontal de cisaillement égal à 2.3 mm, puis une phase de contractance représentée par une diminution du déplacement vertical. Pour les échantillons renforcés ; on a observé une variation des déplacements verticaux de l'échantillon de plus en plus importante avec l'augmentation de la teneur en fibres de l'échantillon.

Les résultats des essais effectués sur des échantillons humides dont la teneur en eau est égale à 3% (à droite) montrent que la présence des fibres induit une forte diminution des déformations volumiques; ce qui a pour effet de minimiser les fissurations d'expansion-contraction due aux efforts appliqués. Des résultats similaires ont été obtenus par Ziegler et al. (1998) qui ont fait des études sur des argiles renforcés par des fibres.

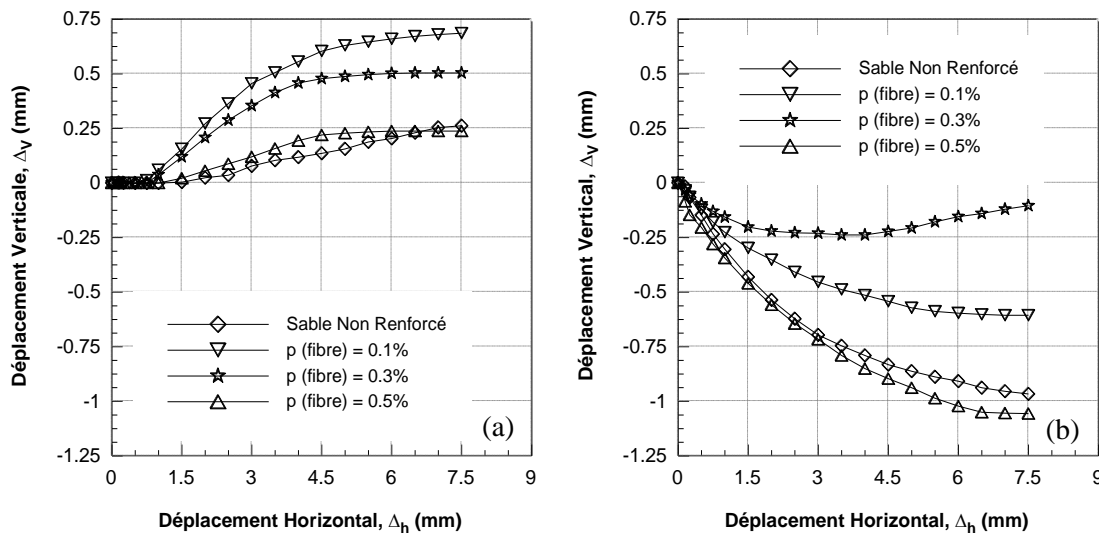


Figure III.28 : Effet de la teneur en fibre sur la variation du déplacement vertical pour une contrainte de confinement de 200 kPa et une densité relative $Dr = 48\%$: (a) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 0$), (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 3\%$)

b) Echantillons denses ($Dr = 87\%$)

La Figure III.29 présente les résultats des tests de cisaillement direct effectués à un confinement de 200 kPa sur des échantillons denses ($Dr = 87\%$) de sable sec et humide ayant une teneur volumétrique en fibres allant de 0.1 à 0.5%.

Le cas des échantillons secs est traité sur les Figures III.29a et III.29c qui montrent l'évolution de la résistance au cisaillement et de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal et de la contrainte normale, respectivement. On constate que les échantillons renforcés avec une teneur volumétrique de fibres de 0.3% conduisent aux valeurs de contraintes de cisaillement au pic les plus élevées et ce pour des déplacements horizontaux de 2 mm. Une tendance similaire est obtenue pour la pente de la courbe intrinsèque. En revanche, on remarquera que la teneur en fibres a un effet négatif sur la résistance au cisaillement résiduelle qui varie entre 170 et 190 kPa pour les échantillons secs renforcés et qui atteint une valeur palier de 200 kPa pour l'échantillon non renforcé.

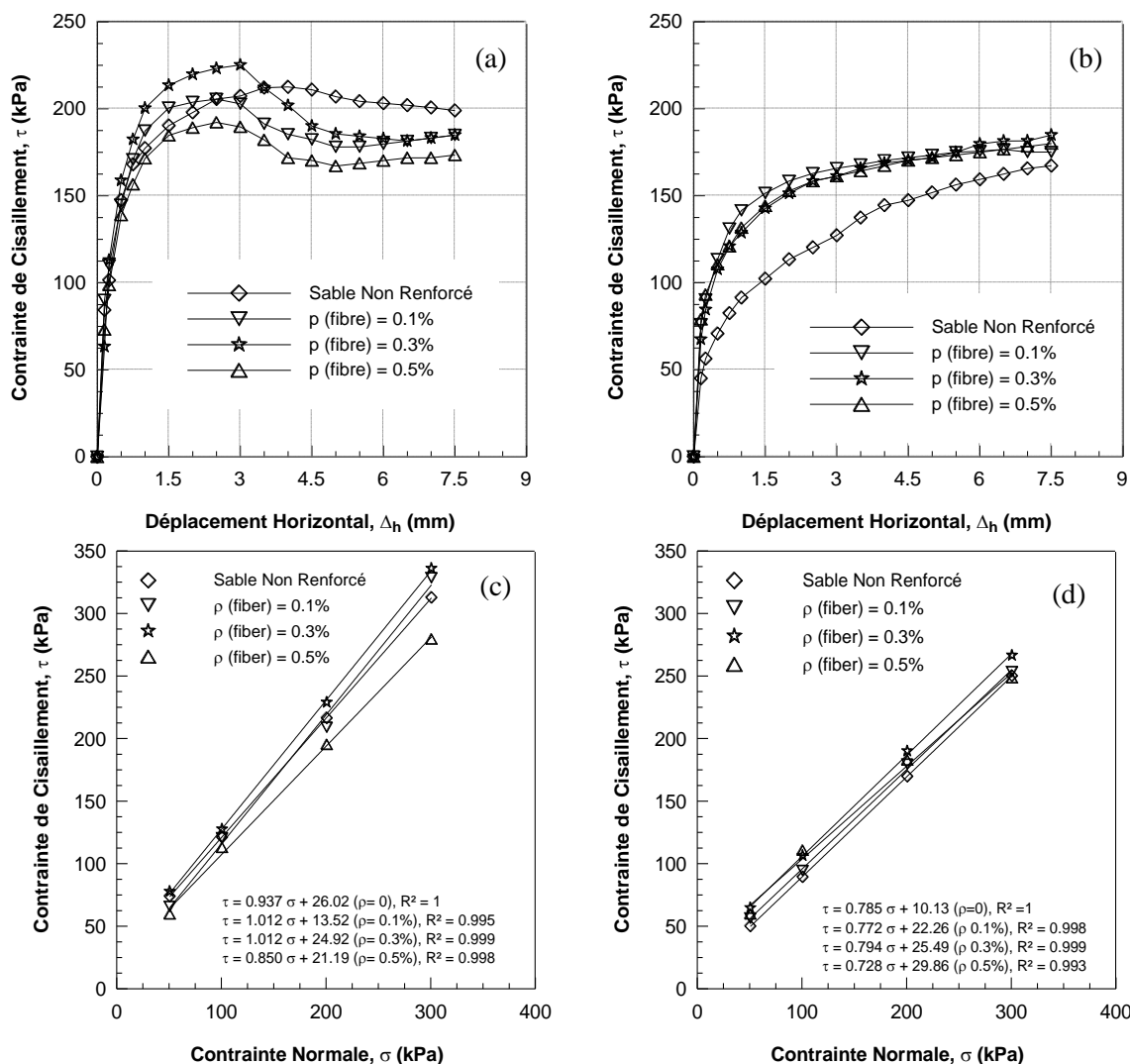


Figure III.29 : Effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement pour une contrainte de confinement de 200 kPa, une densité relative $Dr = 87\%$ et différentes teneurs en eau ω : (a) Contrainde de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 0$), (b) Contrainde de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ($\omega = 3\%$), (c) Courbes intrinsèques des échantillons secs, (d) Courbes intrinsèques des échantillons humides ($\omega = 3\%$)

Le cas des échantillons humides à une teneur en eau de 3% est présenté sur les Figures III.29b et III.29d qui donnent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal et la variation de la contrainte de cisaillement en fonction des contraintes normales, respectivement. Au début de l'essai, les pentes initiales des courbes de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement sont quasi-linéaires et assez voisines pour tous les échantillons de sable renforcés et non renforcés testés. Une inflexion de la courbe est obtenue après un déplacement horizontal de 0.25 mm pour les échantillons non renforcés et de 0.5 mm pour les échantillons renforcés. Il est à noter également que le renforcement avec des fibres est le plus efficace pour les échantillons humides qu'avec les échantillons secs. Des valeurs de résistance au cisaillement à la fin du test variant entre 170 kPa et 185 kPa ont été obtenues pour les échantillons renforcés ; alors que la valeur de la contrainte au cisaillement est de 160 kPa pour les échantillons non renforcés.

L'effet de la teneur en fibres sur les pentes des courbes intrinsèques (angle de frottement, Figures III.29b et 29d) est plus marquée pour la teneur en fibres de 0.3% dont la pente est de 0.794, comparativement aux autres teneurs en fibres où les pentes varient de 0.772 et 0.728 pour des teneurs en fibres égales à 0.1 et 0.5% respectivement. Un constat identique peut être fait sur la valeur de la cohésion qui correspond au point d'intersection de la courbe intrinsèque avec l'axe des ordonnées.

La Figure III.30a présente la contribution du sable renforcé par fibres à la minimisation de la dilatance du sol par l'évolution des déplacements verticaux en fonction des déplacements horizontaux. On peut observer que les échantillons renforcés avec des fibres ont un faible caractère dilatant à la fin du test comparativement aux échantillons non renforcés à la fois pour les échantillons secs et les échantillons ayant une teneur en eau égale à 3 %. Il est à noter également que le degré de dilatance de l'échantillon humide est plus important en comparaison avec les échantillons secs. Une teneur volumétrique des fibres de 0.3% est la valeur optimale permettant de minimiser la dilatance des échantillons qui peut entraîner une meilleure résistance à la fissuration du sol lors d'un chargement externe.

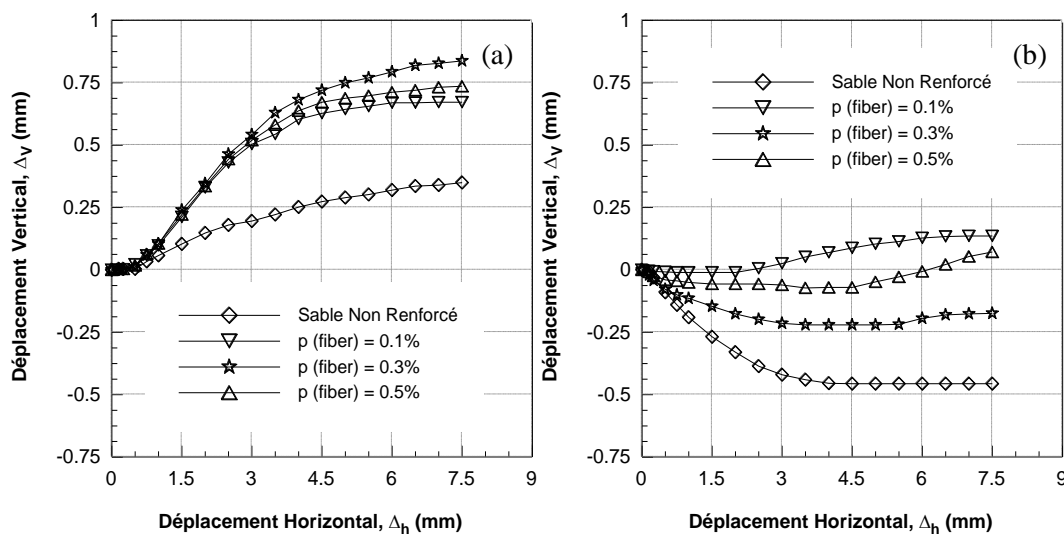


Figure III.30 : Effet de la teneur en fibre sur la variation du déplacement vertical pour une contrainte de confinement de 200 kPa, une densité relative $D_r = 87\%$ et différentes teneurs en eau ω : (a) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 0$), (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ($\omega = 3\%$)

III.2.2.3. Effet de la contrainte de confinement et de la densité sur le comportement mécanique des sols renforcés

La Figure III.31a présente l'effet de la pression de confinement et de la densité relative sur la contrainte de cisaillement. On remarque sur cette figure des augmentations similaires de la résistance au cisaillement pour les deux pressions de confinement testées (50 et 200 kPa). En revanche sur les courbes du déplacement vertical (Figure III.31b), on peut voir que la contrainte de confinement de 200 kPa contribue à réduire la dilatance des échantillons comparativement à la contrainte de confinement de 50 kPa. La densité relative

à un effet similaire à celui de la contrainte de confinement sur l'amélioration de la résistance au cisaillement. La Figure III.31a montre que la contrainte de cisaillement des échantillons denses est supérieure à celles des échantillons moyennement denses. Concernant l'effet de la densité par rapport à l'expansion de volume, nous pouvons voir sur la Figure III.31b que la plus grande valeur de densité relative conduit à une dilatance plus importante comparativement à la valeur de densité la plus faible, de sorte que l'influence de la densité sur la dilatance du sol est à l'opposé de celle de la contrainte de confinement.

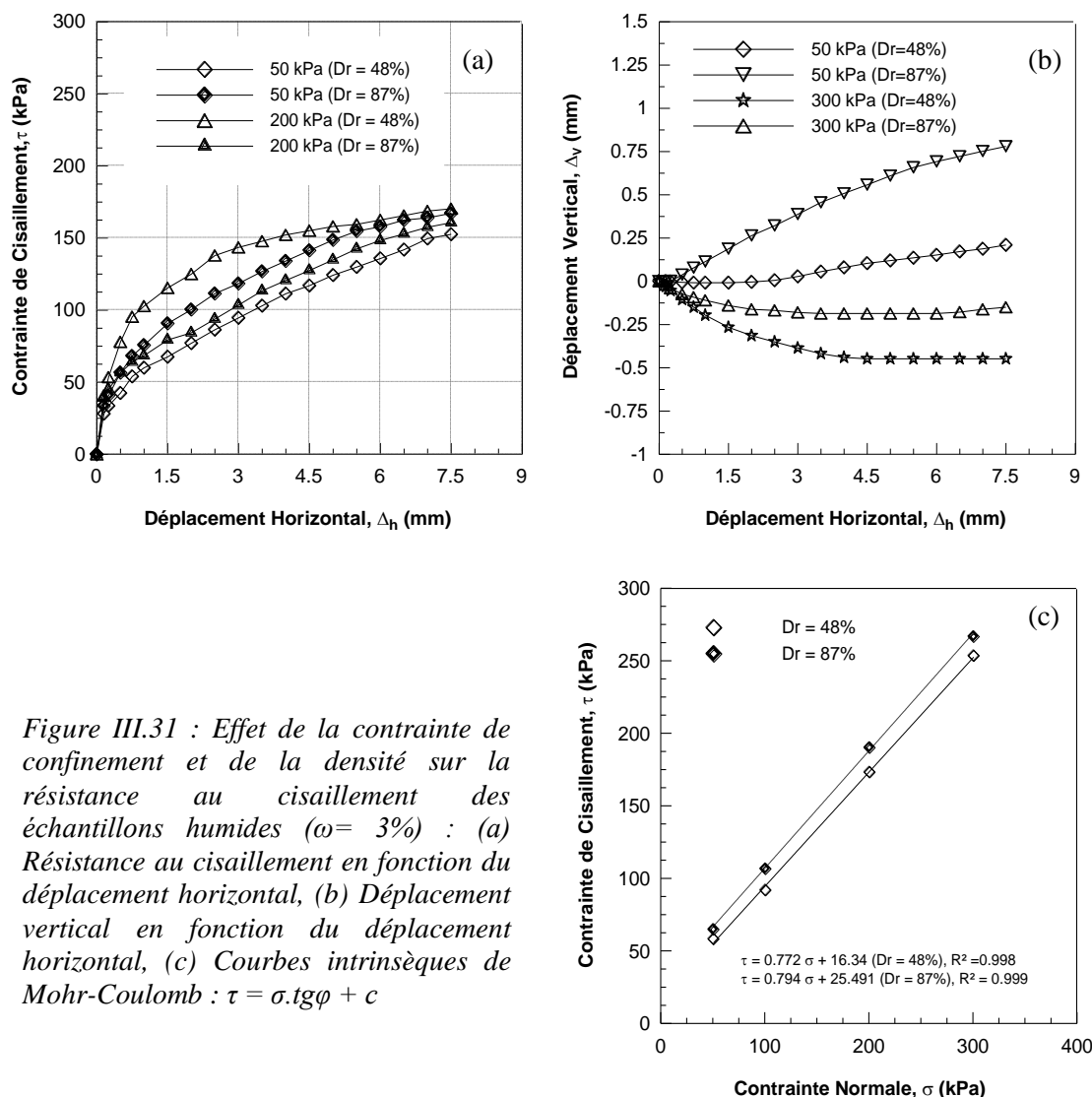


Figure III.31 : Effet de la contrainte de confinement et de la densité sur la résistance au cisaillement des échantillons humides ($\omega = 3\%$) : (a) Résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, (b) Déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, (c) Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$

Les graphiques ci-dessous (Figure III.32) montrent l'évolution de la cohésion apportée par les fibres et de l'angle de frottement interne du sol en fonction de la teneur volumétrique des fibres. La cohésion augmente proportionnellement de manière exponentielle avec le pourcentage de fibres dans l'échantillon. L'addition de fibres augmente sensiblement la valeur de la cohésion ; par exemple pour les échantillons moyennement denses on obtient une cohésion d'environ 10 kPa pour une teneur volumique en fibres de 0.1%, 16.5 kPa pour une teneur en fibres de 0.3% et 22 kPa pour une teneur en fibres de 0.5%. Il est à noter, d'après les résultats obtenus, que la présence de fibres modifie fortement les caractéristiques du mélange et le rend cohésif. Sur la Figure III.32b on constate que l'angle

de frottement varie non linéairement avec l'augmentation de la teneur en fibres et qu'il existe un optimum pour une valeur de teneur en fibre de à 0.3%.

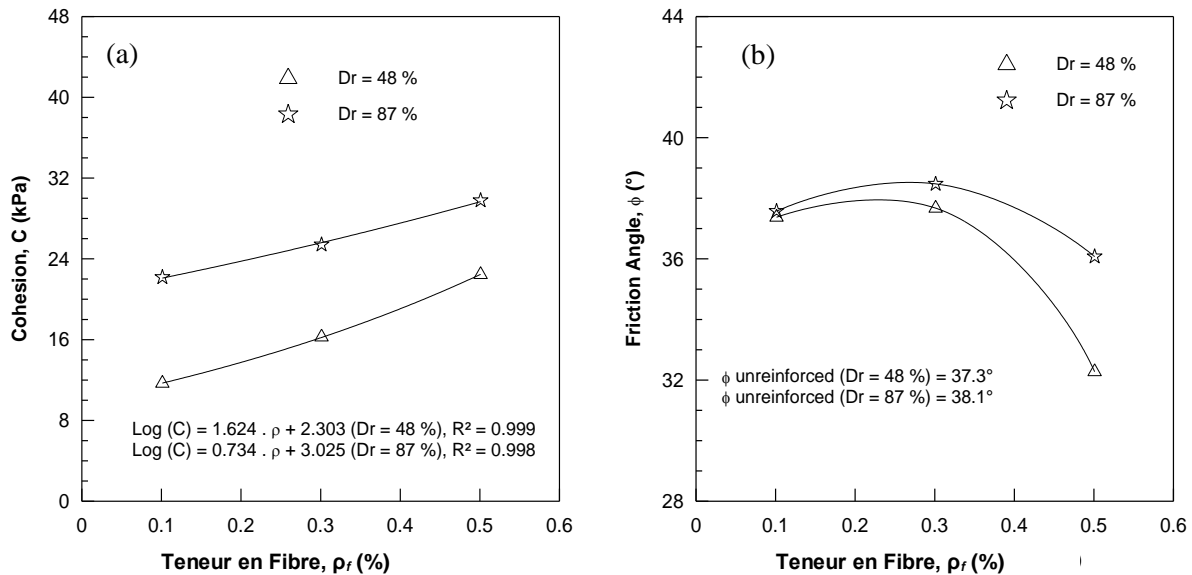


Figure III.32 : Effet de la teneur en fibres sur la cohésion et l'angle de frottement du sol renforcé ($\omega = 3\%$): (a) Variation de la cohésion, (b) Variation de l'angle de frottement

En résumé, des expériences de laboratoire ont été menées pour étudier l'effet de l'inclusion de fibres de verre sur le comportement en cisaillement d'un sable liquéfiable de la région de *Chlef*. En tenant compte des données et des résultats obtenus dans cette étude; les conclusions suivantes peuvent être tirées:

1. La contrainte de cisaillement du sable étudié est fortement influencée par la teneur en eau, la quantité de fibres et sa densité initiale.
2. Pour les deux densités auxquelles les échantillons ont été testés, on a constaté une diminution des résistances au cisaillement maximale et résiduelle avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui entraîne une réduction des caractéristiques physiques telles que l'angle de frottement interne.
3. L'addition de fibres de verre a un effet positif dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du sol avec une mobilisation plus rapide de la résistance et une augmentation significative des caractéristiques physiques. L'ajout de fibres permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement du sol, mais limite également les déformations et les variations de volume sous une charge donnée, ce qui peut contribuer à une réduction des fissures extension-contraction des échantillons de sable. Le pourcentage de la teneur en fibres est un paramètre important qui présente un optimum de 0.3 % pour l'étude menée.
4. La densité relative et le confinement ont le même effet bénéfique sur le comportement mécanique du sable étudié.

III.3. Comportement mécanique des sols renforcés par des géocells (géotextiles tridimensionnels)

Le renforcement des sols par géocells a acquis dans un passé récent une popularité considérable en géotechnique et génie routier. Il s'est avéré particulièrement utile pour le renforcement des talus, des pentes abruptes, des murs de soutènement et des remblais parce qu'il permet d'améliorer la capacité portante des structures, d'augmenter leur résistance et leur rigidité, de réduire les tassements et minimiser les coûts et les temps de réalisation. Le terme "géocells" désigne un géosynthétique tridimensionnel constitué de cellules formant un nid d'abeille une fois étiré (Figure III.33). Il a été initialement développé par le « US Army Corps of Engineers » pour la stabilisation rapide des pistes en sable dans le domaine militaire (Yang et al. 2010). Par rapport aux produits géosynthétiques plans (par exemple, les géogrilles et les géotextiles), les géotextiles géocellulaires peuvent fournir au sol un meilleur confinement latéral. Le composite renforcé formé par les alvéoles et le sol possède une rigidité et une résistance au cisaillement bien plus élevées que celles du sol non renforcé.

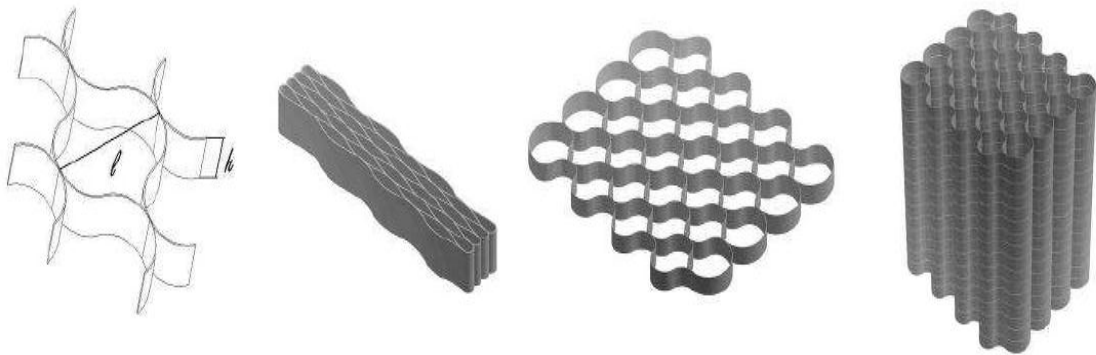


Figure III.33 : Cellule élémentaire, nappe pliée, nappe dépliée et empilement de nappes géocellulaires (Soude, 2012)

Le concept de confinement cellulaire du sol a été mis en évidence par Rea et Mitchell (1978). Pendant les trois dernières décennies, l'usage bénéfique des renforts géocellulaires dans le domaine de la géotechnique a été rapporté par de nombreux chercheurs e.g. Bathurst and Jarrett (1989); Bush et al. (1990); Cowland et Wong (1993); Bathurst et Knight (1998); Rajagopal et al (1998) et (1999); Krishnaswamy et al. (2000); Madhavi Latha. (1995); Dash et al. (2001); Sitharam et al. (2005). Sitharam et Hegde (2013).

La présente étude vise à démontrer la contribution des nappes géocellulaires au renforcement mécanique du sable de Chlef (Figure III.34a) lors d'une compression triaxiale conventionnelle (CU) réalisée dans des conditions non drainées. Les paramètres étudiés sont le déviateur des contraintes lors de la rupture, l'angle de frottement interne, la cohésion et la variation de la pression interstitielle. Les tests ont été effectués sur un sable lâche renforcé par des nappes géocellulaires de différentes épaisseurs. Les résultats sont comparés à ceux des échantillons non renforcés. Ce document présente d'abord les matériaux utilisés dans l'étude, la procédure expérimentale, puis l'analyse des résultats expérimentaux.

III.3.1. Préparation des échantillons

Des géocells de renforcement de type “*Ground-Grid 110/50*” ont été utilisés dans cette étude (Figure III.34b). Elles sont composées de bandes de géotextile non tissées, scellées à chaud pour former un système cellulaire tridimensionnel. La résistance à la traction du géotextile et des soudures fournit une structure idéale évitant l’affaissement, l’orniérage et le fluage des sols auxquelles elles sont associées. Le remplissage par agrégat et la forte porosité des bandes de géotextile permet les circulations de l’eau horizontalement et verticalement. Les caractéristiques de ce matériau sont données dans le Tableau III.3.

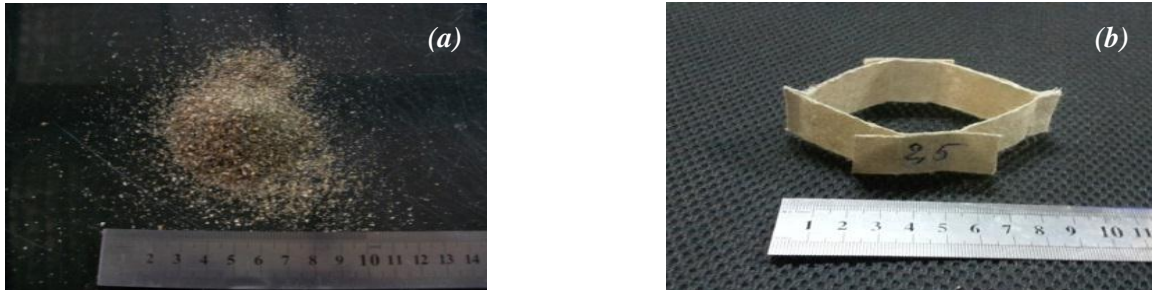


Figure III.34 : Matériaux utilisés pour cette étude : (a) sol, (b) alvéole élémentaire d’une hauteur $h_g = 2.5$ cm

Tableau III.3. Propriétés des géocells utilisées dans cette étude

Propriétés	Normes standards	Unité	Valeurs
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m^2	290
Epaisseur	EN ISO 9863-1	Mm	0.75
Résistance à la traction	EN ISO 10319	kN/m	21
Elongation de filtration	EN ISO 10319	%	55
Ouverture de filtration	EN ISO 12956	μm	70
Perméabilité	EN ISO 11058	Mm/s	15

La préparation des échantillons de sol a une grande importance dans la procédure expérimentale et sera décrite dans cette section. Initialement, les sols secs sont mis en place par couches successives légèrement compactée (7 au total) et leurs masses et hauteurs sont préalablement prédéfinies (Figure III.35) pour atteindre la hauteur de l’échantillon désirée. Un procédé de compactage statique a été appliquée sur les couches de sol tel que rapporté par Unnikrishnan et al. (2002). La construction de l’échantillon a été effectuée dans un moule cylindrique de 70 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur, sur lequel est plaquée une membrane en latex d’une épaisseur de 0.3 mm grâce à l’application d’un vide entre celle-ci et le moule. Aux deux extrémités de l’échantillon sont placés deux embases poreuses pour permettre l’écoulement de l’eau à l’intérieur de l’échantillon. La libération de moule est obtenue en appliquant une légère pression négative à l’échantillon (environ -16 kPa). Une fois que le moule est retiré, cette pression est réduite à -100 kPa. On fera remarquer qu’à cette phase, l’échantillon est déjà consolidé sous un confinement de 100 kPa. Si la pression de consolidation souhaitée est inférieure à 100 kPa, la pression de vide

dans l'échantillon ne doit pas dépasser cette valeur. L'échantillon est par la suite progressivement confiné jusqu'à la contrainte de confinement souhaitée.

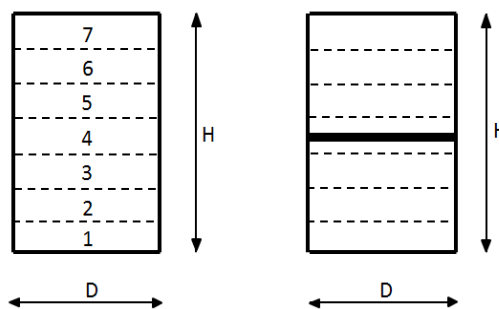


Figure III.35 : Position des inclusions de géocells dans les échantillons

III.3.2. Résultats des essais sur sable non renforcé et renforcé par Géocells

Les essais de compression non drainés ont été réalisés à l'appareil triaxial sur des échantillons de sol sablonneux lâches ($Dr = 14\%$) provenant de la région de Chlef. Des échantillons non armés et renforcés par des nappes de géocells de différentes hauteurs ont été testés à différentes valeurs (50 et 200 kPa) de la pression de confinement (σ'_c).

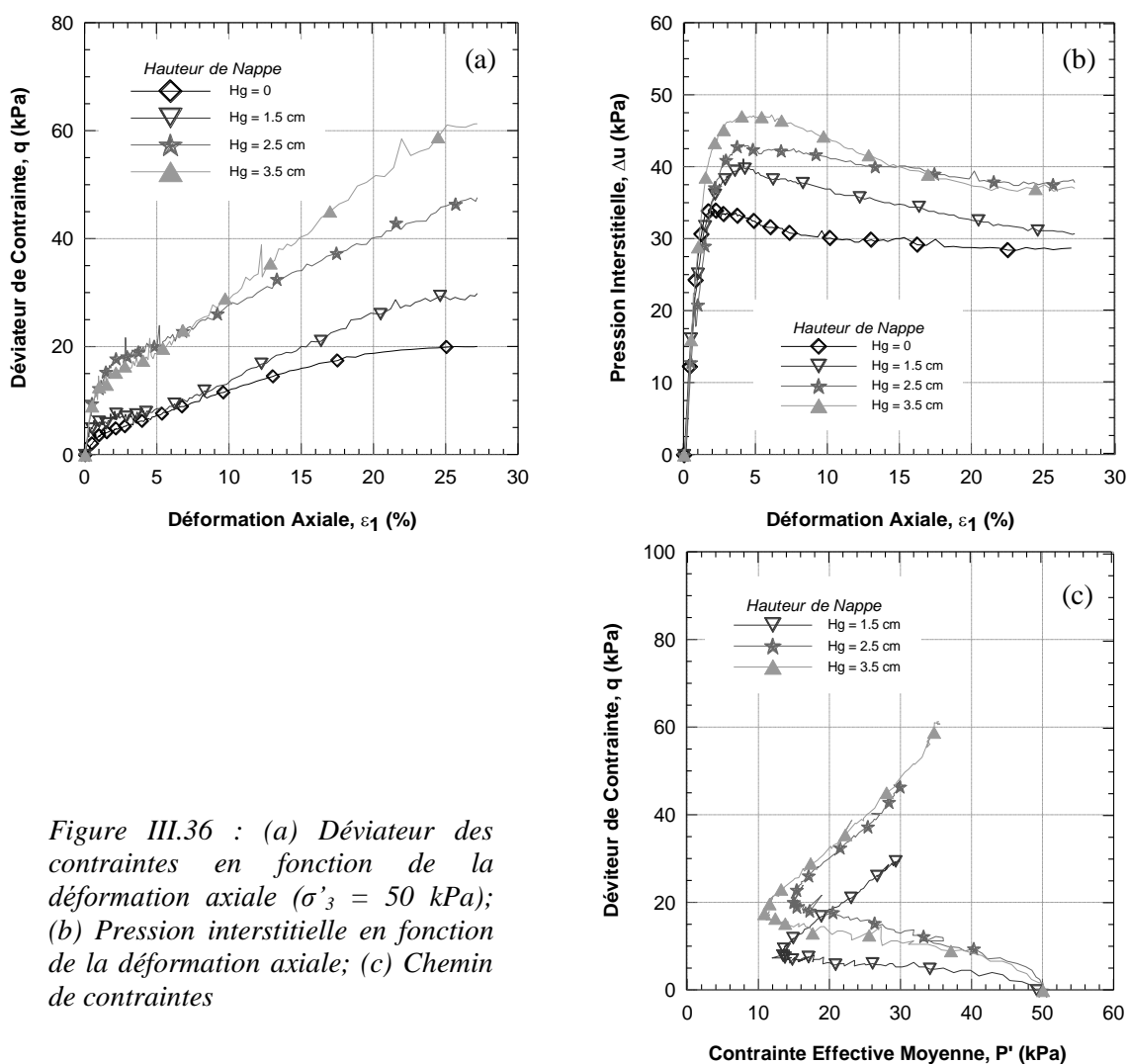


Figure III.36 : (a) Déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale ($\sigma'_3 = 50$ kPa); (b) Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale; (c) Chemin de contraintes

La Figure III.36a présente les résultats des essais triaxiaux non drainés réalisés sur le sable renforcé avec différentes épaisseurs de renfort; 1.5, 2.5 et 3.5 cm respectivement, et sous une pression de confinement égale à 50 kPa. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente fortement en fonction de la hauteur des couches de renforcement. Concernant la pression interstitielle (Δu), celle-ci augmente également avec la hauteur des nappes de renforcement et ce jusqu'à une valeur proche de 8% de déformation axiale (Figure III.36b). Cette augmentation de la pression interstitielle est liée à l'action des inclusions de géocells dans le sol qui s'oppose à la dilatance du sol et au développement des déformations radiales; de sorte que nous pouvons dire que les géosynthétiques alvéolaires (*géocells*) résistent très bien aux déformations horizontales par rapport aux déformations verticales, ce qui rend leur utilisation propice à des applications de soutènement routier.

La Figure III.37a présente les résultats d'essais non drainés réalisés sur un sable renforcé à une pression de confinement de 200 kPa. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement du sol en termes de déviateur des contraintes subit des augmentations fortes atteignant des valeurs de 94, 109 et 113 kPa en fonction de l'épaisseur du renforcement. Cette augmentation, tout comme celle obtenue pour une pression de confinement $\sigma'_3 = 50$ kPa, est très importante pour des épaisseurs de renforcement de 1.5 et 2.5 cm.

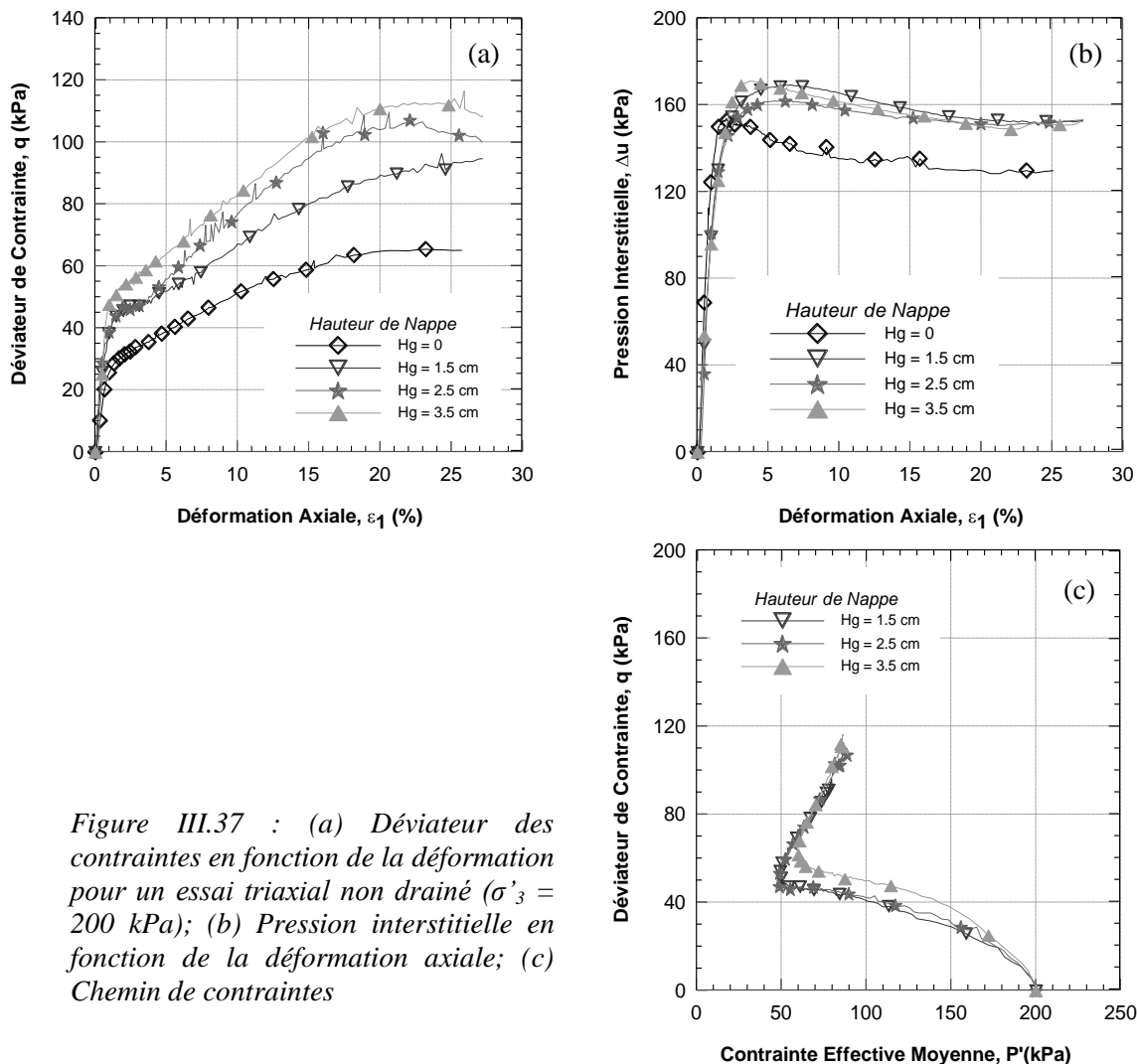


Figure III.37 : (a) Déviateur des contraintes en fonction de la déformation pour un essai triaxial non drainé ($\sigma'_3 = 200$ kPa); (b) Pression interstitielle en fonction de la déformation axiale; (c) Chemin de contraintes

Des remarques similaires à celles obtenues avec une contrainte de confinement de 50 kPa peuvent être tirées de la Figure III.37b qui montre l'évolution des pressions interstitielles (Δu) en fonction de la hauteur du renforcement. Comme précédemment l'augmentation de la pression interstitielle est liée à la limitation par le renforcement de la dilatance du sol.

La Figure III.38a résume l'évolution du déviateur de contraintes en fonction l'épaisseur de la nappe de renforcement (H_g) pour des contraintes de confinement σ'_c de 50 et 200 kPa. Il est à noter que la résistance au cisaillement maximale augmente indépendamment de la pression de confinement; mais de manière exponentielle avec l'augmentation de la hauteur du renforcement. Les équations (Eq. III.16) et (Eq. III.17) permettent de corrélérer la variation de la résistance au cisaillement non drainée au pic avec la hauteur de la nappe de géocell (H_g) pour l'intervalle de 0 à 3,5 cm avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0.986$ et 0.972 pour $\sigma'_c = 50$ et 200 kPa, respectivement.

$$\ln(q) = 0.3288 \cdot H_g + 2.9806 \quad \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. III.16})$$

$$\ln(q) = 0.1213 \cdot H_g + 4.3653 \quad \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. III.17})$$

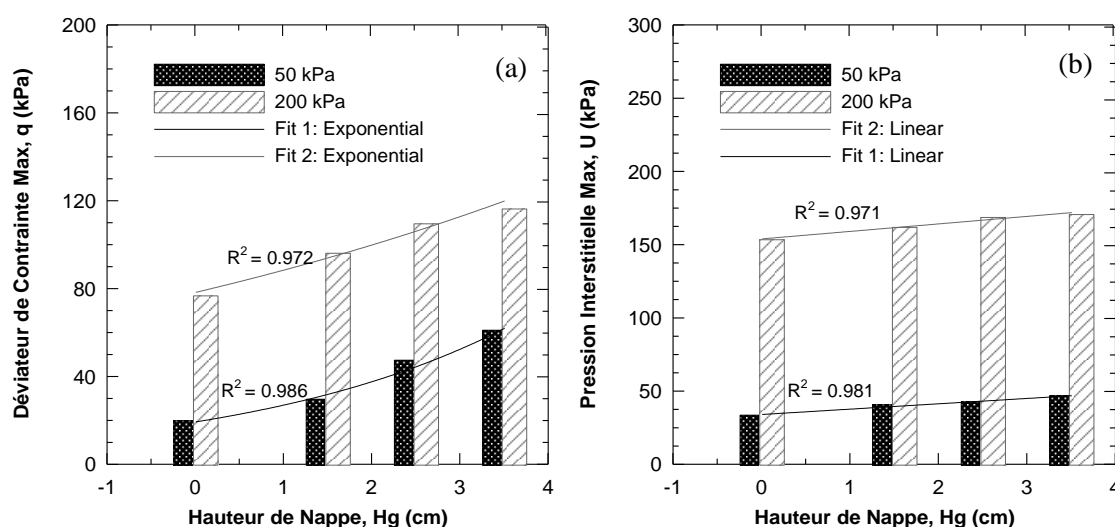


Figure III.38 : Essais triaxiaux non drainés : (a) Variation du déviateur de contrainte max en fonction de la hauteur du renforcement H_g , (b) Variation de la pression interstitielle max en fonction de la hauteur de renforcement H_g

La Figure III.38b illustre l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la hauteur du renfort pour des contraintes de confinements σ'_c de 50 et 200 kPa. On notera que la pression interstitielle est très peu influencée par l'augmentation de la hauteur de la nappe du renforcement notamment pour les échantillons confinés par une contrainte $\sigma'_c = 200$ kPa. Cette faible augmentation est liée à la forte densification de l'échantillons sous une contrainte de confinement élevée. Ce résultat confirme ceux obtenus au chapitre précédent (comportement à la boîte de cisaillement des sols) qui indiquent que la densité relative à une contribution similaire à celle de la contrainte de confinement sur le comportement des sols. Pour les échantillons de sols renforcés et confinés sous une contrainte de confinement faible ($\sigma'_c = 50$ kPa), une augmentation linéaire de la pression interstitielle a été observée avec la hauteur du renforcement. Ceci indique que l'augmentation de la hauteur de la nappe de géocell permet d'augmenter le confinement des échantillons de sols. Des relations pression interstitielle – hauteur du renforcement ont été proposées dans les

expressions (Eq. III.18) et (Eq. III.19) pour corrélérer l'évolution de la pression interstitielle en fonction de l'augmentation de la hauteur du renforcement (coefficient de corrélation $R^2 = 0.981, 0.971$ pour $\sigma'_c = 50$ et 200 kPa, respectivement) sur un intervalle de la hauteur de renforcement comprise entre 0 et 3.5 cm.

$$U = 3.6519 \cdot Hg + 34.6095 \quad \sigma'_c = 50 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. III.18})$$

$$U = 5.1262 \cdot Hg + 154.4908 \quad \sigma'_c = 200 \text{ kPa} \quad (\text{Eq. III.19})$$

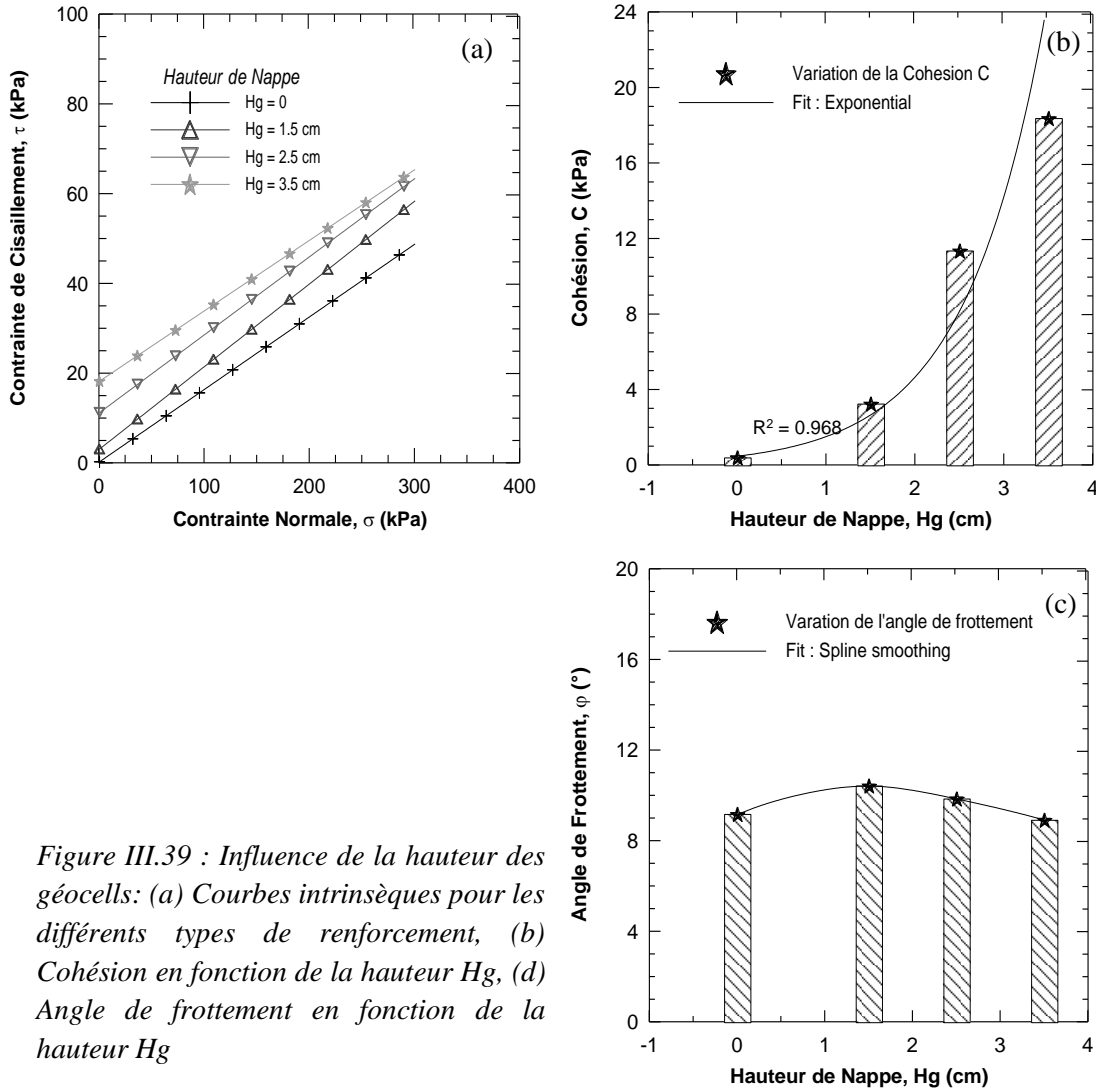


Figure III.39 : Influence de la hauteur des géocells: (a) Courbes intrinsèques pour les différents types de renforcement, (b) Cohésion en fonction de la hauteur Hg, (d) Angle de frottement en fonction de la hauteur Hg

Les valeurs de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) sont déduites des formulations de *Mohr-Coulomb* établies pour les résultats triaxiaux. La Figure III.39a présente les courbes intrinsèques caractéristiques de la limite au cisaillement obtenu avec des échantillons lâches non renforcés et renforcés en considérant différentes épaisseurs de géocells (0, 1.5, 2.5 et 3.5 cm respectivement). On déduit de ces courbes que l'angle de frottement du matériau est fonction de la hauteur du renforcement et passe par un optimum qui correspond à un renforcement de 1.5 cm d'épaisseur (Figure III.39c). On observe également sur la Figure III.39b que la cohésion augmente de manière exponentielle avec la hauteur de la couche de renfort. La relation suivante (Eq. III.20) est proposée pour mettre

en corrélation l'évolution de la cohésion du sol à la hauteur de la couche de géocells (H_g) pour l'intervalle de 0 à 3.5 cm, avec un coefficient de corrélation ($R^2 = 0.968$).

$$\ln(C) = 1.1108 \cdot H_g - 0.6669 \quad (\text{Eq. III.20})$$

Conclusion

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre concernant le renforcement par géocells du sable de *Chlef* font apparaître:

- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol sablonneux avec l'augmentation de la pression de confinement et la hauteur des renforts géocellulaire.
- Une augmentation de la pression interstitielle avec l'augmentation de la hauteur des renforts pour les deux valeurs de pressions de confinement utilisées. La variation de la pression interstitielle devient moins significative avec l'augmentation de la pression de confinement.
- Une augmentation de la pression interstitielle avec l'épaisseur de l'inclusion géocellulaire qui s'oppose à la dilatance du sol et empêche le développement des déformations radiales.
- Une augmentation de la cohésion qui évolue de manière exponentielle avec la hauteur des renforts géocellulaires.
- Une dépendance de l'angle de frottement avec l'épaisseur de l'inclusion géocellulaire avec présence d'un maximum pour une hauteur du renfort de 1.5 cm.

Chapitre IV : Essais au laboratoire de caractérisation des interfaces géosynthétiques

Ce chapitre présente les essais de laboratoire effectués au laboratoire 3SR pour caractériser les interfaces géosynthétiques en termes de résistance au cisaillement, frottement et déformation. Ces essais permettront de déterminer les paramètres nécessaires à la partie modélisation numérique des essais d'extraction développée au 5^{ème} chapitre.

Introduction

L'objectif du renforcement est de mobiliser par sa mise en tension les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le sol. La transmission des efforts du sol au renforcement s'obtient par cisaillement de l'interface, ce qui fait de l'essai d'extraction de nappes l'un des essais, avec les essais de frottement à la boîte, les plus importants pour estimer l'action du renforcement et caractériser le comportement des interfaces sol/géosynthétique. De nombreux auteurs ont effectué des essais d'extraction sur des nappes géosynthétiques confinées dans un massif de sol (Jewell, 1980; Ingold, 1983;.....) dans le but de déterminer l'action du renforcement. Les procédés de préparation et de mise en place de l'échantillon de sol, le protocole d'essai, la taille de l'appareillage d'extraction, le type de sol et la nature des renforts utilisés étaient bien souvent différents d'un cas à l'autre. Une étude comparative a été réalisée par Juran et al. (1988), mais en raison des conditions d'essais variables, les auteurs se sont limités à une analyse qualitative plutôt que quantitative. Les résultats des essais d'extraction sont en général utilisés non seulement pour analyser le mécanisme d'extraction mais aussi pour permettre, grâce à la détermination des paramètres d'interface, la conception et le dimensionnement des structures en sol renforcé. Les essais sont réalisés principalement dans des conditions quasi statiques (vitesse d'extraction lente) mais quelques rares essais ont été effectués en dynamique pour évaluer le comportement de l'interface pour ce type de sollicitation. La détermination des paramètres d'interface en fonction des conditions d'essai est donc très importante.

Par ailleurs, les méthodes numériques peuvent être utilisées comme des outils d'investigation pour améliorer la compréhension de certains paramètres qui peuvent influencer les résultats des tests. L'une des questions clés est dans quelle mesure la taille du dispositif d'essai peut affecter les résultats du test. Les données expérimentales plutôt limitées suggèrent que la taille du dispositif d'essai peut avoir un effet significatif sur les résultats obtenus (Dyer, 1985; Palmeira et Milligan, 1989a; Farrag et al, 1993; Lopes et Ladeira, 1996). Cette influence est également suggérée par les résultats d'analyses numériques (Dias, 2003). En particulier, Farrag et al. (1993) et Lopes et Ladeira (1996) ont montré que la hauteur du dispositif d'essai était peu influente pour des hauteurs supérieures à la longueur du renfort. Comme la longueur de renfort testé en essais d'arrachement est généralement inférieure à 1 m, les résultats de la littérature suggèrent que dans ces conditions la hauteur de l'échantillon de sol doit être supérieure à 0.6 m.

Dans le cadre de cette thèse, nous nous sommes efforcés dans un premier temps de caractériser le sol et le renforcement utilisés dans les essais d'extraction. Puis pour déterminer expérimentalement le comportement d'interface en condition quasi statique nous avons réalisés au laboratoire 3SR des essais de frottement dans une grande boîte de cisaillement. Enfin des essais expérimentaux d'extraction de nappe en condition quasi statique et dynamique ont été réalisés. Les matériaux utilisés sont un sable d'*Hostun* avec un poids spécifique de 2.65 g/cm^3 et un géosynthétique de type *NOTEX GX 100/5*. Compte tenu des difficultés d'interprétation des essais dues à des conditions d'essais mal maîtrisées (coincement de nappe, frottement excessif sur les parois, charge dynamique difficile à évaluer) nous avons par la suite cherché, grâce à un outil numérique à déterminer quels

étaient les biais qui pouvaient survenir lors d'un essai d'extraction de nappe géosynthétique. Nous avons pour cela utilisé au chapitre 5 un modèle numérique basé sur un couplage entre élément finis et éléments discrets. Les essais d'extraction ont été réalisés au laboratoire *IRSTEA* de Grenoble dans une cuve de grande dimension sous une pression de confinement faible (≈ 6 kPa) correspondant au poids propre du sol granulaire.

IV.1. Programme expérimental et procédures d'essais

IV.1.1. Le géotextile

Les propriétés mécaniques des géosynthétiques sont des caractéristiques importantes pour les applications où le géosynthétique est appelé à jouer un rôle structural. Elles dépendent des caractéristiques mécaniques de la matière fibreuse et de sa structure (tissé, non tissé ou renforcé dans une ou plusieurs directions). En général, deux directions doivent être différenciées de par l'anisotropie du produit lié à son mode de fabrication: la direction dans les sens production et la direction transversale (Figure *IV.1*). Le géotextile utilisé lors des essais d'extraction est un géotextile de renforcement (*NOTEX GX 100/50*), similaire à celui utilisé au chapitre III, constitué par des fils de polyester à haut module, cousus sur un support de fibres tissé. Les caractéristiques techniques fournies par les fabricants sont celles données dans le Tableau *III.2*. Le choix d'utiliser ce géotextile a été motivé par la capacité maximale du dispositif d'essais disponible au laboratoire, et sur la nécessité de mesurer des déformations significatives malgré les faibles taux de confinement appliqués. En raison de la structure fibreuse du géosynthétique, la résistance à la traction ne peut être exprimée simplement en termes de contraintes mais est caractérisée par la charge maximale qui peut être appliquée sur la nappe par unité de largeur. La résistance à la traction est généralement déterminée par un essai de traction sur une grande bande de largeur. L'essai fournit des paramètres tels que la résistance maximale à la traction, l'allongement maximal et le module de traction.

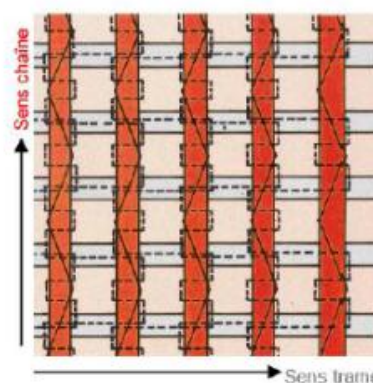


Figure IV.1 : Les différentes directions du géotextile de renforcement

IV.1.2. Le sable d'Hostun

Le sable d'*Hostun* a été utilisé lors des essais d'extraction de nappe. Son poids spécifique est de 2.65 g/cm^3 et sa distribution granulométrique est présentée sur la Figure *IV.2*. Ces valeurs sont issues de la littérature et ont été complétées par des essais spécifiques réalisés

dans le cadre de la thèse avec une boîte de cisaillement de grande dimension (300 mm x 300 mm) utilisée également pour caractériser les interfaces sol/géosynthétique.

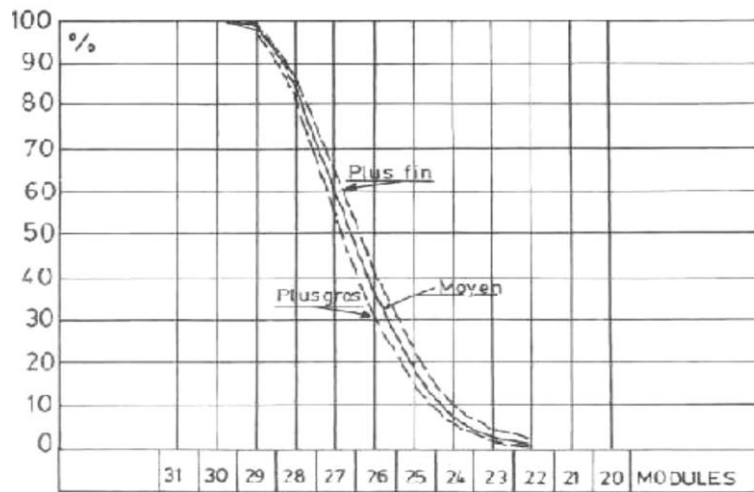


Figure IV.2 : Courbe granulométrique pour sable de Hostun 'RF' (Flavigny et al, 1990)

Les résultats des essais de cisaillement réalisés sur le sable d'Hostun sont résumés sur la Figure IV.3a, en termes d'évolution de la résistance au cisaillement $F(N)$ en fonction du déplacement horizontal de cisaillement (δ_H) et ce pour des échantillons de sol non renforcé sous une contrainte de confinement effective σ'_c respectivement de 20, 50, 70 et 100 kPa. On remarque logiquement qu'il y a une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol avec l'augmentation de la contrainte de confinement. La force de cisaillement prend des valeurs de 1, 2.8, 3.7 et 5.3 kN pour des contraintes de confinement de 20, 50, 70 et 100 kPa respectivement. La Figure IV.3b montre l'évolution de la déformation volumique caractérisée par les déplacements verticaux en fonction du déplacement de cisaillement (horizontal). On peut observer que pour les échantillons cisailés sous une contrainte de confinement initiale de 70 kPa, la variation du déplacement vertical fait apparaître un comportement de contractance jusqu'à un déplacement de cisaillement égal à 16 mm, puis un comportement dilatant jusqu'à la fin de l'essai. Pour les échantillons cisailés sous des contraintes de confinement inférieures à 70 kPa le matériau est plus dilatant. En revanche pour un confinement de 100 kPa le matériau est essentiellement dilatant. La variation de la résistance au cisaillement en fonction de la pression de confinement est présentée sur la Figure IV.3c (courbe intrinsèque de rupture). On souligne que la force maximale de cisaillement augmente quasi-linéairement avec l'augmentation de la pression de confinement d'où un angle de frottement interne de 34.68° qui est proche des valeurs données par la littérature.

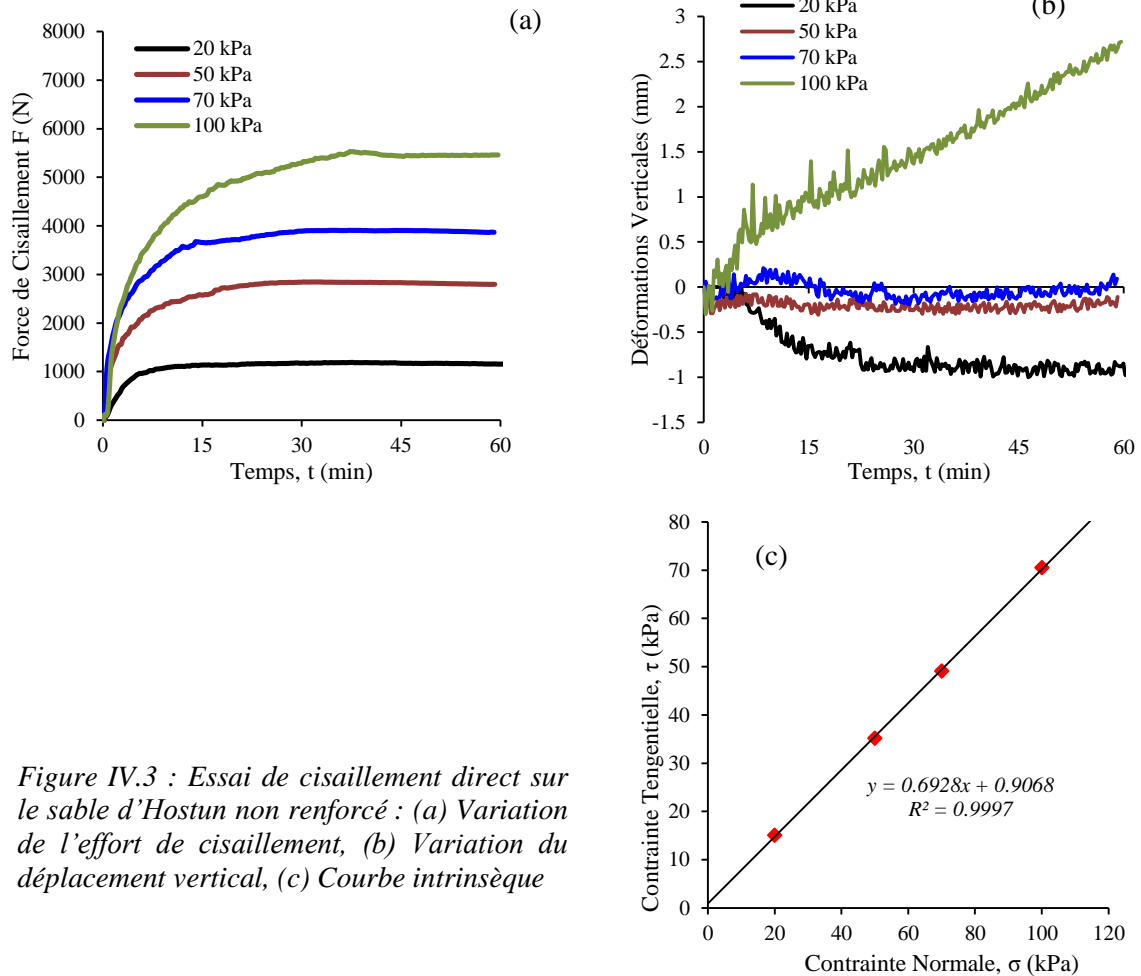


Figure IV.3 : Essai de cisaillement direct sur le sable d'Hostun non renforcé : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Variation du déplacement vertical, (c) Courbe intrinsèque

IV.1.3. Le comportement d'interface (Caractérisation des interfaces)

Une boîte de cisaillement direct conventionnelle de taille $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ en plan (Figure IV.4) a été utilisée au laboratoire 3SR pour étudier le comportement d'interface du géotextile avec le sable. Cinq capteurs sont fixés au dispositif d'essais pour mesurer : la force de cisaillement, la contrainte verticale, le déplacement du boîtier de cisaillement et les déplacements verticaux en deux points de mesure. Le géotextile a été placé entre le boîtier inférieur fixe et le boîtier supérieur mobile du dispositif d'essais. Le boîtier inférieur a été rempli par du sable mis en place à une densité relative élevée ($\rho_a = 14.3 \text{ kN/m}^3$) alors que le boîtier supérieur est muni d'une plaque sur laquelle est collé le géosynthétique (gel *NEOPRANE*). Les échantillons ont été cisailés à une vitesse de cisaillement relativement faible de 1.00 mm/min . La contrainte de confinement, appliquée perpendiculairement aux échantillons à l'aide d'un vérin hydraulique, est mesurée à l'aide d'une membrane remplie d'eau (Figure IV.4c) et reliée au capteur de contrainte. La contrainte de confinement appliquée, la force de cisaillement et les déplacements sont enregistrés par un système d'acquisition de données (Figure IV.4f) à intervalles réguliers pour déterminer les courbes de résistance au cisaillement et de déformations verticales en fonction du déplacement du boîtier supérieur.

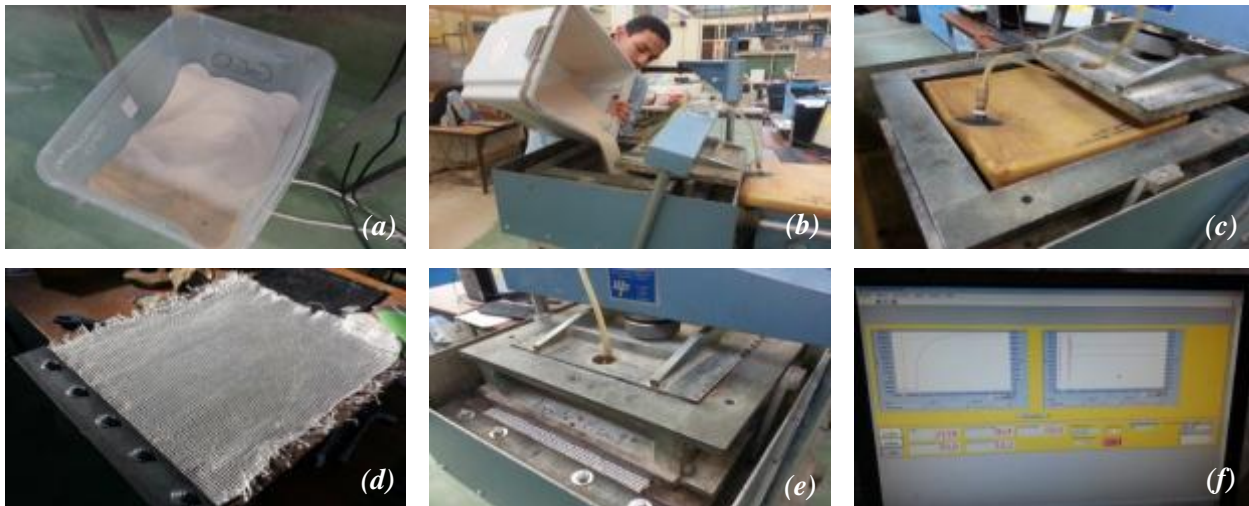


Figure IV.4 : Essai de cisaillement direct : (a) Sable d'Hostun, (b) Mise en place du sable, (c) Mise en place de la membrane utilisée pour appliquer le confinement, (d) Système de fixation du géotextile, (e) Essai de cisaillement sur l'interface sol/géotextile, (f) Système d'acquisition des données



Figure IV.5 : Appareil de cisaillement de grandes dimensions (Laboratoire 3SR de Grenoble)

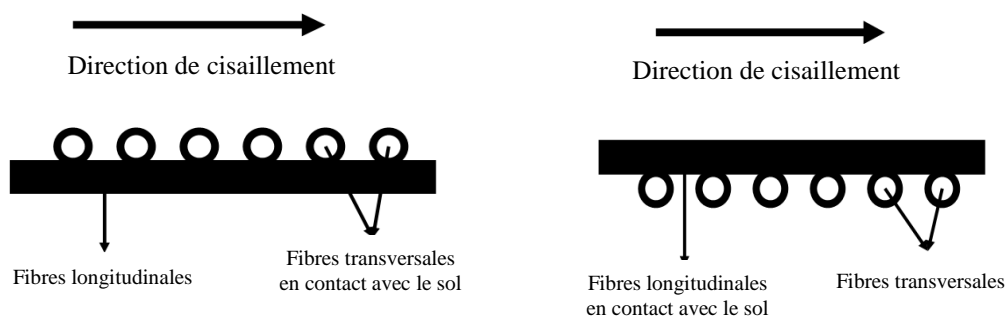


Figure IV.6 : Mise en place des géotextiles lors de la caractérisation de l'interface Sol/Gtx

Le géotextile utilisé présente des textures différentes sur ses faces supérieure et inférieure qui sont liées à sa fabrication et au mode de renforcement (fibres renforcée parallèles au sens production). Pour les essais d'interface sol/géotextile, on va étudier les deux cas suivants (Figure IV.5) :

- 1- Fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales qui sont en contact avec le sol.
- 2- Fibres transversales positionnées au-dessous des fibres longitudinales et donc en contact avec le sol.

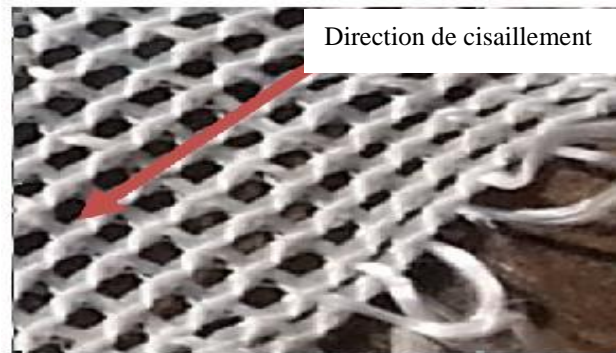


Figure IV.7 : Photo du géotextile utilisé (GX 100/50)

Le comportement d'interface est régi par les courbes de l'évolution de la résistance au cisaillement $F(N)$ en fonction du déplacement horizontal de cisaillement (δ_H) pour les échantillons de sol renforcé sous différentes contraintes de confinement $\sigma'_c = 20, 50, 70$ et 100 kPa. Les résultats des essais réalisés pour un même échantillon sont résumés sur un graphique sur lequel figure la résistance au cisaillement sur l'axe des ordonnées et la contrainte de confinement sur l'axe des abscisses. L'ordonnée à l'origine de la courbe représente la cohésion, et la pente de la courbe intrinsèque caractérise l'angle de frottement.

Les courbes d'évolution de la résistance au cisaillement $F(N)$ en fonction du déplacement horizontal de cisaillement (δ_H) sont données Figures IV.8a et IV.9a pour les deux configurations testées. On remarque qu'il y a une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Dans le cas où les fibres transversales sont au-dessus des fibres longitudinales on a obtenu en fin d'essai des valeurs de la force de cisaillement de 1, 2.7, 3.75 et 5.8 kN pour des contraintes de confinement de 20, 50, 70 et 100 kPa respectivement (Figure IV.8a). Dans le cas où les fibres transversales sont au-dessous des fibres longitudinales la valeur au pic de la force de cisaillement a été développée à partir de 0.95, 2.61, 3.37 et 5.05 kN pour des confinements de 20, 50, 70 et 100 kPa, respectivement (Figure IV.9a).

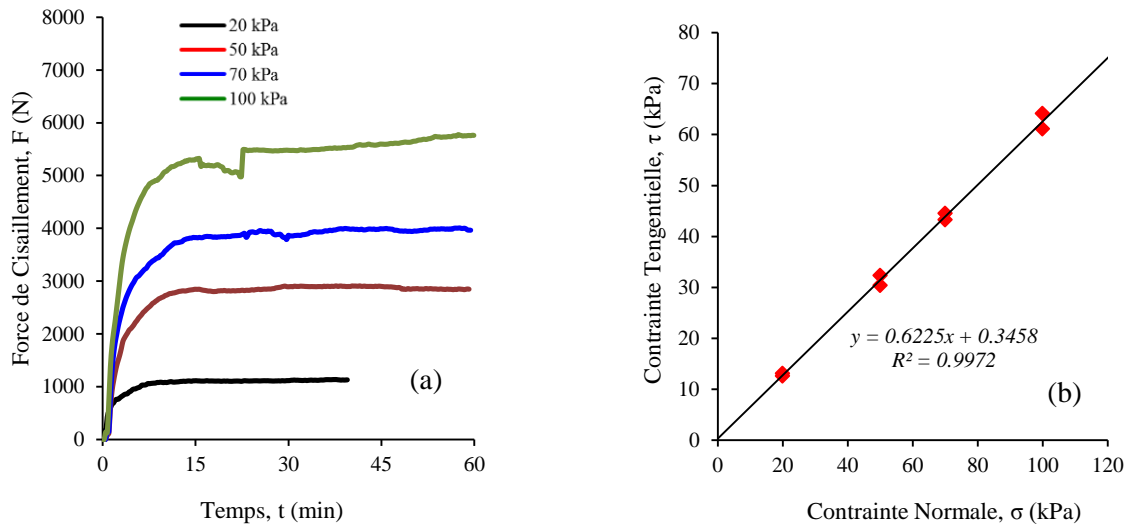


Figure IV.8 : Caractérisation de l'interface sol/géotextile (Fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales) : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Courbes intrinsèques

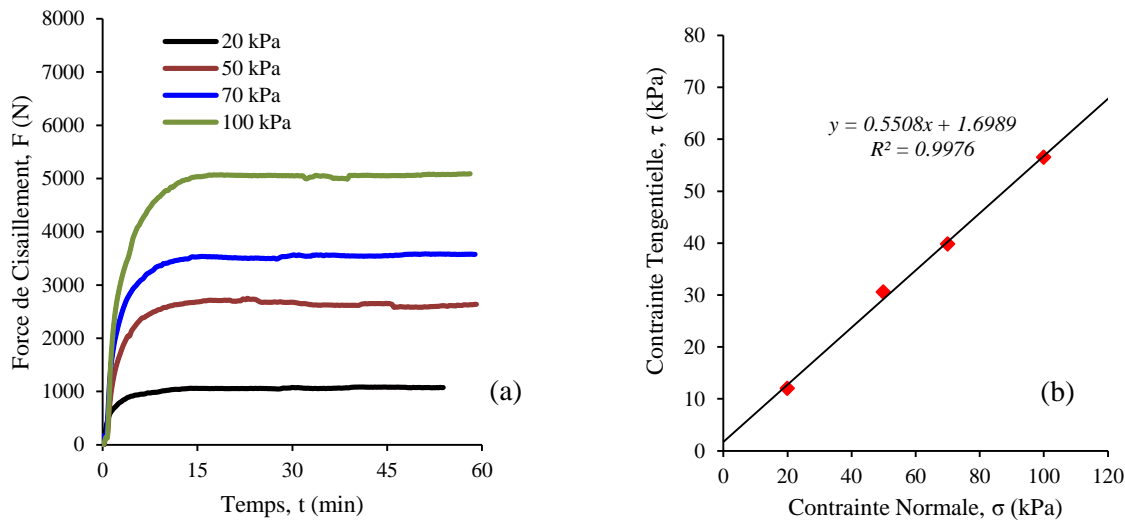


Figure IV.9 : Caractérisation de l'interface sol/géotextile (Fibres transversales au-dessous des fibres longitudinales) : (a) Variation de l'effort de cisaillement, (b) Courbes intrinsèques

La variation de la résistance au cisaillement par rapport à la pression de confinement est présentée sur les Figure IV.8b et Figure IV.9b (courbes intrinsèques de rupture). Il est à noter que la force maximale de cisaillement augmente de manière quasi-linéaire avec l'augmentation de la pression de confinement. On déduit de ces courbes que :

- L'angle de frottement pour la première interface (fibres transversales au-dessus des fibres longitudinales) est de 31.88° , donc un coefficient de réduction de frottement de 0.92 par rapport à l'interface sol/sol.
- L'angle de frottement pour la deuxième interface (fibres transversales au-dessous des fibres longitudinales) est de 28.81° , donc un coefficient de réduction de frottement 0.83 par rapport à l'interface sol/sol.

Les différentes valeurs des angles de frottement et de cohésion obtenues par l'essai de cisaillement direct sont résumées dans le Tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Paramètres des interfaces obtenus par essais de cisaillement direct

Interface	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement (°)
<i>Sol/Sol</i>	1.24	34.6
<i>Sol/Gtx</i> (face 1)	0.25	31.8
<i>Sol/Gtx</i> (face 2)	2	29

IV.2. L'essai d'extraction

Le dispositif d'extraction (Figure IV.11) se compose d'une cuve d'essai de 1000 mm de longueur, 500 mm de largeur et de 800 mm de profondeur ; constituée de plaques d'acier soudées sur les bords. L'extrémité arrière de la cuve a été scellée, tandis que l'extrémité avant est pourvue d'une fente à 250 mm du fond pour permettre l'extraction du géotextile. Des morceaux de caoutchouc et de contreplaqué ont été positionnés au voisinage de la fente d'extraction et sur les murs latéraux pour empêcher la perte du sol durant le test et pour minimiser le frottement entre le sol et les murs intérieurs de la boîte. Pour les essais quasi-statiques, un vérin positionné en tête de la nappe géosynthétique permet d'appliquer la force d'extraction par ailleurs enregistrée pendant l'essai par un système d'acquisition de données. Le déplacement en tête de nappe est mesuré au moyen d'un comparateur de déplacement.

Le protocole d'essais suit les étapes suivantes:

- La cuve d'essai est remplie progressivement d'un matériau granulaire sec (sable d'Hostun). Le sable est mis en place par couches de 20 mm d'épaisseur environ par la technique de pluviation afin de préparer un échantillon homogène de sable. Une quantité précise de sable est déversée d'une hauteur de 200 mm à travers un tamis pour obtenir une densité relative de 90%.
- Le renforcement géosynthétique est installé à plat à mi-hauteur de la cuve et est relié à l'avant au système d'extraction. La nappe de géotextile utilisée à une largeur de 500 mm et une longueur de 490 mm.
- Les capteurs de déplacement positionnés à l'arrière de la boîte sont connectés en différents points à la nappe de géosynthétique.
- Le capteur de force positionné entre le dispositif d'extraction et le système d'ancrage permet la mesure de la force de traction appliquée en tête de la nappe géosynthétique lors de l'essai.
- Le comparateur de déplacement à cadran est fixé à l'avant du dispositif pour mesurer le déplacement en tête.
- Après la connexion des capteurs, la cuve d'essai est remplie totalement de matériau granulaire.
- Une membrane à coussin d'air permet d'appliquer au massif de sable une surcharge uniforme supplémentaire. Cette membrane repose sur une plaque métallique rigide sensée être plus représentative des conditions aux limites que l'on pourrait rencontrer au sein d'un massif de sol.
- L'essai d'extraction débute dès que la pression d'air est appliquée à la membrane. La pression dans la membrane est maintenue constante pendant toute la durée de

l'essai d'extraction. Dans le cadre de nos essais, la vitesse d'extraction est fixée à 1 mm/min, correspondant à une valeur communément adoptée (Alfaro et al. 1995).

Pour les essais dynamiques, le vérin d'extraction est remplacé par un système d'extraction dynamique (Figures IV.10 et IV.11) comprenant une masse de 30 kg qui chute librement, un câble et des poulies de renvoie et un système d'attache positionné en tête de la nappe. La libération de la masse entraîne l'extraction partielle ou complète de la nappe géosynthétique.

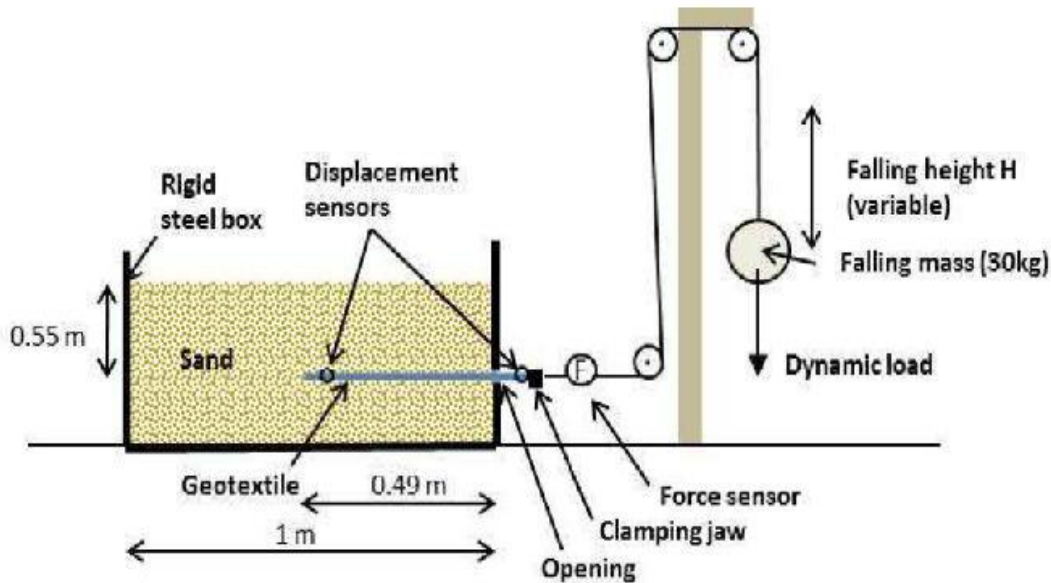


Figure IV.10: Section transversale de l'appareil d'extraction (Jenck et al, 2014)

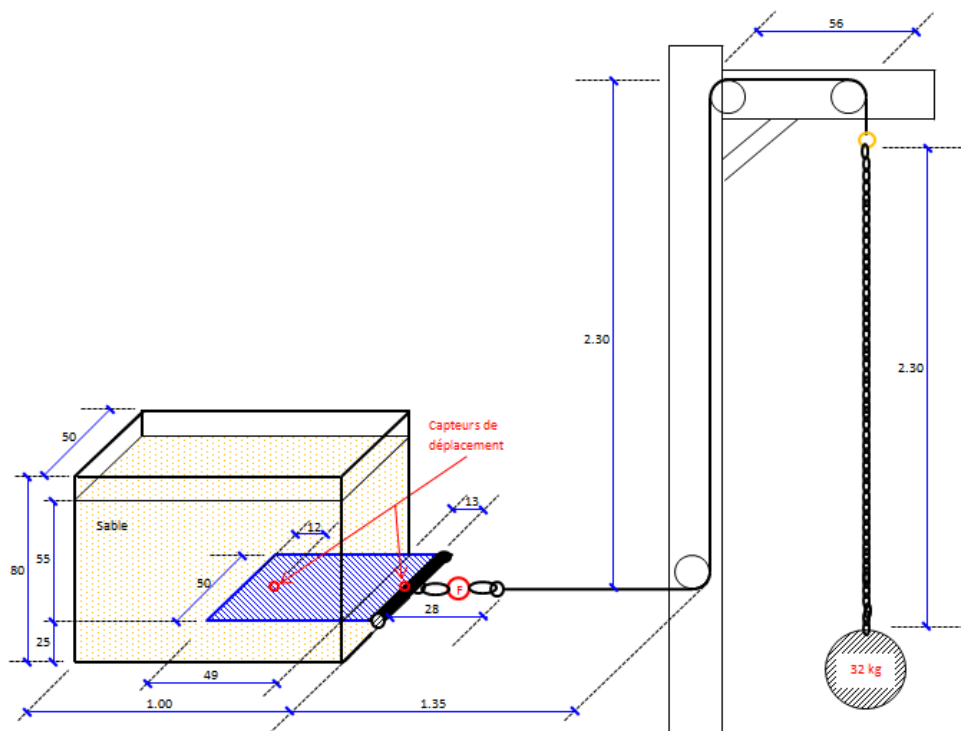


Figure IV.11 : Schéma du dispositif de l'appareil d'extraction lors d'un essai dynamique



Figure IV.12 : Instrumentation de l'essai d'extraction et mise en place de la nappe de géotextile

Les résultats type d'un essai d'arrachement dynamique sur nappe géosynthétique sont présentés sur la Figure IV.13. Les grandeurs mesurées sont : la force d'arrachement et les déplacements arrière et en tête de la nappe en fonction du temps, et ce pour une hauteur de chute $H = 1$ m. La durée totale du chargement dynamique est d'environ 60 ms qui se subdivise en une phase de 20 ms pendant laquelle la force d'extraction atteint une valeur maximale puis une phase de 40 ms pendant laquelle la force d'extraction se dissipe. La force atteint un pic de 5.5 kN après 20 ms pour un déplacement en tête d'environ 6 mm. La force d'extraction diminue ensuite vers un plateau (valeur post-pic) correspondant à environ 3.5 kN pendant 15 ms. La force diminue ensuite progressivement à zéro.

Compte tenu du fait que le géotextile n'est pas parfaitement horizontal au début de l'essai et à cause du phénomène de mobilisation progressive de la nappe dû à son extensibilité, on remarque qu'un déplacement en tête de quelques millimètres est visible dès l'application de la charge alors que le déplacement en queue n'est perceptible qu'après 30 ms.

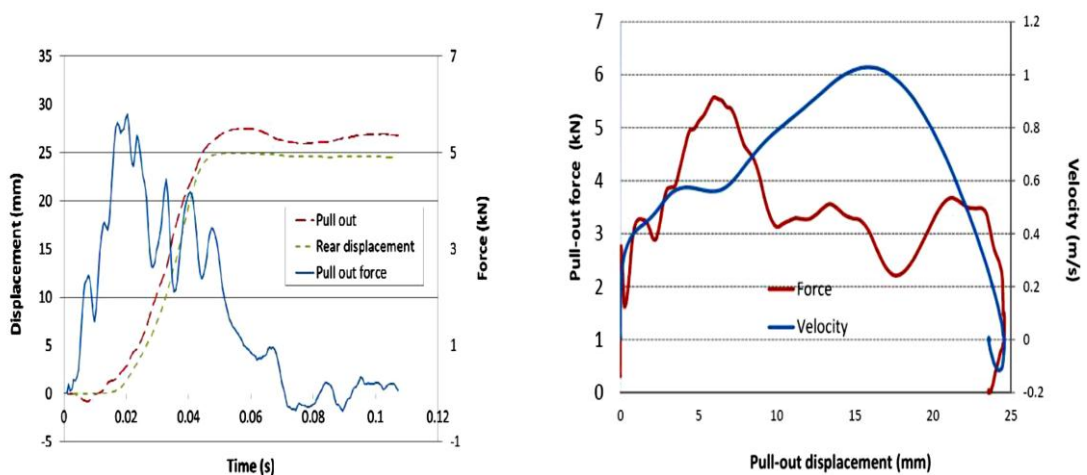


Figure IV.13 : a) Résultats des essais d'extraction pour une hauteur de chute $H = 1$ m, b) Force et vitesse d'extraction en fonction du déplacement en tête pour une hauteur de chute $H = 1$ m (Jenck et al, 2014)

Les courbes de la variation de la force et de la vitesse d'extraction en fonction du temps sont représentées sur la Figure IV.13b. Le déplacement en tête requis pour atteindre la force d'extraction maximale est de 6 mm, tandis que le plateau post-pic a lieu pour un

déplacement en tête compris entre 10 et 23 mm. Une augmentation progressive de la vitesse d'arrachement est observée dans la phase post-pic de la force dynamique jusqu'à ce que la valeur d'extraction maximale soit atteinte.

Conclusion

Devant la complexité d'un tel essai (risque de coincement de la nappe, frottement entre le sol et les parois de la cuve, influence de la surcharge) les résultats expérimentaux présentés ci-dessus sont donnés à titre indicatif. Les incertitudes quant à la validité des résultats ont suscité l'utilisation d'un modèle numérique pour analyser finement les mécanismes d'interaction qui interviennent lors de l'extraction de la nappe géosynthétique. Le modèle numérique a été testé dans des conditions quasi statique et validé par rapport à des solutions analytiques.

Chapitre V : Comportement des interfaces géosynthétiques : Modélisation numérique des essais d'extraction

Ce chapitre présente une étude numérique visant à mieux appréhender le comportement des interfaces géosynthétique lors d'un essai d'extraction à l'aide d'un modèle numérique basé sur un couplage discret/continu. Les spécificités du code de calcul seront tout d'abord rappelées. La méthode de calibration des paramètres par comparaison entre des résultats expérimentaux et numériques de l'essai triaxial sera développée. Des applications du modèle numérique à l'essai d'extraction de nappe seront présentées. On s'efforcera dans cette partie de comprendre quels sont les paramètres influant sur le comportement d'extraction et comment les conditions d'essais peuvent influencer les résultats expérimentaux. Enfin on présentera les résultats des premières simulations numériques d'impact sur merlon qui ont été réalisées dans le but de tester principalement les procédures numériques (les expérimentations n'ayant, pour des raisons logistiques, pas pu être réalisées à Chlef pendant la thèse).

Introduction

La modélisation des essais d'extraction de nappe géosynthétique a été abordée via l'utilisation d'un modèle numérique couplant les méthodes discrète et continue. Bien que performante cette méthode nécessite une phase de calibration initiale des paramètres et le suivi d'une méthodologie bien spécifique qui sont rappelées dans ce chapitre.

V.1. Modélisation numérique

L'originalité du modèle numérique utilisé pour le travail de thèse (Villard, 2009) consiste en un couplage entre un modèle éléments finis utilisé pour restituer le comportement de la nappe géosynthétique et un modèle par éléments discrets utilisé pour décrire le comportement du sol granulaire. Le modèle éléments finis permet de décrire la structure fibreuse et les renforts de la nappe géosynthétique en prenant en compte des raideurs spécifiques dans la ou les directions de renforcement. Les comportements en membrane et en traction de la nappe peuvent ainsi être facilement restitués (pas de flexion ni de compression dans les fibres). Le sol granulaire est modélisé par un ensemble de particules qui peuvent se déplacer librement en fonction du type de sollicitations appliquées. Cette méthode permet naturellement de prendre en compte les grands déplacements et des mécanismes complexes tels que le cisaillement, l'expansion, les transferts de charge, l'effet voûte et les effondrements. Une attention particulière a été accordée aux interactions par frottement entre les éléments finis et discrets au moyen de lois de contact spécifiques (Villard (2009)).

L'approche numérique choisie pour permettre le couplage entre les méthodes d'éléments finis et discrets consiste à inclure les éléments finis caractéristiques de la nappe géosynthétique dans un code éléments discrets 3D (*SDEC* pour Sphérique Discrète Code Élément) (Donzé, 1995 ; Donzé et al. 1997). Le comportement des éléments finis est régi, de la même manière que les éléments discrets, par la loi de mouvement de Newton. L'interaction entre les deux types d'éléments est définie par des lois de contact spécifiques à chaque point de contact.

V.1.1. Le modèle éléments finis

Les éléments finis utilisés pour modéliser le comportement de la nappe géosynthétique sont des éléments triangulaires à 3 nœuds (Villard et al. 1998) de faible épaisseur (e) prenant en compte la structure fibreuse du géosynthétique (tricoté, tissé ou non-tissé, renforcé ou non dans des directions particulières). Les nappes géosynthétiques sont constituées par un ensemble d'éléments triangulaires associés les uns aux autres. Pour assurer la régularité et la continuité de la surface de contact lors de l'allongement et la déformation de la nappe, des cylindres et des sphères de diamètre (e) sont positionnés respectivement aux bords et sur les nœuds de chaque élément triangulaire. Ces éléments nous permettent de décrire le comportement en traction et en membrane de la nappe géosynthétique sous une déformation importante (en raison de leur constitution, les nappes géosynthétiques n'ont aucune résistance en flexion et en compression). Le modèle numérique a été validé par comparaison avec des solutions analytiques de l'effet de membrane obtenue dans les cas simples (Villard et al. 1998) et avec des résultats

expérimentaux issus d'essais de laboratoire ou d'expériences en vraie grandeur (Villard et al. 2000; Gourc et al. 2000). Les hypothèses fondamentales formulées pour établir le comportement d'un élément à trois nœuds sont:

- Chaque élément est constitué d'un ensemble de fibres de différentes orientations, formant initialement un plan,
- Il n'y a pas de glissement entre les fibres (présence de points de connexion entre les fils). Par conséquent, le comportement d'un réseau de fibres est obtenu par superposition des comportements obtenus dans chaque direction de fibre.
- Les forces de traction agissant dans chaque fibre sont orientées dans la direction de la fibre après déformation (grands déplacements).
- Le comportement mécanique de la fibre est non-linéaire élastique.
- Le module élastique de compression est très faible par rapport au module d'élasticité en traction (pas de compression dans les fibres).
- Il n'y a pas de contraintes de flexion.

Pour chaque élément à trois nœuds, une relation élémentaire entre les déplacements nodaux et les forces externes appliquées à l'élément peut être écrite:

$$\{\vec{F}\} = [K_u]\{\vec{u}\} + \{\vec{F}_u\}$$

$\{\vec{F}\}$ Sont les forces agissant sur les nœuds d'un élément, $\{\vec{u}\}$ les déplacements nodaux de l'élément, $[K_u]$ la matrice élémentaire de rigidité qui s'exprime en fonction de la position finale des trois nœuds, et $\{\vec{F}_u\}$ un vecteur force de correction résultant de la formulation en grand déplacement. Cette relation de base (Villard et al. 1998 ; Villard et al. 2000), caractéristique du comportement mécanique d'un élément fini triangulaire, est utilisée dans le processus itératif de calcul inclus dans le code de couplage (Villard et al. 2009).

V.1.2. Le modèle éléments discrets

Le modèle élément discret utilisé est basé sur la dynamique moléculaire telle que développée par Cundall et Strack (1979). Le DEM suppose un ensemble de particules en interaction aux points de contact, ce qui permet de décrire le comportement des sols granulaires sous de grandes déformations (bandes de cisaillement, fracturation ou mouvement d'ensemble). Le logiciel élément discret utilisé pour cette étude est un code en trois dimensions (Donzé, 1995) utilisant des particules sphériques qui peuvent être assemblées pour faire des assemblages de différentes formes. L'algorithme général de calcul utilisé consiste à alterner successivement l'application de la deuxième loi du mouvement de Newton aux particules discrètes et les lois force-déplacement aux contacts. Les équations de mouvement sont intégrées en utilisant un algorithme explicite centré en différence finie impliquant un pas de temps Δt .

Les lois d'interaction, définies à l'échelle locale, permettent de reproduire le comportement macroscopique global de l'ensemble des particules. Le comportement élastique dépend de deux paramètres : k_n la raideur normale et k_t la raideur tangentielle du contact. Pour les

matériaux granulaires, un critère de rupture élasto-plastique parfait tel que proposé par [Cundall et Strack \(1979\)](#) est défini sur la base d'un angle de frottement microscopique μ . L'ensemble des paramètres micromécaniques (K_n , K_m et μ) et géométriques (distribution granulométrique, formes de particules et porosité de l'assemblée granulaire) influence les propriétés macro-mécaniques du matériau granulaire. Nous rappelons ici que l'utilisation d'une approche discrète de calcul n'implique pas nécessairement de devoir représenter ni la forme réelle, ni le nombre de grains présents dans un géo-matériau de type sol. Cette démarche ne serait d'ailleurs pas envisageable d'un point de vue de la puissance des machines de calcul utilisées. La forme, la distribution et le nombre d'éléments sont alors choisis dans le but de disposer d'un échantillon capable de reproduire le comportement mécanique des matériaux granulaires de type sol. Pour ce qui est de la forme des particules, nous nous sommes exclusivement intéressés pendant la thèse aux particules sphériques mais leur utilisation a été étendue aux agglomérats rigides de type *clumps* dans le but de simuler une angularité plus importante dans notre modèle. Il existe une infinité de *clumps* possibles qui se différencient par le nombre de particules, leur taille relative, leur agencement et leur espacement ([Salot, 2007](#)). Pour la thèse, nous nous sommes limités à des *clumps* de deux ou quatre sphères de même dimension juxtaposées (Figure V.1). Les assemblages de sphères (appelées également "clusters") sont préférés aux sphères simples car ils permettent d'obtenir un comportement plus réaliste des matériaux granulaires (en raison d'un roulement excessif des particules sphériques qui conduit à une baisse des caractéristiques mécaniques).

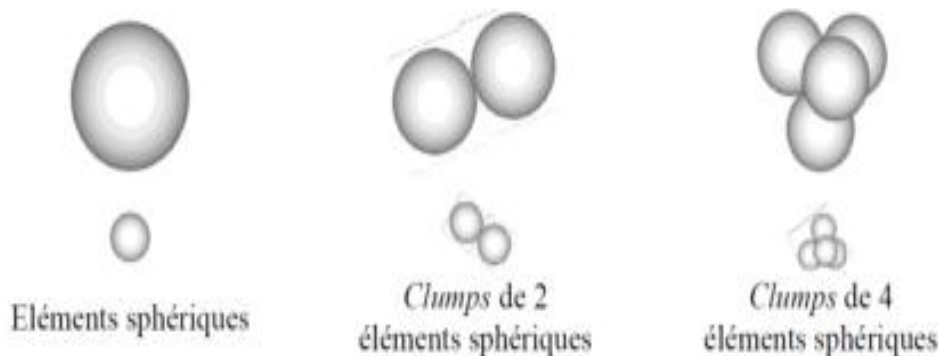


Figure V.1 : Représentation des différents types d'éléments utilisés. Le rapport d'échelle entre les particules représentées est de l'ordre de 3

D'après certains auteurs, un échantillon constitué de sphères, dont la distribution est mono-disperse, a tendance à s'organiser selon un réseau cristallin, induisant alors une anisotropie marquée dans son comportement. Pour s'affranchir de ce cas limite, des éléments de tailles différentes sont quasi-systématiquement introduits lorsqu'il s'agit de modéliser des géomatériaux. Dans la littérature, on rencontre des distributions poly-disperses ([Caudron, 2007](#)) ainsi qu'un grand nombre de distributions continues qui reposent sur une répartition équiprobable des particules dans un intervalle ([Duriez, 2009](#)), une répartition normale ([Bertrand, 2006](#)), ou bien encore basée sur une granulométrie réelle ([Sibille, 2006](#)). Dans le cadre de la thèse nous avons considéré un matériau granulaire numérique dont la courbe granulométrique est présentée Figure V.2.

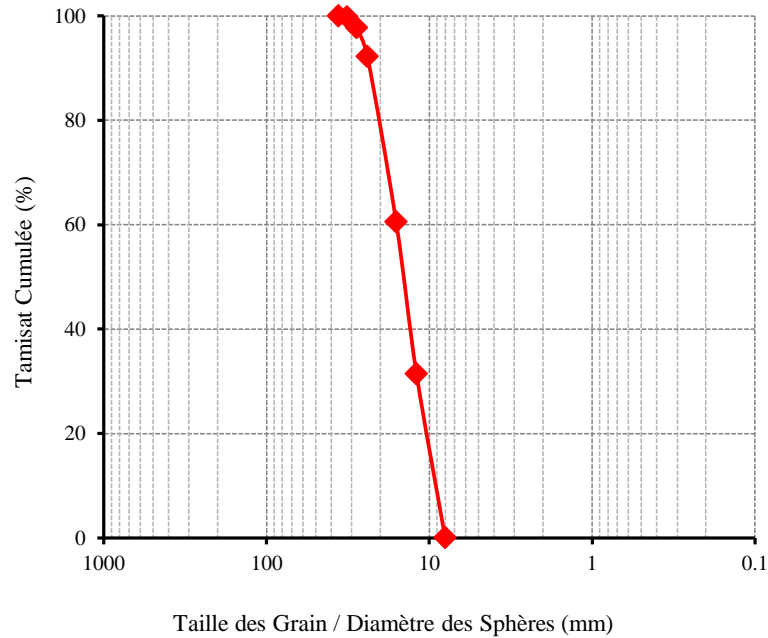


Figure V.2 : Courbe granulométrique du matériau granulaire modélisé

Afin de construire des ensembles granulaires numériques ayant des porosités différentes, les particules ont été mises en place en utilisant la méthodologie de mise en place ERDF (Expansion de Rayon et Diminution du Frottement - Chareyre et al. 2005). Cette méthodologie permet de réaliser des assemblages de particules homogènes et isotropes. La relation qui relie les paramètres micromécaniques et physiques aux caractéristiques macro-mécaniques des assemblages est très complexe, et dans la plupart des cas indéterminée, principalement en raison des multiples paramètres impliqués. Entre autre, la forme des particules, les paramètres micromécaniques, et la densité d'une assemblée granulaire ont une influence majeure sur la réponse à un essai triaxial, comme c'est le cas pour les géomatériaux réels (Salot, 2007). Dans le cadre de la thèse, les paramètres micromécaniques ont été ajustés pour que les résistances au cisaillement des assemblages numériques (quantifiées par les valeurs au pic et résiduelles des angles de frottement) obtenues sur un volume élémentaire représentatif de particules soient similaires à celles des matériaux réels.

V.1.3. Interaction entre les éléments finis et discrets

Des lois d'interaction spécifiques sont utilisées pour décrire le comportement à l'interface entre les particules de sol et les éléments finis triangulaires. Les paramètres de contact sont la raideur de contact normale K_{ni} nécessaire pour garantir la non interpénétration entre les éléments finis et discrets, la raideur tangentielle de contact k_{ti} et l'angle de frottement à l'interface φ pour définir le critère de rupture. La force de contact normale entre les éléments finis et discrets peut être définie par la relation suivante (Eq. V.2) où $\{\bar{u}_n\}$ est l'interpénétration entre deux éléments:

$$\{\bar{F}_n\} = k_{ni} \{\bar{u}_n\} \tag{Eq. V.2}$$

On note que le comportement en frottement est indépendant de la valeur de la rigidité normale k_{ni} du contact entre le sol et le renforcement géosynthétique de sorte qu'une valeur élevée de k_{ni} est considérée afin de garantir une interpénétration faible entre le sol et les éléments de géosynthétique.

Les forces tangentielles \vec{F}_t appliquées conjointement aux éléments finis et discrets sont fonction du déplacement relatif incrémental tangentiel à l'interface \vec{U}_t . La relation entre l'incrément de force tangentielle, l'incrément de déplacement relatif et la raideur tangentielle du contact s'écrit:

$$d(\vec{F}_t) / d(\vec{U}_t) = k_{ti} \quad \text{Où} \quad |\vec{F}_t| \leq |\vec{F}_n| \cdot \tan(\delta) \quad (\text{Eq. V.3})$$

Le comportement macroscopique du contact entre les particules de sol et les nappes géosynthétiques est obtenu par des tests de frottement réalisés en laboratoire (essais de frottement à la boîte ou au plan incliné et essais d'extraction). Une loi de frottement (Figure V.3a) qui permet d'exprimer la contrainte tangentielle τ à l'interface en fonction du déplacement relatif U entre les particules de sol et la nappe géosynthétique est déduite de ces essais. U_0 représente le déplacement relatif minimal nécessaire pour mobiliser complètement le frottement et E_0 , le module de rigidité tangentielle à l'interface (exprimé en N/m^3) défini par Eq. (V.4). σ_n est la contrainte normale agissante à l'interface.

$$E_0 = \tau_{\max} / U_0 \quad (\text{Eq. V.4})$$

Avec: $\tau_{\max} = \sigma_n \tan \delta \quad (\text{Eq. V.5})$

La valeur de U_0 dépend des caractéristiques intrinsèques de l'interaction sol/nappe, de la rugosité des éléments en contact, de l'aptitude au roulement des particules de sol et potentiellement de la valeur de la contrainte normale σ_n . U_0 n'excède généralement pas quelques millimètres. δ est l'angle de frottement macroscopique entre le sol et la nappe géosynthétique tel qu'il est obtenu expérimentalement. K_{ti} (N/m) est un paramètre microscopique de contact tangentiel entre une particule de sol et un élément de la nappe qui ne peut pas être directement lié au module de rigidité macroscopique E_0 obtenu expérimentalement à partir de tests de frottement en raison du roulement possible des particules de sol et de l'extensibilité de la nappe géosynthétique. Dans le modèle numérique et de la même manière que pour la définition de E_0 , un module de rigidité tangentielle microscopique E_{ti} est défini (exprimé en N/m^3) par l'équation suivante (Eq. V.6) où S représente la zone d'influence du contact ($S = \pi D^2 / 4$ pour une particule sphérique de diamètre D). Dans la modélisation numérique, la valeur de E_{ti} est considérée beaucoup plus petite que la valeur de E_0 .

$$E_{ti} = K_{ti} / S \quad (\text{Eq. V.6})$$

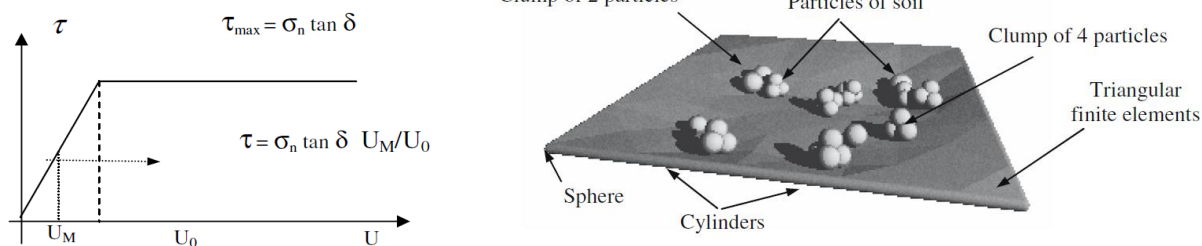


Figure V.3 : (a) Critère de rupture, (b) Principe de l'interaction entre les éléments finis et les éléments discrets (Villard et al. 2009)

On rappelle que les nappes géosynthétiques sont définies par des éléments triangulaires de faible épaisseur e entre lesquels des cylindres et des sphères de diamètre (e) sont positionnés respectivement sur les bords et aux nœuds de chaque élément (Figure V.3b). Grâce à la surface de contact continue, les forces de frottement sont conservées lorsqu'un élément de sol se déplace d'un élément de la nappe à un autre.

V.2. Modélisation de l'essai triaxial et détermination des paramètres numériques du sol

L'essai que l'on qualifie couramment d'essai triaxial est en fait, plus justement, un essai biaxial de révolution mis en œuvre sur des échantillons, de forme cylindrique, enveloppés par une membrane de confinement.

Dans le cadre de notre travail nous nous sommes attachés à la simulation d'un essai triaxial véritable du laboratoire 3SR. Dans cette configuration, les échantillons de forme cubique sont contraints et confinés par l'intermédiaire de parois planes et rigides. Le choix de l'essai triaxial véritable est motivé par la difficulté de représenter correctement l'effet de la géomembrane entourant l'échantillon (Bardet et Proubet 1989, Salot 2007), mais pose la question de la représentabilité de l'essai biaxial de révolution. En effet, Degny (1984) a montré que les réponses déviatoires et volumiques des essais triaxial véritable et biaxial de révolution avec un dispositif anti-fretage, réalisés sur des échantillons d'élanement un, restent relativement proches notamment tant que le pic de contraintes n'est pas atteint (échantillon dense). D'un autre côté, Colliat-Dangus et al. (1988) a mis en évidence des différences notables dans la réponse à un essai biaxial de révolution en fonction de l'élanement et des conditions de fretage de l'échantillon. Ainsi, l'essai biaxial classique (élanement de 2, fretté) semble engendrer un pic de contraintes plus élevé, une phase de contractance limitée, une dilatance plus marquée et un état résiduel plus précoce que l'essai triaxial véritable réalisé sur un échantillon cubique (Salot, 2007). Malgré la difficulté à établir le lien entre les configurations biaxiale de révolution et triaxiale véritable des essais triaxiaux, nous avons fait le choix ici de mener l'étude de calibration des micro-paramètres des modèles par la simulation d'un essai triaxial véritable réalisé sur des échantillons cubiques.

Les essais triaxiaux numériques sont nécessaires à la calibration du modèle numérique afin de déterminer des matériaux numériques équivalents à ceux utilisés dans le programme expérimental. Les échantillons numériques sont de forme parallélépipédique (cubique le plus souvent) placés dans une boîte composée de six parois rigides. La modélisation de

l'essai triaxial est effectuée en deux phases distinctes : le confinement isotrope de l'échantillon tout d'abord, puis la phase de compression à contraintes latérales imposées (Figure V.4).

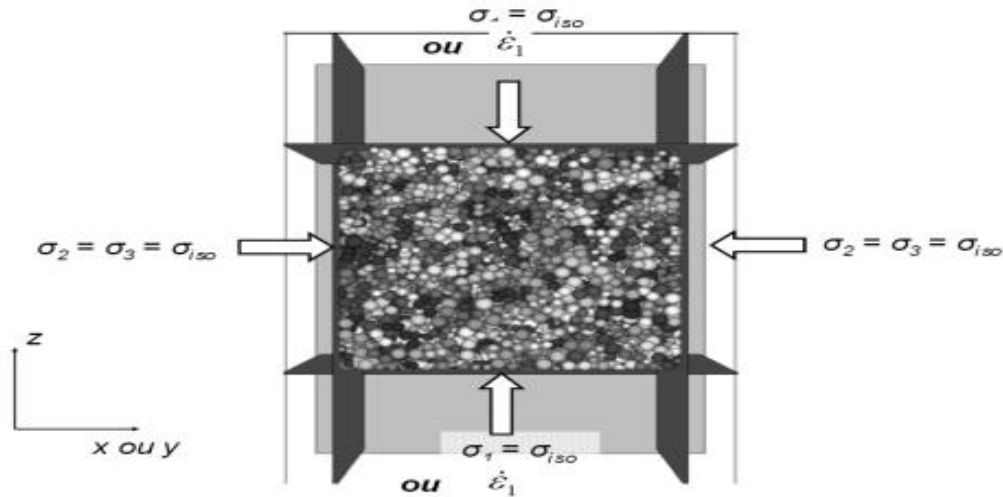


Figure V.4 : Schéma de principe du confinement isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) et de la compression verticale à contraintes latérales constantes ($\dot{\epsilon}_1$ et $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) (Breugnot, 2010)

Les conditions aux limites sont imposées ou contrôlées par l'intermédiaire des six parois, parallèles deux à deux. L'échantillon conservera, pendant toute la simulation, une forme parallélépipédique. Les parois sont supposées lisses et les forces de contact entre les parois et les particules des échantillons agissent uniquement dans la direction normale aux parois, interdisant alors tout effort de cisaillement (condition non frottée).

La première étape de confinement isotrope consiste à réaliser un échantillon dans un état d'équilibre tel que $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$ (où σ_{iso} est la contrainte isotrope imposée). Les murs, parallèles deux à deux, sont pilotés en contraintes et déplacés progressivement jusqu'à ce que l'effort résultant mesuré sur chacune des parois corresponde à l'état de contrainte isotrope σ_{iso} souhaitée. La seconde étape correspond à la phase déviatoire de l'essai triaxial : une vitesse de déformation est appliquée en tête d'échantillon (dans la direction verticale Z) par rapprochement des parois haute et basse, tout en maintenant latéralement une contrainte constante $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$.

Le point clé de la modélisation de l'essai réside dans la procédure implémentée pour contrôler la contrainte latérale pendant la phase d'écrasement. Inspiré de l'asservissement des parois proposé par Itasca (2006.b), une vitesse de déplacement des parois est calculée à chaque pas de calcul en fonction de l'écart entre la contrainte attendue σ_{iso} et les contraintes qu'elles subissent σ_2 ou σ_3 . La précision de la condition de confinement latéral constant reste très satisfaisante, aussi bien lors des phases élastique que plastique, tant que la vitesse de sollicitation reste suffisamment lente.

Par ailleurs, un certain nombre de facteurs, propres à la simulation numérique, peuvent affecter le comportement triaxial. Ainsi, dans le but de valider l'utilisation de notre modèle pour la caractérisation du comportement mécanique des matériaux, nous avons vérifié que

la vitesse de sollicitation, l'amortissement local introduit ou encore les propriétés des parois, n'influent pas sur les résultats de simulation.

De nombreuses simulations numériques ont été effectuées en faisant varier, l'angularité des clusters (distances entre les centres de deux sphères adjacentes) la porosité initiale de l'assemblage granulaire et les paramètres micromécaniques dans le but de reproduire le comportement des sols utilisés lors des expérimentations. Sur la Figure V.5 on présente à titre indicatif les résultats de plusieurs simulations triaxiales. Pour la modélisation numérique des essais réelles, il ne s'agit pas de reproduire la morphologie réelle du grain, la distribution granulométrique où le nombre de particules, car cela impliquerait une période de calcul prohibitive. Cependant, pour une géométrie simplifiée (forme de particule et distribution granulométrique), nous nous sommes concentrés sur la détermination de paramètres micromécaniques donnant des caractéristiques macro-mécaniques analogues à des géo-matériaux réels comme les sols (en états denses ou lâches). Les paramètres macroscopiques retenus (les essais triaxiaux numériques 8000 clusters, $\mu = 0.40$, de site de 2650 kg/m^3 50% et une angularité de 1.2) pour modéliser le sol expérimental permettent d'aboutir au comportement présenté sur la Figure V.6, à savoir un sol de caractéristiques mécaniques : $C = 0$, $\varphi = 33.75^\circ$ et $E = 0.76 \text{ MPa}$.

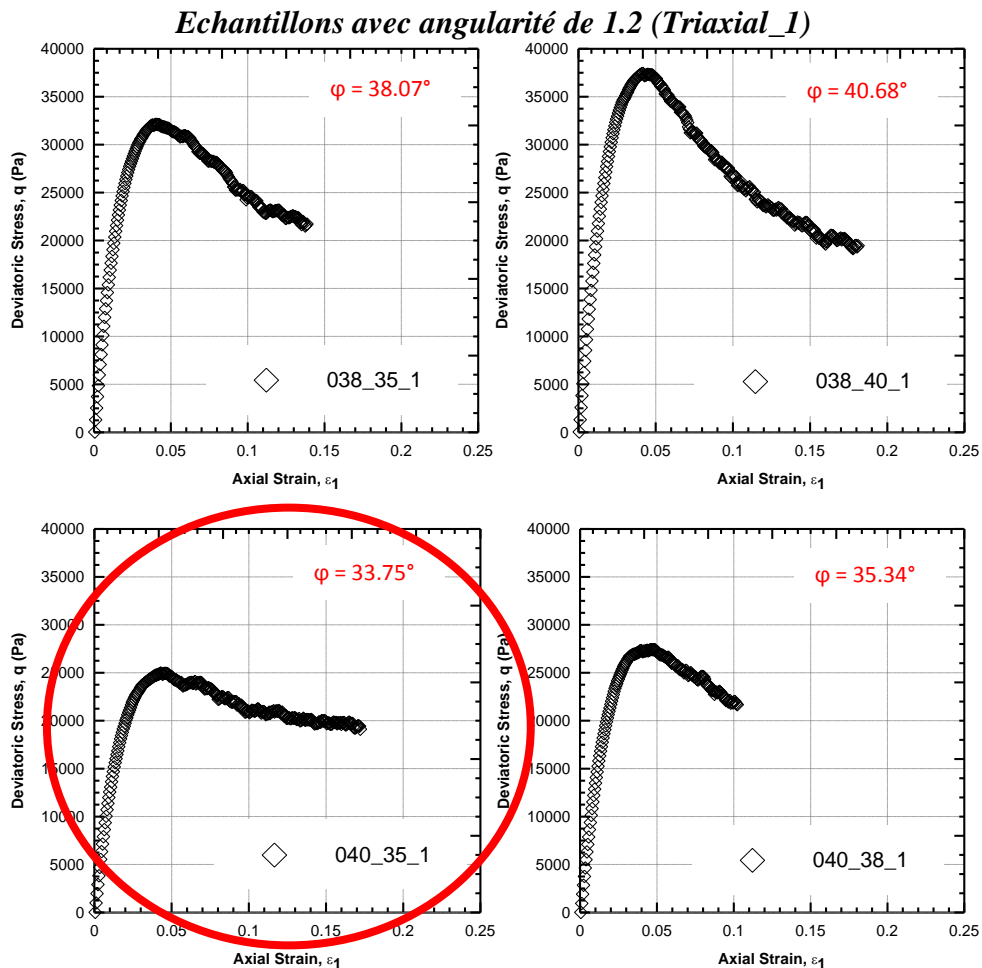


Figure V.5 : Modèle et caractéristique mécanique du modèle numérique

V.3. Modélisation numérique de l'essai d'extraction de nappe

La modélisation numérique des essais d'extraction de nappe a été traitée en considérant des vitesses d'extraction suffisamment faibles pour s'affranchir dans un premier temps des effets dynamiques. Ceci nous a permis de comparer et de valider le modèle numérique par rapport à une solution analytique établie sur la base d'hypothèses simplificatrices fortes. Une fois validé sur un cas simple (pas de frottement entre le sol et les parois de la cuve) le modèle numérique a été utilisé dans des conditions moins idéalisées pour étudier l'influence de certains paramètres sur la valeur de la force d'extraction.

V.3.1. Description du modèle numérique et objectif de la modélisation numérique

Les dimensions du modèle numérique sont similaires à celles du dispositif d'extraction expérimental présenté sur la Figure V.6, à savoir une cuve d'essais de 1.00 m de longueur, 0.50 m de largeur et de 0.80 m de hauteur. Des murs rigides frottant ont été utilisés à la base du modèle et sur le pourtour pour simuler les parois internes de la cuve qui sont en aluminium. Les échantillons de sol numérique sont constitués de 45000 clusters de deux sphères imbriquées de diamètre D et de longueur maximale $1.2 D$. Les caractéristiques micromécaniques du sol numériques sont celles définies au chapitre précédent (V.2) et qui traduisent le comportement d'un sable moyennement dense d'angle de frottement 33.75° . La masse volumique apparente du sol en place est de 13.4 kN/M^3 ; pour une densité relative de 50%. La nappe géosynthétique est constituée par un ensemble de 288 éléments triangles à trois nœuds. Les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modélisé correspondent à celles du géosynthétique utilisé lors des essais d'extraction expérimentaux et lors des tests triaxiaux sur sable renforcé présentés au chapitre III et dont les valeurs ont été résumées dans le Tableau III.2. La nappe géosynthétique a été positionnée à 0.25 m du fond de la cuve (Figure V.6). L'interface entre le sol numérique et la nappe (Sol/Gtx) est caractérisée par un angle de frottement microscopique noté φ . Par la suite on appellera également :

- Déplacement en tête : Le déplacement du point de la nappe géosynthétique sur lequel est appliqué la force d'extraction et qui est situé au niveau du mors d'ancrage de la nappe (voir Figure V.6a).
- Déplacement en queue : Le déplacement du point de la nappe géosynthétique situé à l'extrémité arrière de la nappe géosynthétique confinée dans le sol.

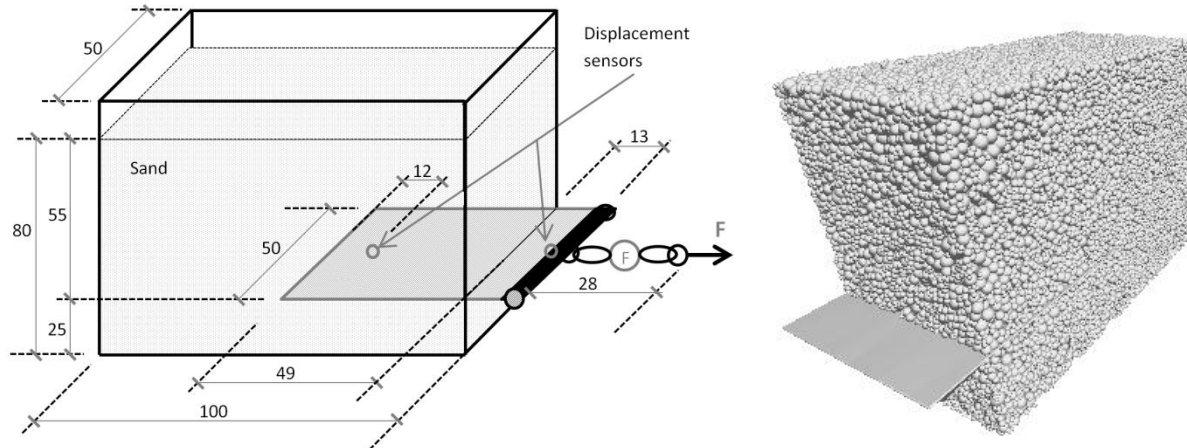


Figure V.6 : (a) Géométrie de la cuve d'extraction, (b) Modèle numérique de l'essai d'extraction

L'essai d'extraction est simulé numériquement par déplacement simultané à vitesse constante (1.92 mm/min) des points situés en tête de la nappe. On détermine pendant l'essai la force d'extraction en fonction du déplacement en tête ainsi que tous les efforts de contact que ce soit entre les particules de sol, les particules de sol et la nappe géosynthétique, ou les particules de sols et les parois. Les déplacements de la nappe et des éléments de sol sont également déterminées à chaque pas de calcul.

V.3.2. Présentation du modèle analytique

La modélisation analytique du comportement d'extraction d'une nappe ancrée dans un sol est établie en supposant que la contrainte normale agissant sur la nappe reste constante pendant l'essai (contrainte liée à l'épaisseur de sol au-dessus de la nappe) et que les mouvements du sol sont négligeables par rapport aux déplacements de la nappe. L'extensibilité de la nappe est prise en considération ainsi que les efforts de frottement à l'interface.

La contrainte de cisaillement pouvant être mobilisée à l'interface supérieure et inférieure au point d'abscisse x s'écrit conformément à la loi de frottement présentée sur la Figure V.7:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad \text{si } U_x > U_0 \quad (\text{V.1})$$

$$\tau = (U_x/U_0) \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad \text{si } U_x < U_0 \quad (\text{V.2})$$

Où σ_n représente la contrainte normale, φ l'angle de frottement à l'interface entre le sol et le renforcement, U_0 le déplacement minimal nécessaire à l'obtention de la contrainte de cisaillement maximale et U_x le déplacement de la nappe au point d'abscisse x .

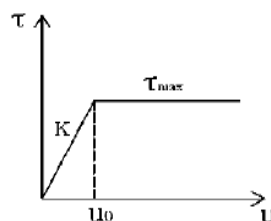


Figure V.7 : Loi de comportement de l'interface Sol/Géotextile

Pour une longueur élémentaire de nappe de longueur Δx , la variation de tension dans la nappe est donnée par la formule:

$$\Delta T_x = 2 * \tau * W * \Delta x \quad (V.3)$$

Où W représente la largeur de la nappe géosynthétique.

La tension T_x dans la nappe au point d'abscisse x s'obtient par sommation de toutes les tensions élémentaires comprises entre la queue de la nappe et la position x soit :

$$T_x = \Sigma \Delta T_x \quad (V.4)$$

La déformation de la nappe ε_x au point d'abscisse x s'obtient par la relation :

$$T_x = J * \varepsilon_x = (E * t) * \varepsilon_x \quad (V.5)$$

Où J , E et t sont la raideur, le module d'élasticité et l'épaisseur du renforcement respectivement.

Le déplacement de la nappe au point x s'obtient par sommation des augmentations de longueur de chaque segment de longueur Δx compris entre la queue de la nappe et la position x soit :

$$U_x = \Sigma \Delta x \varepsilon_x \quad (V.6)$$

Connaissant la tension en tête de la nappe géosynthétique il est possible de déterminer par un processus itératif les déplacements et les tensions en tous points de la nappe.

V.3.3. Comparaison entre le modèle analytique et les résultats numériques

Le cas de référence utilisée pour la comparaison entre les modèles numérique et analytique correspond à un essai d'extraction mené sous une hauteur de sol de 0.55 m (soit une contrainte de confinement 6 kPa). La nappe géosynthétique à une raideur de 760 kN/m et une longueur de 0.49 m. Les paramètres du sol et de l'interface sont : $C_{Sol} = 0$, $\varphi_{Sol} = 34.71^\circ$, $C_{Sol/Gtx} = 0$, $\varphi_{Sol/Gtx} = 31.8^\circ$.

La comparaison entre l'étude analytique et les résultats numériques de l'essai d'extraction sont présentés sur la Figure [V.8a](#) en termes de la force d'extraction en fonction du déplacement en tête. On constate une bonne adéquation entre le modèle numérique et les résultats analytiques notamment sur la valeur d'extraction au pic. Quelques différences subsistent de par les hypothèses simplificatrices faites dans le modèle analytique notamment sur le comportement parfaitement plastique du sol, alors que le modèle numérique prend en compte un comportement légèrement radoucissant du sol, et sur la phase initiale de mobilisation de la nappe qui numériquement est retardée du fait du roulement et des déplacements des grains les uns par rapport aux autres au niveau de l'interface. La mise en tension de la nappe lors de l'extraction est mise en évidence sur la Figure [V.8b](#) ou sont représentés les déplacements le long de la nappe de géotextile lors de

l'extraction. Comme on peut le constater la concordance entre les résultats numériques et expérimentaux est assez bonne.

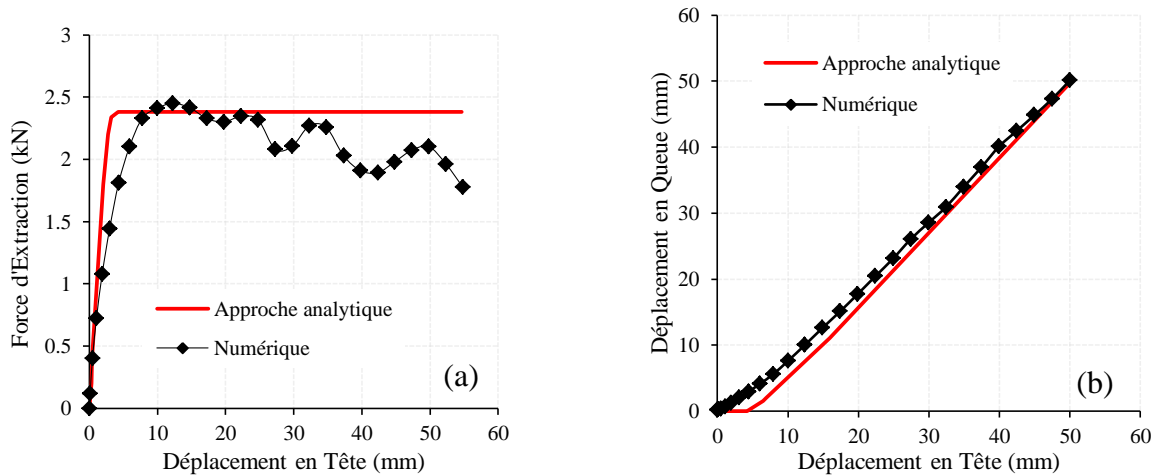


Figure V.8 : Comparaison entre le modèle analytique et le modèle numérique d'un essai d'extraction : (a) Variation de la force d'extraction en fonction du déplacement en tête, (b) Variation du déplacement en queue de nappe en fonction du déplacement en tête

V.4. Etude paramétrique

V.4.1. Effet de la vitesse d'extraction

Les objectifs principaux des simulations numériques présentées ici sont d'une part, de déterminer l'influence de la vitesse d'extraction sur le comportement à l'interface *Sol/Gtx* lors d'un essai d'extraction et d'autre part de déterminer la vitesse maximale à partir de laquelle la vitesse n'influe pas sur la réponse à l'extraction correspondant par ailleurs à la vitesse permettant de minimiser les temps de calcul. Les paramètres de calcul sont : un angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique ($\varphi_{Sol/Gtx}$) de 31.8° et un angle de frottement à l'interface entre le matériau granulaire et les parois ($\varphi_{Sol/Mur}$) égal à zéro. Les déplacements des nœuds des éléments de la nappe situés à proximité du mors d'ancrage sont imposés au cours du temps de manière à ce que la vitesse d'extraction augmente progressivement au cours de l'extraction jusqu'à atteindre une valeur palier selon le schéma présenté sur la Figure V.9a. Pour les trois cas testés, des vitesses d'extraction uniformes de 0.96, 1.92 et 4.8 mm/min ont été obtenus après des déplacements en tête de nappe de 5, 13 et 37 mm, respectivement. La Figure V.9b présente une étude comparative entre la réponse analytique de l'essai d'extraction et le modèle numérique avec les trois valeurs de vitesses d'extraction étudiées. Il est clairement établi que les vitesses d'extraction de 0.96 et 1.92 mm/min conduisent à des résultats assez similaires, contrairement aux résultats obtenus avec la vitesse 4.8 mm/min qui implique une majoration de l'effort d'extraction. Comparativement à l'approche analytique on constate que les vitesses d'extraction de 0.96 et 1.92 mm/min permette d'approcher assez fidèlement la valeur au pic. Par la suite, une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min a été retenue pour minimiser les temps de calcul.

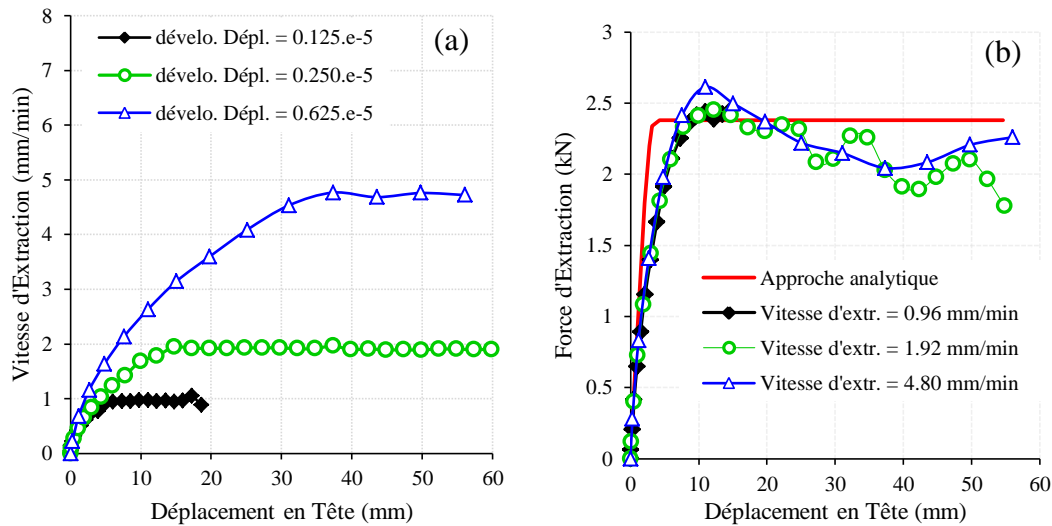


Figure V.9 : Essais d'extraction numérique : (a) Effet de la vitesse d'extraction en tête sur les déplacements de la nappe, (b) Effet de la vitesse d'extraction en tête sur l'effort d'extraction

V.4.2. Effet du coefficient d'atténuation

Le coefficient d'atténuation est un paramètre numérique utilisé pour les problèmes en quasi statique pour faciliter la convergence des calculs et éviter les effets dynamique indésirables tels que la vibration du milieu granulaire. Il agit comme une force résistive qui s'oppose au mouvement. Pour les problèmes dynamiques d'impact cette valeur doit être imposée égale à zéro. Pour les problèmes où les effets dynamiques sont peu prépondérants une valeur faible peut être tolérée pour faciliter la convergence.

Les figures ci-dessous montrent l'effet de ce coefficient lors de l'essai d'extraction de la nappe. La Figure V.10 indique que les coefficients d'atténuation proches de zéro donnent des résultats assez similaires. En effet, pour des coefficients de 0.001, 0.01 et 0.1 la vitesse d'extraction est atteinte pour un déplacement en tête de 12 mm alors que pour un coefficient d'atténuation de 0.75 la vitesse d'extraction finale est obtenue après 3 mm de déplacement en tête.

La Figure V.10 donne la variation de la force d'extraction en fonction de déplacement en tête sous l'effet du coefficient d'atténuation. On peut remarquer que la force d'extraction est assez proche de la force analytique pour les coefficients d'atténuation de 0.001, 0.01 et 0.1 et qu'en revanche, l'utilisation d'un coefficient atténuation de 0.75 induit un effort d'extraction majoré d'environ 14%. Pour éviter ces problèmes purement numériques, nous avons, pour les simulations numériques qui suivent, retenu un coefficient d'atténuation de 0.001.

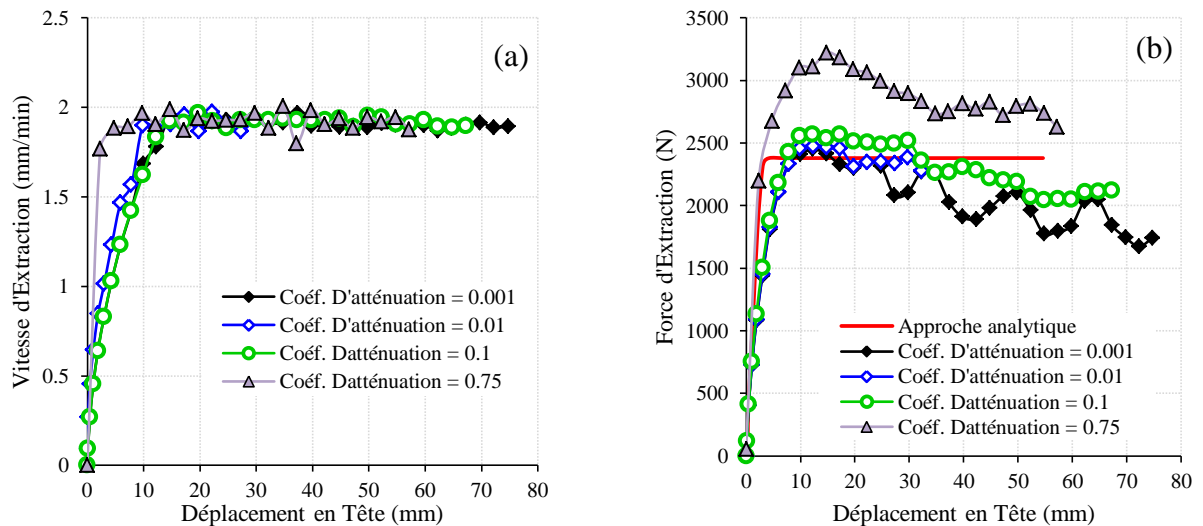


Figure V.10 : Effet du coefficient d'atténuation sur les essais d'extraction (numérique) avec une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min : (a) sur la vitesse d'extraction, (b) sur la force d'extraction

V.5. Analyse des résultats

V.5.1 Déplacements et déformations de la nappe durant un essai d'extraction

La Figure V.11 présente la déformation de la nappe géotextile pendant un essai d'extraction quasi statique (vitesse d'extraction = 1.92 mm/min). On peut remarquer que la déformation de la nappe augmente avec le déplacement en tête induit par l'augmentation de l'effort d'extraction. On remarque également que les déformations de la nappe commencent à être perceptibles après 20 mm de déplacement en tête qui s'explique par une mise en tension progressive de la partie de la nappe qui se trouve en dehors de la boîte d'essai (13 cm de longueur nappe hors de la cuve). A partir de 20 mm de déplacement en tête ; une augmentation régulière de la déformation de la nappe peut être observée jusqu'à l'obtention de la force maximale d'extraction.

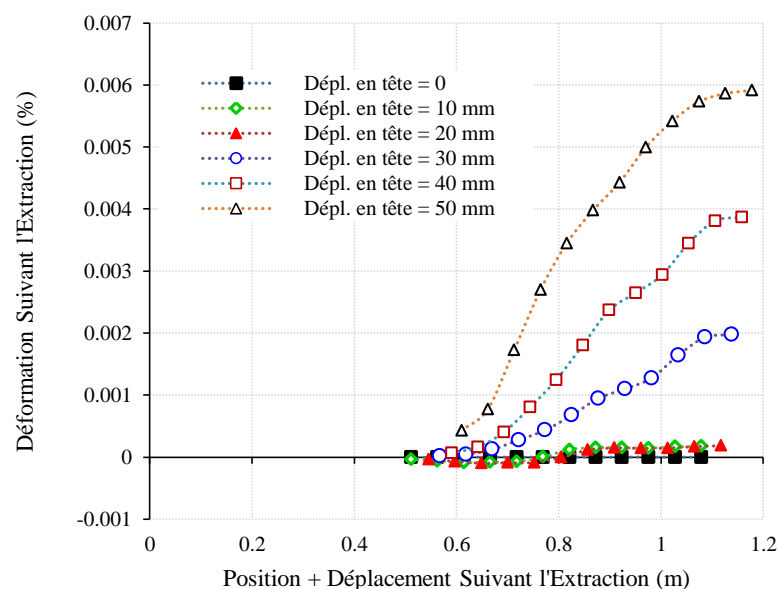


Figure V.11 : Déplacement et déformation de la nappe dans le plan d'extraction

V.5.2 Contrainte sur la nappe durant un essai d'extraction

a) Contraintes normales sur la nappe

Les contraintes normales et tangentielles agissant sur la nappe ont été calculées par l'intermédiaire des forces de contact sur des tranches transversales tel que présenté sur la Figure V.12 puis représentées sur une coupe longitudinale suivant la direction d'extraction. La Figure V.13 représente la variation de la contrainte normale agissant sur la nappe géosynthétique avant (due au poids propre) et après extraction. Les paramètres de calcul sont : une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min, un angle de frottement *Sol/Gtx* de 31.8° , et un angle de frottement *Sol/Mur* de 10° .

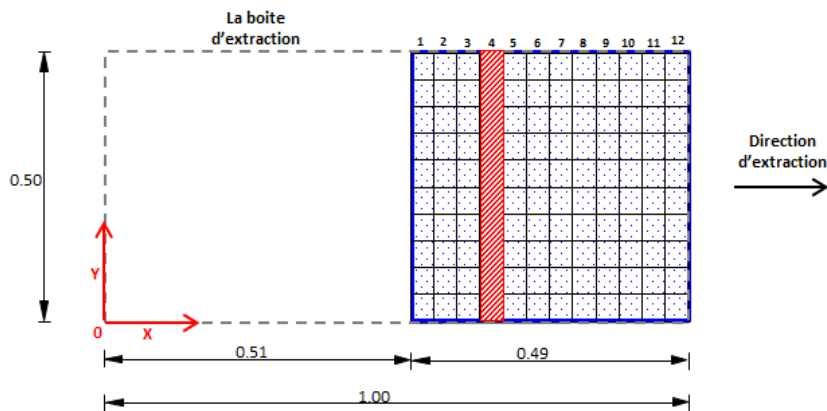


Figure V.12 : Schéma des distributions des contraintes sur la nappe calculées par tranches transversales

On peut déduire de la Figure V.13 que les contraintes verticales sur la nappe de géotextiles sont assez uniformes avant de commencer l'essai d'extraction. Lors de l'extraction, on constate, une augmentation des contraintes verticales significative notamment dans la partie avant.

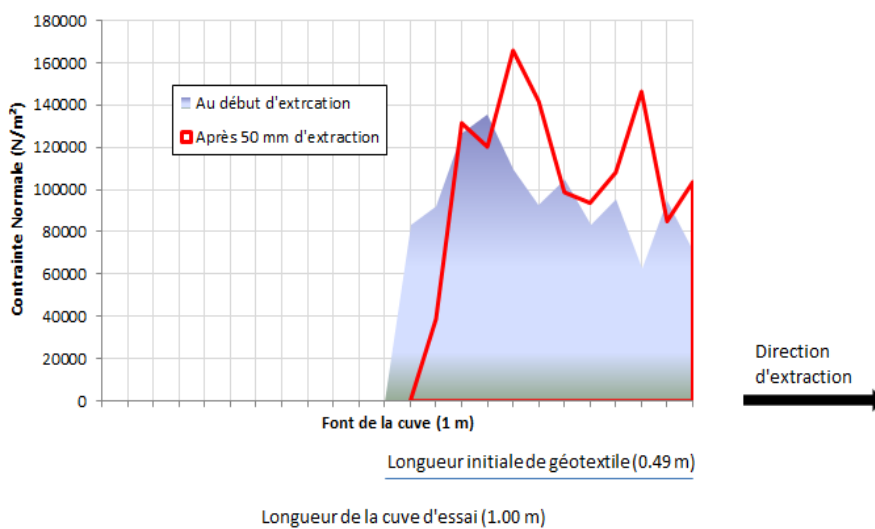


Figure V.13 : Variation des contraintes normales sur la nappe pendant un essai d'extraction : (a) avant extraction, (b) après 50 mm de déplacement en tête

b) Contraintes tangentielles sur la nappe

La Figure V.14 représente la variation de la contrainte tangentielle sur la nappe géosynthétique durant un essai d'extraction numérique avec une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min, un angle de frottement $Sol/Gtx = 31.8^\circ$, un angle de frottement $\phi_{Sol/Mur} = 10^\circ$ et après un déplacement en tête de la nappe géotextile égale à 50 m.

On montre très clairement sur la Figure V.14 que l'extraction de la nappe s'accompagne d'une augmentation des contraintes tangentielles proportionnellement à la contraintes de confinement.

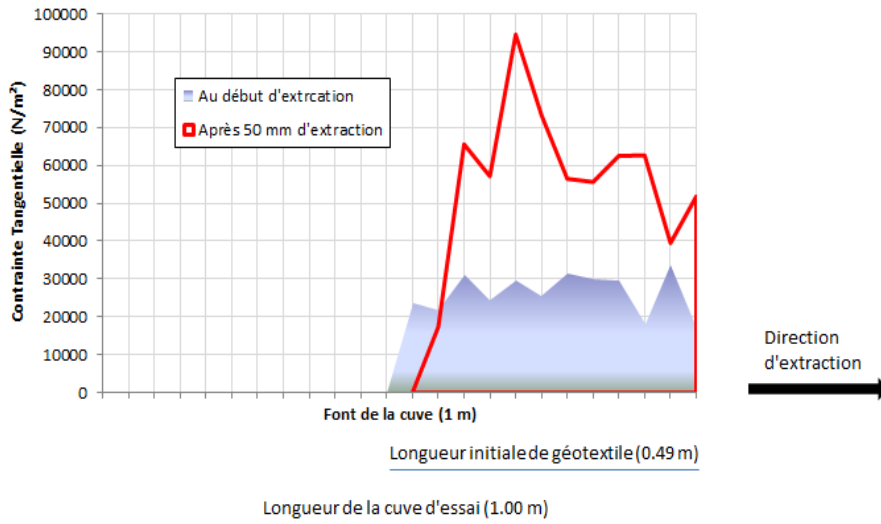


Figure V.14 : Variation des contraintes tangentielles sur la nappe pendant un essai d'extraction : avant extraction et après 50 mm de déplacement en tête

V.5.3. Contraintes normales sur les parois de la boîte d'extraction

Plusieurs modèles numériques (angle de frottement $Sol/Mur = 10^\circ$ et $Sol/Gtx = 31.8^\circ$) ont été utilisés afin d'estimer les variations des contraintes normales agissant sur les parois latérales et frontales de la cuve d'essai lors d'un essai d'extraction. Sur la Figure V.15a on a tout d'abord représenté l'effet de l'extraction sur la variation des contraintes normales sur la paroi frontale après 50 mm de déplacement en tête. Ces valeurs sont à comparer à celles obtenues sous poids propre (Figure V.15b).

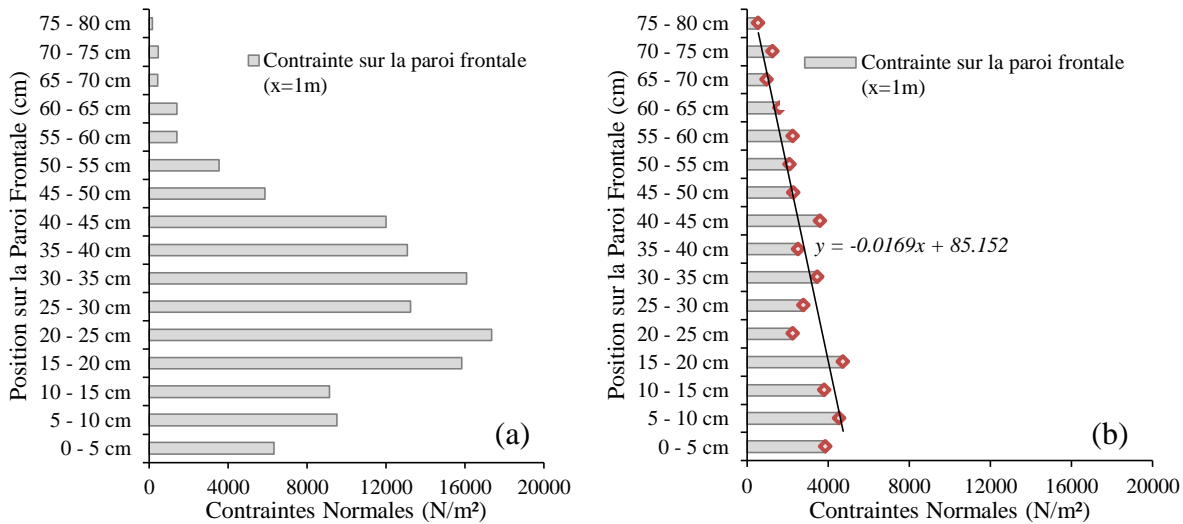


Figure V.15 : Variation des contraintes normales sur la paroi frontale de la cuve d'essai : (a) contraintes normales après 50 mm de déplacement en tête, (b) contraintes normales dues au poids propre

La répartition des contraintes sous poids propre est à titre de validation comparée à la solution donnée par la théorie de Rankine (1860), qui est basée sur l'hypothèse d'un sol isotrope et en supposant que la présence du mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales. A la profondeur (z) (Figure V.16) la contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est $\sigma'_v = \gamma \cdot z$ et la contrainte horizontale (sur une facette verticale), s'il n'y a pas de déplacement latéral est $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$ avec K_0 le coefficient des terres au repos.

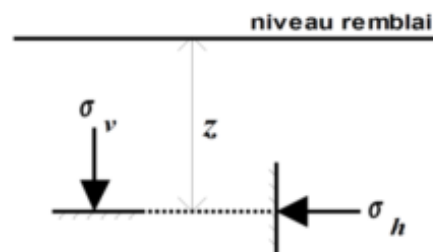


Figure V.16 : Contraintes verticales et horizontales d'un sol au repos

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

$$\sigma_h = \frac{85.152}{0.0169} = 5038.57988 \text{ Pa} \quad K_0 = 0.367$$

$$\sigma_v = 13726.0874 \text{ Pa}$$

$$\gamma \cdot h = \sigma_v \quad \Rightarrow \quad \gamma_{Num} = \frac{13726.0874}{0.8} = 17.1576 \text{ kN/m}^3$$

Connaissant la répartition des contraintes sous poids propre, il est possible de déterminer l'augmentation ou la diminution des contraintes lors d'un essai d'extraction en soustrayant aux valeurs des contraintes obtenues lors de l'extraction les valeurs sous poids propres. Les Figures V.17 ci-dessous présentent la variation des contraintes normales sur la paroi

frontale et sur le fond de la cuve d'essai lors de l'essai d'extraction après un déplacement en tête de 50 mm.

Pour la paroi frontale, on peut remarquer que les accroissements de contraintes normales sont plus importants à proximité de l'ouverture du dispositif d'extraction consécutivement à un effet de butée exercé par l'extraction de la nappe. Par contre à la base de la cuve ; on trouve des accroissements de contraintes normales positifs dans la partie proche de la paroi frontale (jusqu'à 25 cm du bord). On trouve aussi des accroissements de contraintes normales négatifs à la base de la cuve dans les parties éloignée du dispositif d'extraction induites par le soulèvement des particules de sol en queue de la nappe durant l'essai d'extraction. Pour la partie où il n'y a pas de nappe (soit les 51 cm en partie arrière de la cuve) ; on peut remarquer que les accroissements de contraintes créés par l'extraction de nappe sont quasi nuls car les particules de sols sont peu affectées par l'extraction dans cette zone. Enfin, on constate également un effet moins important de la force d'extraction sur les accroissements de contraintes normales sur les parois latérales et arrière de la cuve d'essai (Figure V.18).

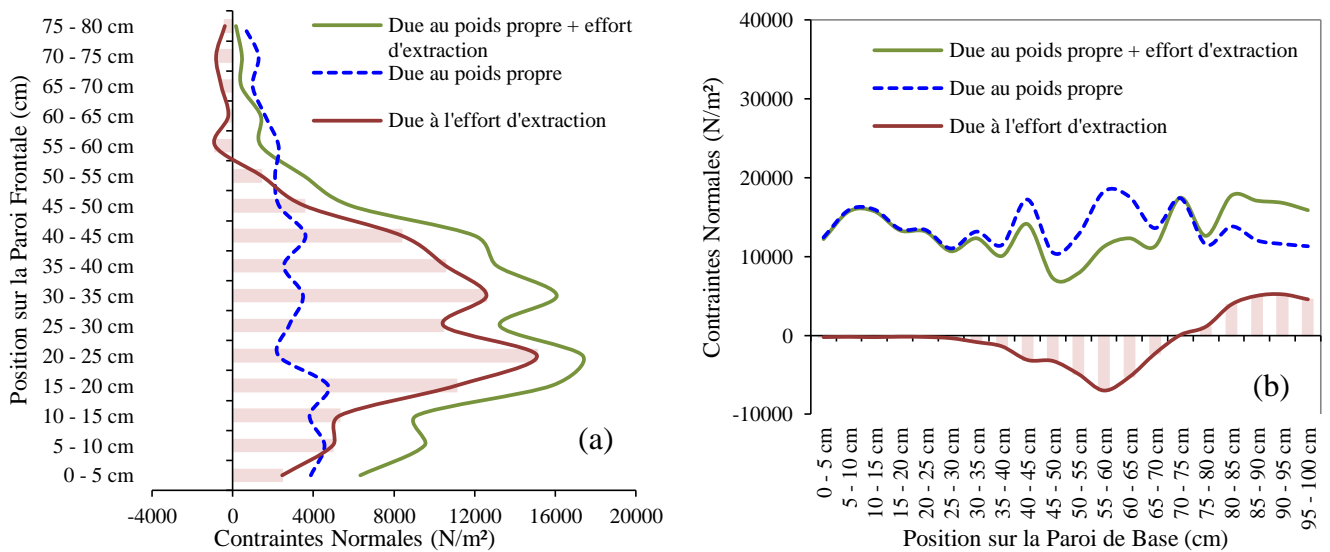


Figure V.17 : Variation des contraintes normales sur les différentes parois de la cuve d'essai : (a) paroi frontale, (b) fond de la cuve

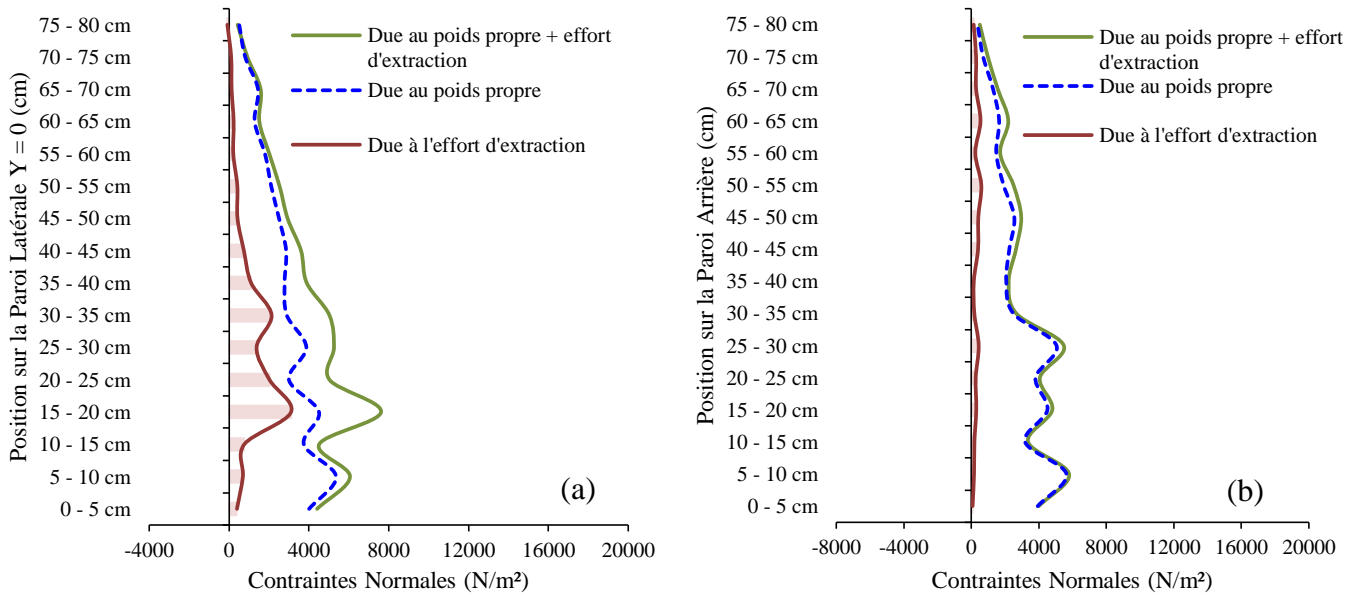


Figure V.18 : Variation des contraintes normales sur les différentes parois de la cuve d'essai : (a) paroi latérale, (b) paroi arrière

V.5.4. Effet du frottement du sol aux parois ($\varphi_{\text{sol/murs}}$) sur la réponse à l'extraction

a) Effet de l'angle de frottement ($\varphi_{\text{sol/murs}}$) sur l'effort d'extraction

Dans un essai d'extraction, le sol est généralement confiné dans la cuve dont le fond et les parois latérales sont rigides. La contrainte de confinement verticale est appliquée par une plaque rigide en contact avec le sol ou par un coussin d'air souple. L'influence de la rigidité du dispositif d'application des contraintes de confinement a été étudiée par [Palmeira et Milligan \(1989\)](#). Ces auteurs ont comparé les résultats des essais d'extraction réalisés avec des dispositifs rigides et flexibles. Ils concluent que l'utilisation d'un coussin d'air souple donne des valeurs de l'effort d'extraction maximum (au pic) inférieures à celles obtenues en utilisant une plaque métallique rigide et indéformable.

La contrainte de confinement verticale agissant à l'interface sol/renforcement est liée à la surcharge appliquée sur l'échantillon de sol en surface de la cuve et au poids de la couche de sol au-dessus du renforcement. Compte tenu de l'épaisseur de cette couche de sol, un frottement se développe le long des parois latérales de la cuve conduisant à une contrainte de confinement plus faible que celle théoriquement appliquée. L'effet du frottement des particules de sols avec les parois latérales de la cuve d'essai a été étudié en considérant quatre valeurs d'angle de frottement (0, 5, 10 et 20°). Les résultats de la réponse à l'extraction en termes de force d'extraction (Figure [V.19](#)) indiquent que l'échantillon avec un frottement *Sol/Mur* égal à 0 donne des résultats presque identiques à ceux de l'approche analytique qui ne prend pas en considération le frottement entre les particules de sol et les parois. On peut remarquer aussi que la force d'extraction augmente avec l'augmentation du frottement avec les parois de la cuve d'essai compte tenu du fait que la nappe entraîne avec elle le sol subjacent.

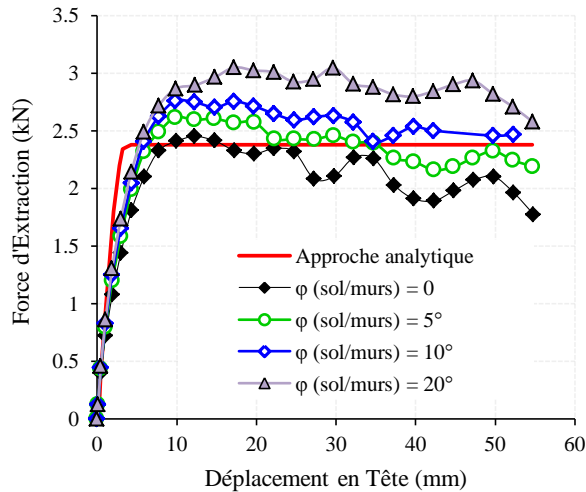


Figure V.19 : Essais d'extraction pour une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min – Effet du frottement entre les particules de sol et les parois de la cuve d'essai sur la force d'extraction

b) Effet de l'angle de frottement ($\varphi_{\text{sol/murs}}$) sur les contraintes aux parois latérales

Afin d'étudier l'effet du frottement des particules de sol avec les parois latérales de la cuve d'essai durant un essai d'extraction ; une étude comparative de la distribution des contraintes normales et tangentielles sera établie sur la paroi frontale.

La Figure V.20a présente la variation des contraintes normales sur la paroi frontale. Les résultats présentés indiquent que les contraintes normales diminuent sur la paroi frontale avec l'augmentation du frottement sur les parois latérales. Par contre on constate (Figure V.21a) une diminution de l'accroissement des contraintes normales en fond de cuve sur la partie arrière avec l'augmentation du frottement sur les parois latérales.

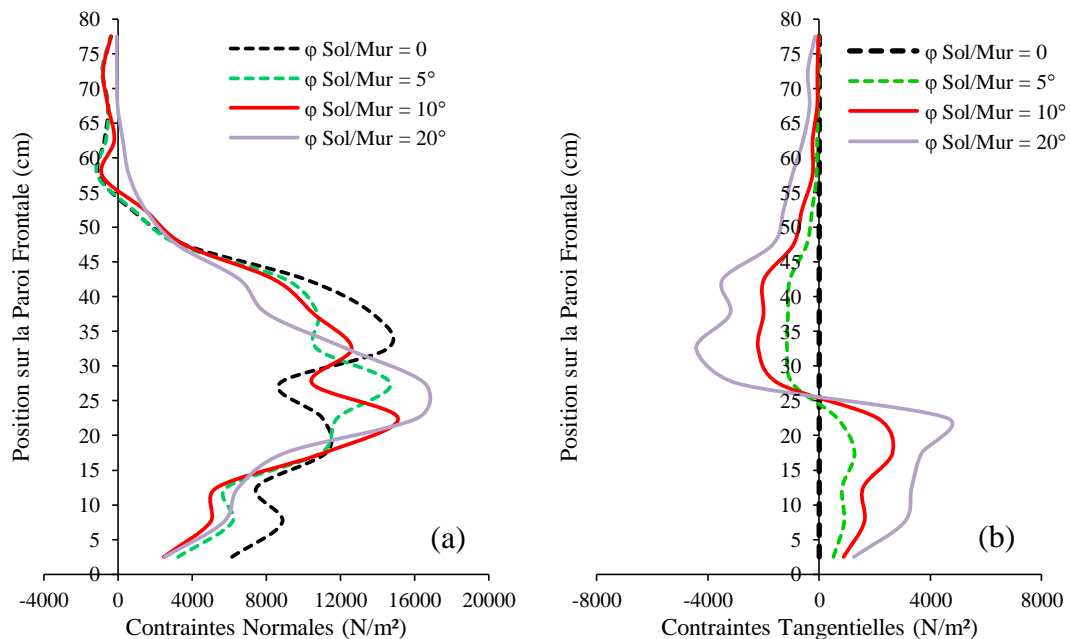


Figure V.20 : Distribution des contraintes normales (a) et tangentielles (b), sur la paroi frontale : effet du frottement Sol/Mur lors de l'extraction (sans l'action du poids propre)

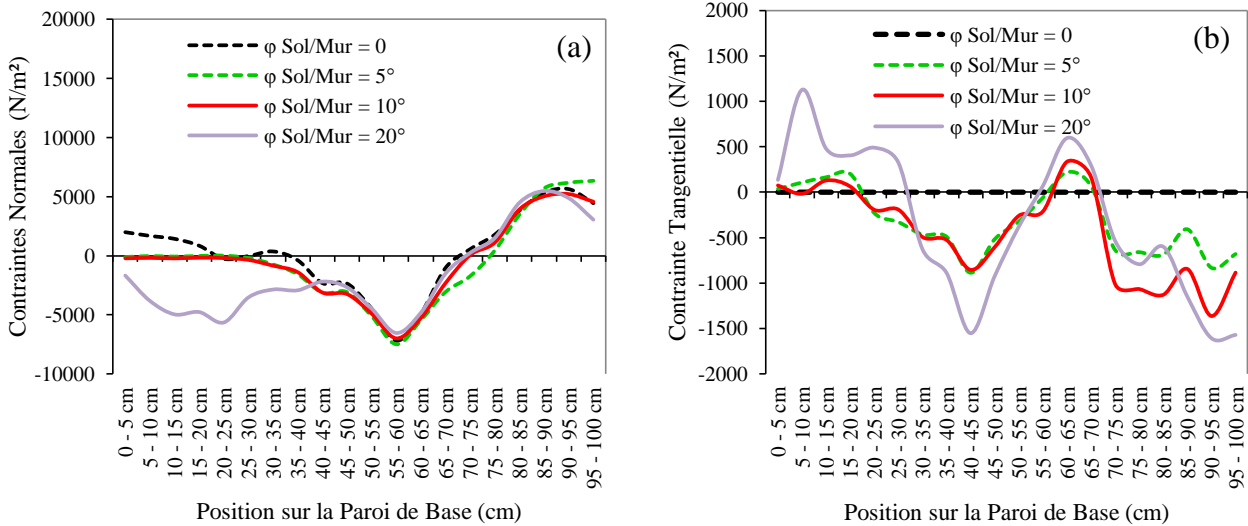


Figure V.21 : Distribution des contraintes normales (a) et tangentielles (b), sur le fond de la cuve: effet du frottement Sol/Mur lors de l'extraction (sans l'action du poids propre)

Les figures ci-dessous présentent la variation des contraintes normales et tangentielles sur la paroi située à la base de la cuve d'essai durant un essai d'extraction en fonction de la valeur de l'angle de frottement entre les particules de sol et les parois. La Figure V.22a montre que les contraintes normales à la base diminuent légèrement avec l'augmentation du frottement Sol/Mur. Ces résultats sont en concordance avec les résultats trouvés par Johnston et Romstad (1989) qui ont mesuré la contrainte de confinement avec des cellules de pression.

En raison du frottement le long des murs latéraux, la contrainte de confinement verticale à l'interface sol/renforcement est réduite de 35% par rapport à celle due au poids propre ($h/w = 0.27$; où h est l'épaisseur de la couche de sol au-dessus du renforcement et w la largeur de la cuve). Des résultats similaires ont été obtenus par (Chang et al. 2000, Farrag et al. 1993) avec un dispositif d'essai dont le rapport $h/w = 0.43$. Afin de minimiser les effets de frottement au niveau des parois latérales, des matériaux peu frottant sont collés aux murs (téflon, aluminium lisse, verre, membranes lubrifiées) (Lajevardi, 2013).

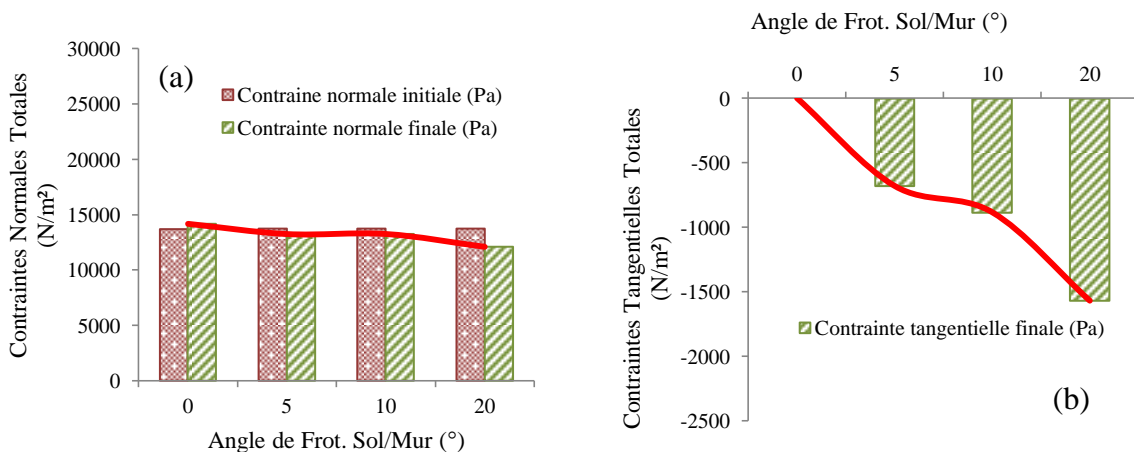


Figure V.22 : (a) Contraintes normales totales à la base de la cuve d'essai, (b) Contraintes tangentielles totales à la base de la cuve induites par l'extraction de la nappe

V.5.5. Effet de l'angle de frottement ($\varphi_{\text{sol/murs}}$) sur les contraintes agissant sur la nappe

a) Contrainte Normale

La Figure V.23 représente la variation de la contrainte verticale sur la nappe géosynthétique durant un essai d'extraction numérique dont la vitesse d'extraction est égale à 1.92 mm/min et après un déplacement en tête du géotextile de 50 mm, en fonction de la valeur de l'angle de frottement du sol granulaire avec les parois de la boîte d'essai. Les mesures de contraintes ont été déterminées suivant 12 bandes perpendiculaires à la direction de l'extraction (Figure V.11). On peut déduire de la Figure V.23 que les contraintes verticales sur la nappe de géotextiles sont plus importantes au niveau des extrémités (en queue et la proximité de la paroi frontale de la boîte). L'effet du frottement *Sol/Mur* est aussi bien visible puisque l'on constate une augmentation des contraintes verticales en tête de la nappe de géotextile pour un frottement sol/paroi caractérisé par un angle de frottement $\varphi_{\text{Sol/Mur}} = 10$ et 15° .

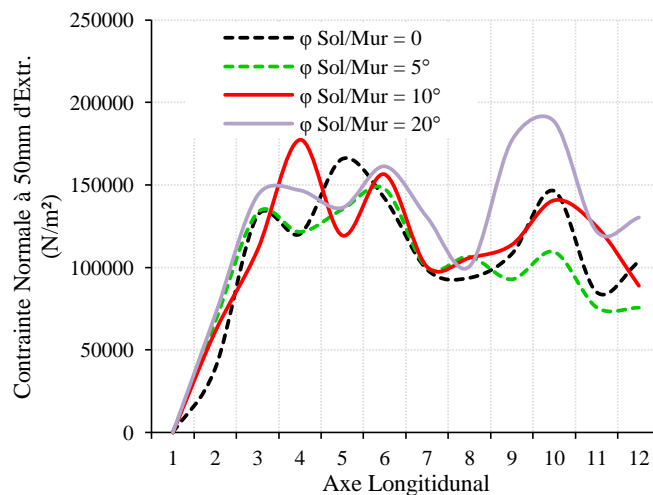


Figure V.23 : Contraintes normales sur la nappe de géotextile : effet du frottement *Sol/Mur* sous les sollicitations de l'effort d'extraction + poids propre

b) Contrainte tangentielle

La Figure V.24 représente la variation de la contrainte tangentielle sur la nappe géosynthétique durant un essai d'extraction numérique avec une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min et après un déplacement en tête de la géotextile de 50 mm. Les valeurs des contraintes tangentielles ont été déterminées comme précédemment sur des bandes perpendiculaires à la direction d'extraction (Figure V.11). Comme on peut le voir sur cette figure, on constate une légère variation des contraintes tangentielles avec la variation du frottement entre les particules de sol et les parois. Comme précédemment, on constate une augmentation légèrement plus forte des contraintes tangentielles en tête de nappe consécutivement à l'augmentation des contraintes normales dans cette zone pour les essais réalisés avec un frottement sol/parois $\varphi_{\text{Sol/Mur}} = 10$ et 15° .

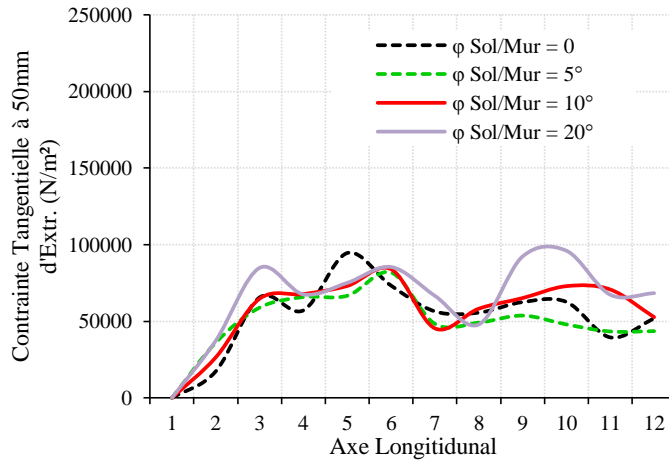
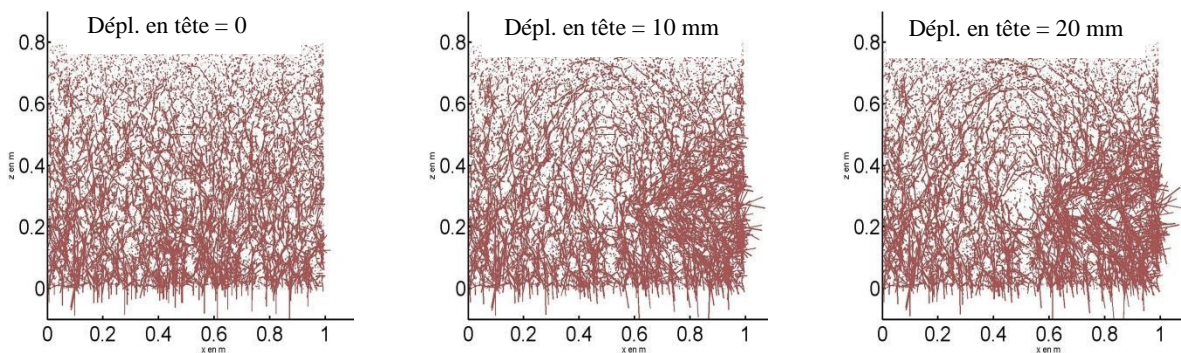


Figure V.24 : Contraintes tangentielles sur la nappe de géotextile : effet du frottement Sol/Mur sous les sollicitations de l'effort d'extraction + poids propre

V.5.6. Evolution des forces de contact lors de l'extraction de la nappe

La Figure V.25 représente le réseau des forces de contact entre les particules du sol granulaire pour différentes étapes du processus d'extraction (tous les 10 mm du déplacement en tête) dans une coupe longitudinale de la cuve d'essai suivant la direction de l'extraction. L'essai d'extraction a été réalisé avec une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min, un angle de frottement *Sol/Mur* de 10° et un angle de frottement à l'interface *Sol/Gtx* de $\varphi_{sol/geotextile} = 31.8^\circ$. A noter que la longueur de chaque segment de droite caractérisant une force de contact est proportionnelle à son intensité.

Au début de l'essai (première image) les forces de contact entre les particules de sol sont plus importantes à la base de la cuve compte tenu de l'effet de la pesanteur. Durant l'essai d'extraction les forces de contact entre les particules de sol augmentent au voisinage de la nappe géotextile et de la paroi frontale de la cuve. Ceci s'explique aisément par l'augmentation des contraintes de cisaillement au voisinage de la nappe et par l'effet de butée créé au niveau de la paroi frontale à proximité du dispositif d'extraction. On peut remarquer aussi que les forces de contact sont plus faibles dans la partie du sol ou la nappe a été extraite (en queue de nappe) probablement liée à des effets de voûte.



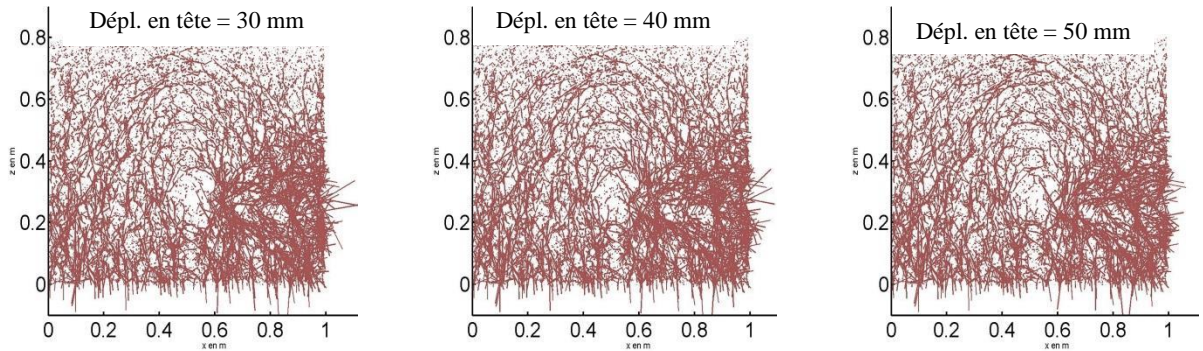


Figure V.25 : Evolution des forces de contact pour l'angle de frottement $\varphi_{Sol/Mur} = 10^\circ$ en fonction du déplacement en tête

V.5.7. Evolution des contraintes principales lors de l'extraction de la nappe

La Figure V.26 représente les contraintes principales au sein du massif de sol pendant un essai d'extraction pour différentes valeurs du déplacement en tête (tous les 10 mm). L'essai d'extraction a été réalisé avec une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min, un angle de frottement *Sol/Mur* égal à 10° et un angle de frottement *Sol/Gtx* de 31.8° . Comme pour les forces de contact entre les particules de sol ; les contraintes principales au sein du massif de sol avant essai augmentent avec la profondeur compte tenu de l'effet de la pesanteur. Durant l'essai d'extraction de la nappe ; les contraintes principales sont modifiées au voisinage de la nappe géotextile et à proximité du dispositif d'extraction. On constate notamment une rotation et une augmentation de l'intensité des contraintes près de la paroi frontale due à l'effet de butée du sol qui est entraîné vers la paroi par la nappe géosynthétique.

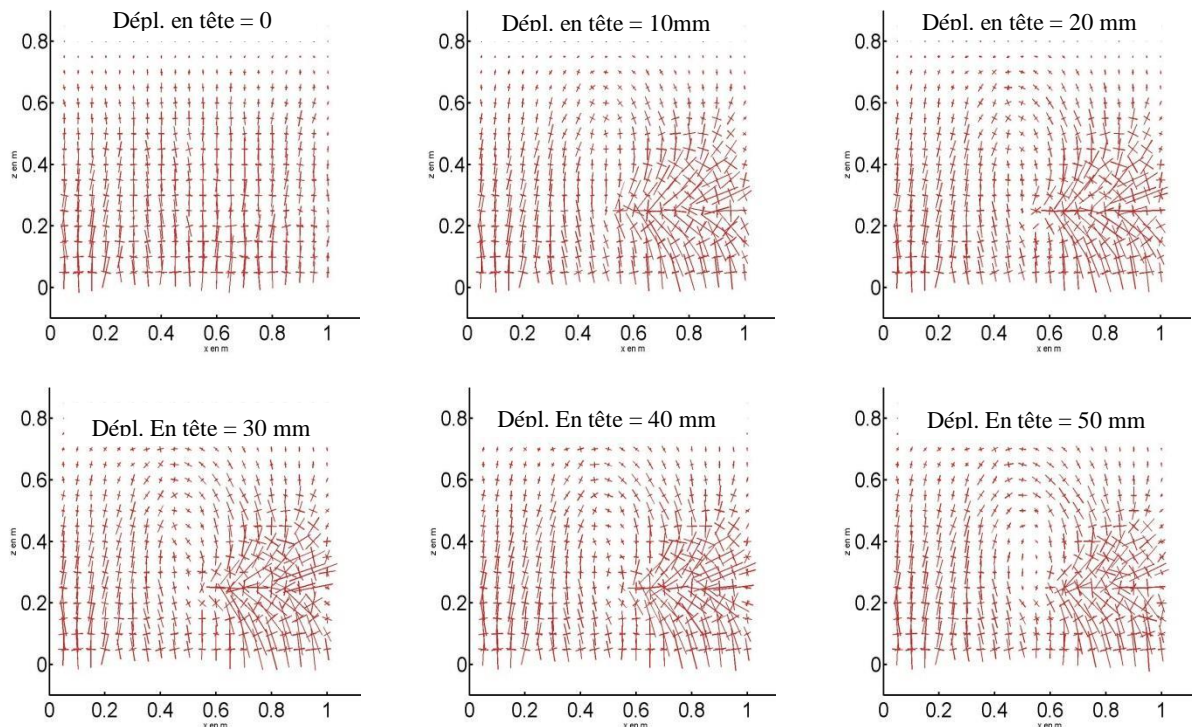


Figure V.26 : Evolution des contraintes principales au sein du massif de sol lors de l'extraction

V.5.8. Evolution des déplacements dans le sol lors de l'extraction de la nappe

La Figure V.27 présente l'évolution des déplacements des particules de sol pendant un essai d'extraction pour différentes valeurs du déplacement en tête. Comme précédemment l'essai d'extraction a été réalisé avec une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min, un angle de frottement sol/parois égale à 10° et un angle de frottement Sol/Gtx de 31.8° . Comme on peut le voir sur cette figure, les déplacements des particules de sols sont essentiellement concentrés autour de la nappe géotextile, notamment à l'endroit où la nappe a été extraite. On constate également un léger soulèvement de la nappe au voisinage du dispositif d'extraction lié à l'effet de butée.

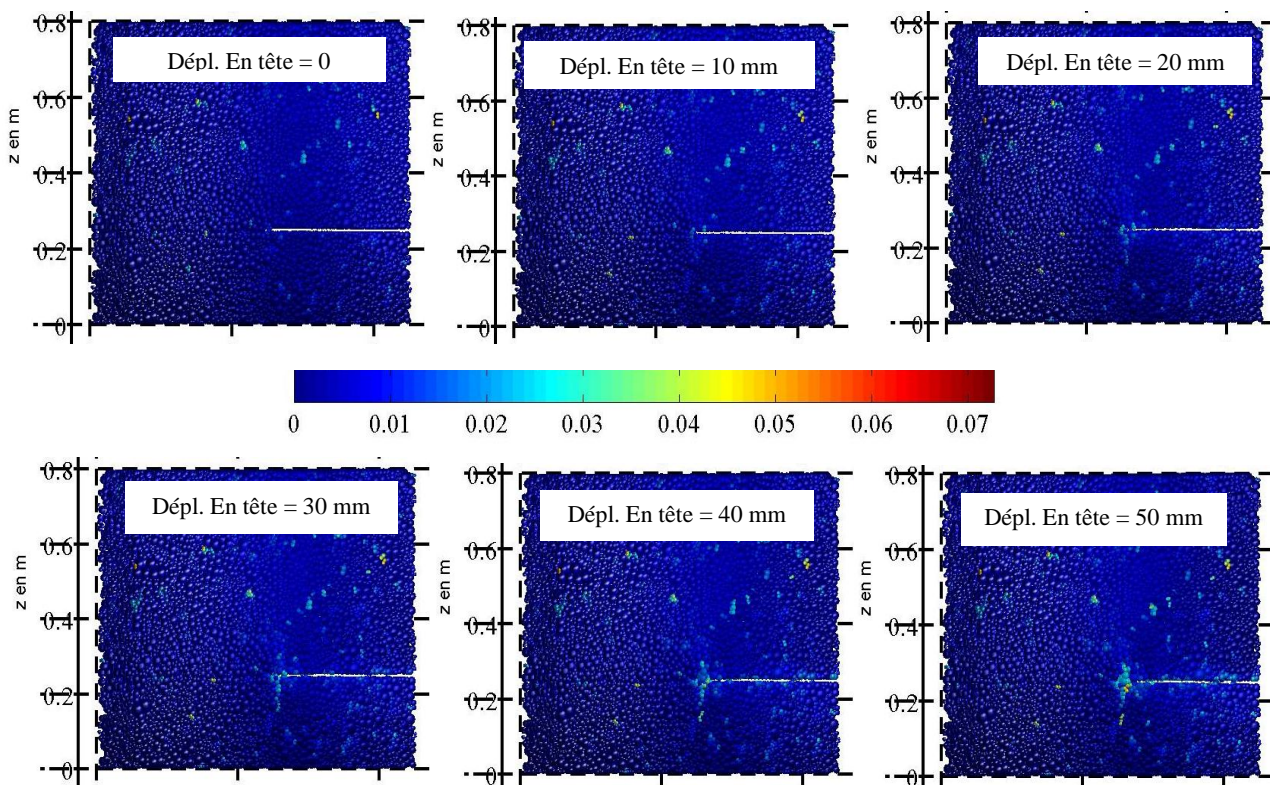


Figure V.27 : Evolution des déplacements des particules de sol lors de l'essai d'extraction

V.6. Effet du frottement sol/géotextile ($\varphi_{Sol/Gtx}$) sur la réponse à l'extraction

V.6.1. Effet de l'angle de frottement ($\varphi_{sol/Gtx}$) sur l'effort d'extraction

La Figure V.28 présente l'effet du frottement entre les particules de sol et la nappe géotextile sur la variation de la force d'extraction lors d'un essai numérique réalisé avec une vitesse d'extraction égale à 1.92 mm/min et un angle de frottement avec les parois latérales de $\varphi_{Sol/Mur} = 10^\circ$. On peut remarquer que logiquement l'effort d'extraction augmente avec l'augmentation du frottement entre les particules de sol et la nappe géosynthétique.

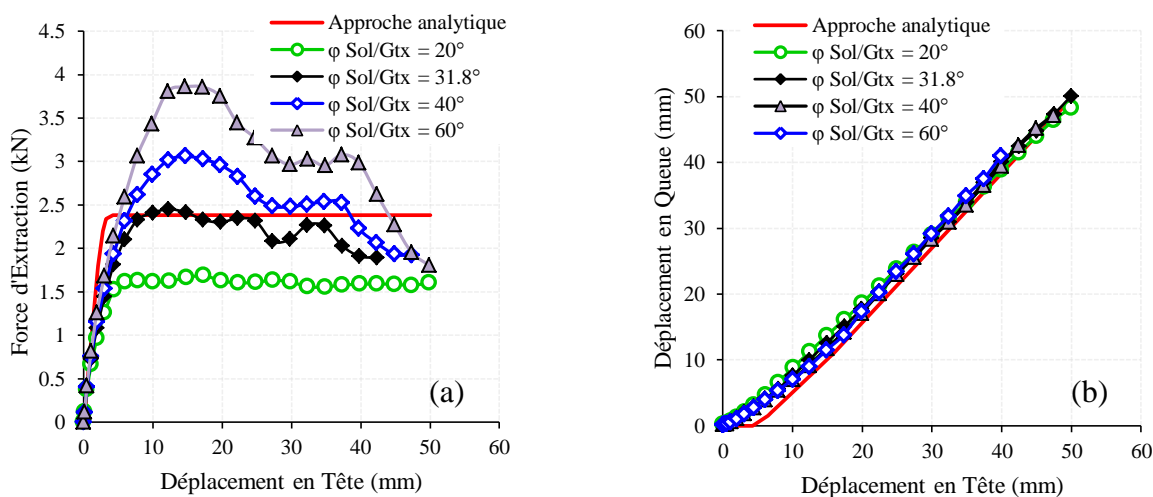


Figure V.28 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile : (a) Sur la force d'extraction, (b) Sur les déplacements de la nappe

V.6.2. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes normales à la nappe

La Figure V.29 représente la variation des contraintes normales sur la nappe géosynthétique en fonction de l'angle de frottement à l'interface sol/géotextile lors d'un essai d'extraction après un déplacement en tête du géotextile de 50 mm. Comme on peut le voir sur cette figure, on remarque que les contraintes tangentiels sont faibles dans la partie arrière de la nappe de renforcement qui a été extraite progressivement du sol. En revanche, on observe des contraintes normales plus importantes dans la partie centrale de la nappe avec une légère décroissance au voisinage de la paroi frontale de la cuve d'essai. Il est à noter une forte perturbation des contraintes normales en milieu de nappe pour des valeurs élevées du frottement entre les particules du sol et la nappe de renforcement pour lesquelles le mécanisme de cisaillement lors de l'extraction ne se limite plus seulement à l'interface mais qui s'étend à une couche de sol plus ou moins importante de part et d'autre de la nappe.

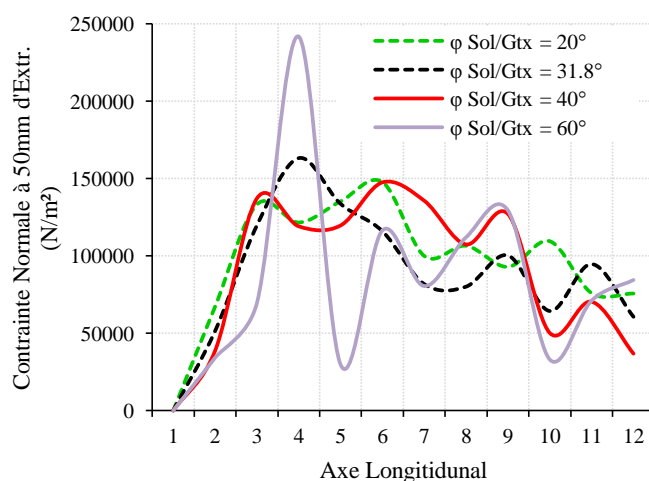


Figure V.29 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe géotextile sur les contraintes normales à la nappe de géotextile

V.6.3. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes tangentielles à la nappe

La Figure V.30 représente la variation de la contrainte tangentielle sur la nappe géosynthétique en fonction de l'angle de frottement à l'interface sol/géotextile durant un essai d'extraction pour un déplacement en tête du géotextile de 50 mm. On peut remarquer que les contraintes tangentielles sont plus faibles dans la partie arrière de la nappe et assez uniformes par ailleurs. Les mêmes tendances que celles obtenues précédemment sur les contraintes normales sont obtenues pour les contraintes tangentielles.

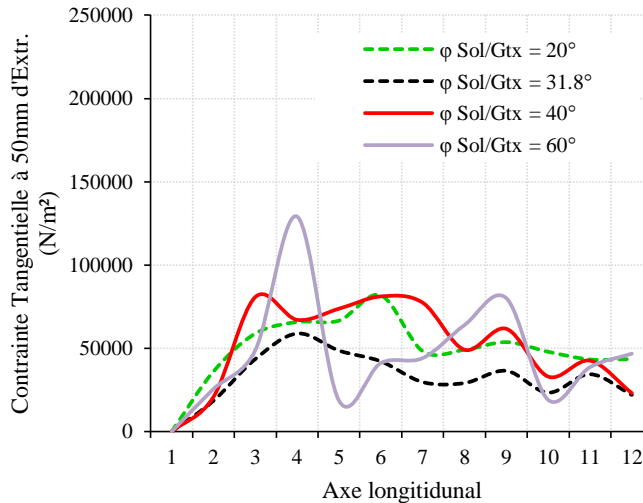


Figure V.30 : Effet du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile sur les contraintes tangentielles à l'interface

V.6.4. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes normales à la paroi frontale et à la base de la cuve d'essai

La Figure V.31 ci-dessous présente la variation des contraintes normales à la paroi frontale et à la base de la cuve en fonction de la valeur de l'angle de frottement à l'interface Sol/Gtx. La Figure V.31a ; indique que les contraintes normales sur la paroi frontale augmentent principalement dans la partie située au-dessus de la nappe de géotextile, ce qui peut s'expliquer par l'effet de butée lié à l'extraction de la nappe. On peut remarquer que les contraintes normales dans cette zone sont fortement influencées par la valeur du frottement entre la nappe géotextile et le sol granulaire. On note également par ailleurs une augmentation des contraintes sous la nappe au voisinage du dispositif d'extraction. Les Figures V.31b et V.31c indiquent que la variation des contraintes normales sur le fond de la cuve d'essai n'est pas trop influencée par le frottement entre la nappe géotextile et les particules de sol granulaire.

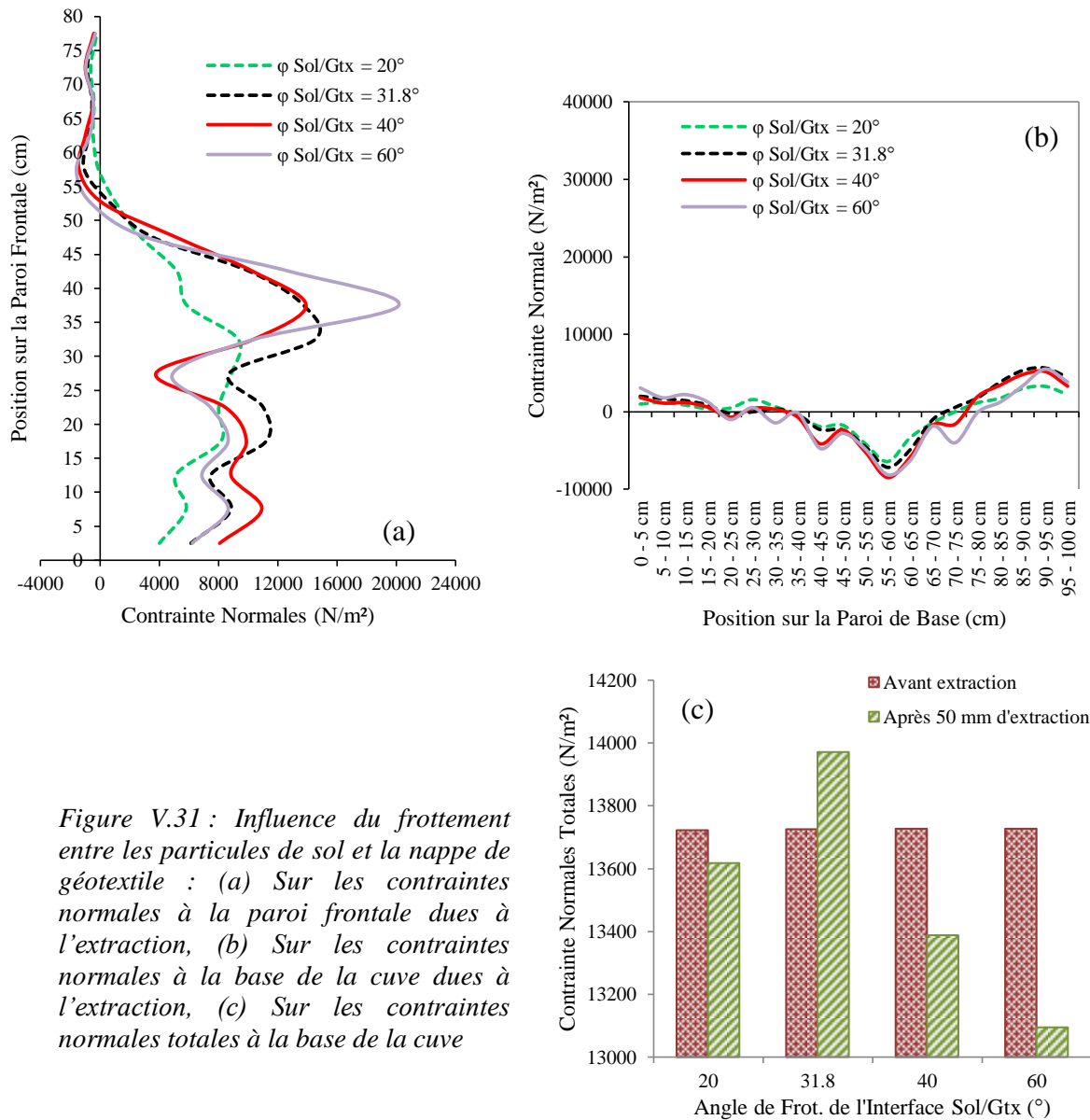


Figure V.31 : Influence du frottement entre les particules de sol et la nappe de géotextile : (a) Sur les contraintes normales à la paroi frontale dues à l'extraction, (b) Sur les contraintes normales à la base de la cuve dues à l'extraction, (c) Sur les contraintes normales totales à la base de la cuve

V.6.5. Effet de l'angle de frottement ($\phi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les contraintes principales

La Figure V.32 présente l'influence du frottement à l'interface *Sol/Gtx* sur les contraintes principales au sein du massif de sol pendant un essai d'extraction. L'essai d'extraction a été réalisé avec une vitesse d'extraction de 1.92 mm/min et un angle de frottement *Sol/Mur* égal à 0. Pour un angle de frottement entre les particules de sol et la nappe géosynthétique faible, on observe une répartition régulière des contraintes principales au niveau de l'interface entre le sol et la nappe de renforcement. Par contre pour des valeurs plus importantes du frottement, les contraintes principales sont plus importantes au-dessous et au-dessus de la nappe de renforcement pendant l'essai d'extraction ce qui traduit qu'un cisaillement important des particules de sols se fait dans les parties adjacentes à la nappe géosynthétique. Il aussi à noter que les faibles valeurs des contraintes principales s'observent dans la partie arrière de la nappe qui est fortement perturbée notamment pour les cas où les valeurs de l'angle de frottement sont élevées (frottement de 40 et 60°).

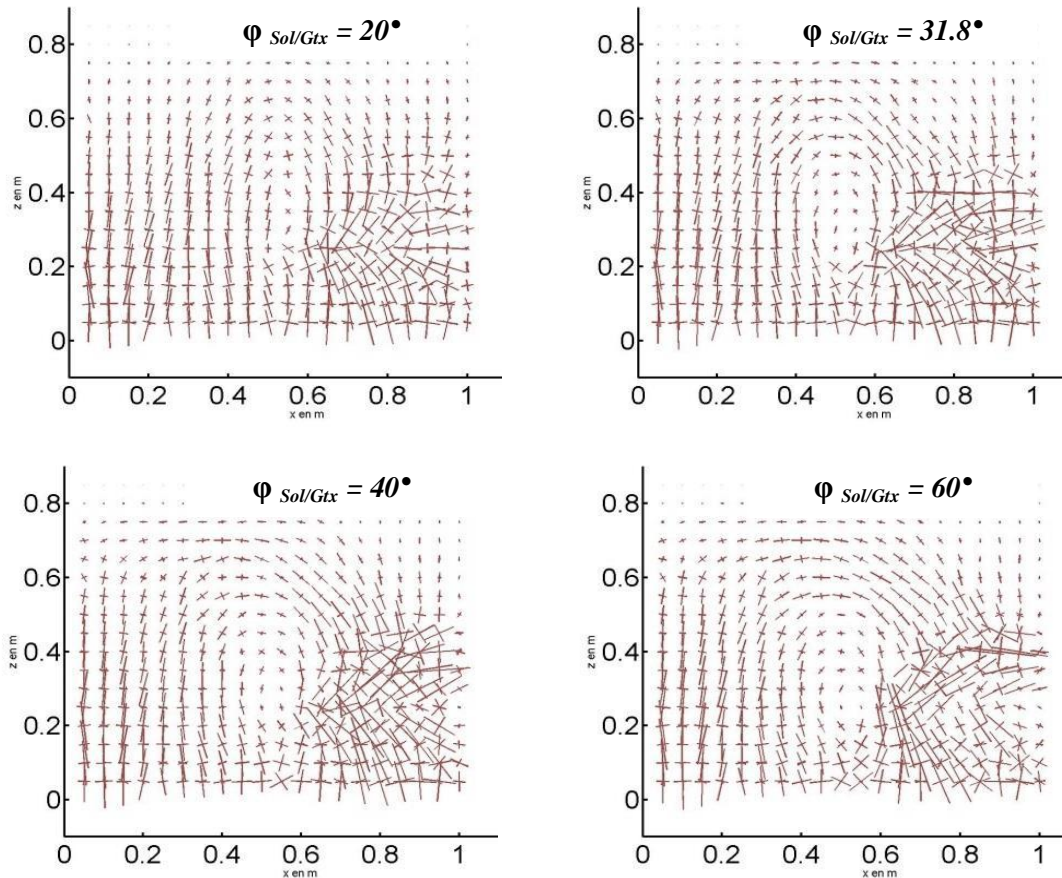


Figure V.32 : Contraintes principales pour un déplacement en tête de 50 mm pour différentes valeurs de l'angle de frottement sol/Gtx

V.6.6. Effet de l'angle de frottement ($\varphi_{\text{sol/Gtx}}$) sur les déplacements des particules de sol

La Figure V.33 présente l'influence de la valeur de l'angle de frottement à l'interface *Sol/Gtx* (angle de 20, 31.8, 40 et 60°) sur le déplacement des particules de sol pendant un essai d'extraction (vitesse d'extraction de 1.92 mm/min). Pour des faibles valeurs du frottement à l'interface (20 et 31.8°) le mécanisme d'extraction s'obtient par rupture de l'interface sol/géosynthétique ce qui a pour conséquence des déplacements faibles au sein du massif de sol. Par contre pour un angle de frottement à l'interface *Sol/Gtx* important (40 et 60°) on constate un cisaillement important de la couche de sol située de part et d'autre de l'interface ce qui engendre des mouvements importants dans le sol. Compte tenu de l'effet de butée sur la paroi frontale on constate un fort soulèvement du sol dans la partie située au-dessus de la nappe d'autant plus important que le frottement au niveau de l'interface *Sol/Gtx* est élevé.

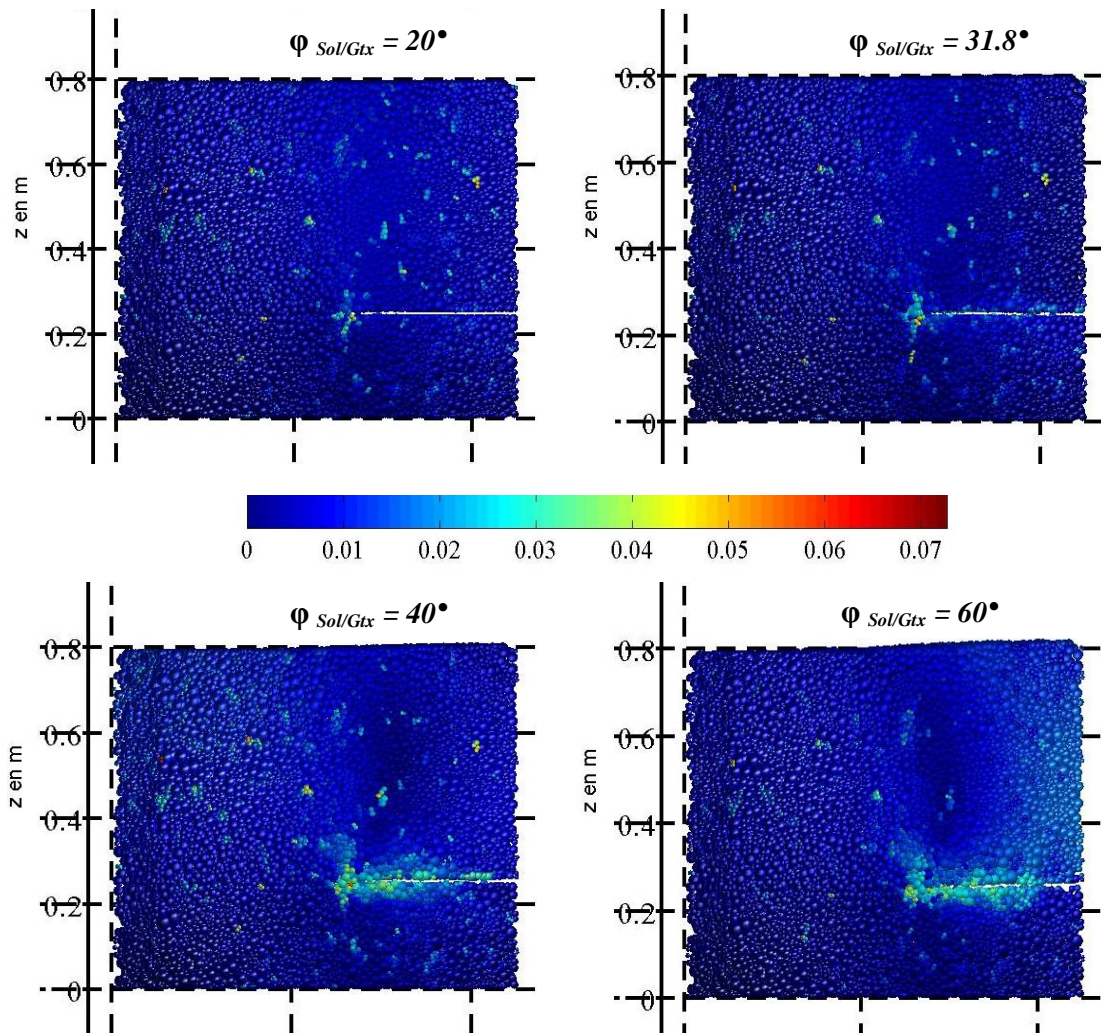


Figure V.33 : Effet de l'angle de frottement à l'interface Sol/Gtx sur le déplacement des particules de sol pendant un essai d'extraction pour un déplacement en tête de 50 mm

V.7. Modélisation numérique d'un impact sur merlon

Cette partie présente des modélisations numériques par élément discret de l'effet dynamique produit par l'impact d'un bloc de forme sphérique sur un ouvrage de protection de type merlon. Les résultats numériques restent à valider par des essais expérimentaux en vraie grandeur prévus initialement à Chlef dans le cadre de la thèse mais retardés pour des raisons logistiques.

Les travaux exposés prennent en compte trois prototypes des merlons de mêmes géométries mais de caractéristiques mécaniques différentes.

L'étude sera faite sur des sols qui sont présumés homogènes et non renforcés dans un premiers temps notamment pour tester la capacité du modèle numérique à rendre compte d'un impact et de la déstructuration locale du merlon au point d'impact (éjection des particules et grandes déformations). Les simulations sur merlon renforcé par des nappes géosynthétiques seront menées après réalisation des expérimentations en vraie grandeur.

V.7.1. Schéma géométrique du merlon (Géométrie du merlon)

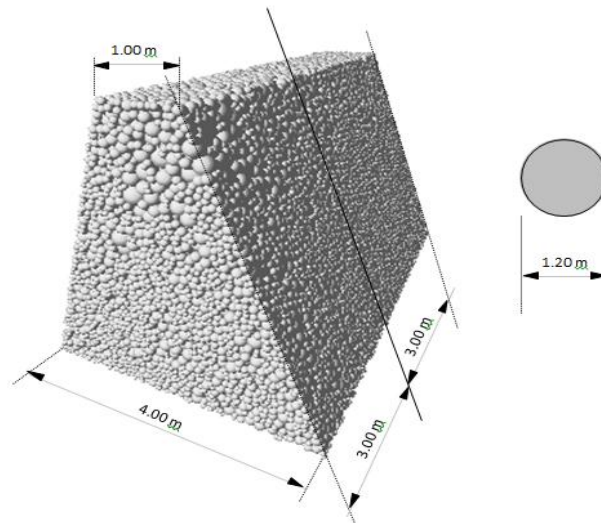


Figure V.34 : Géométrie du merlon modélisé

La géométrie du modèle numérique a été choisie sur la base des essais expérimentaux réalisés par Peila et al. (2007) sur des merlons renforcés et non renforcés. Le remblai renforcé était composé de sable et du gravier (Figure V.35) renforcés (Sol 1) avec des géogrilles mono-directionnelles en polymères. Un sol argileux constitué d'argile et de limon (Sol 2) a été employé pour l'ouvrage non renforcé. Les propriétés géotechniques principales des sols utilisés ont été rapportées dans le tableau V.1. Les inclinaisons des faces amont et aval sont similaires ($\approx 67^\circ$) avec une épaisseur en tête du merlon d'environ 0.90 m pour le sol 1 et de 1.2 m pour le sol 2 (Figure V.36).

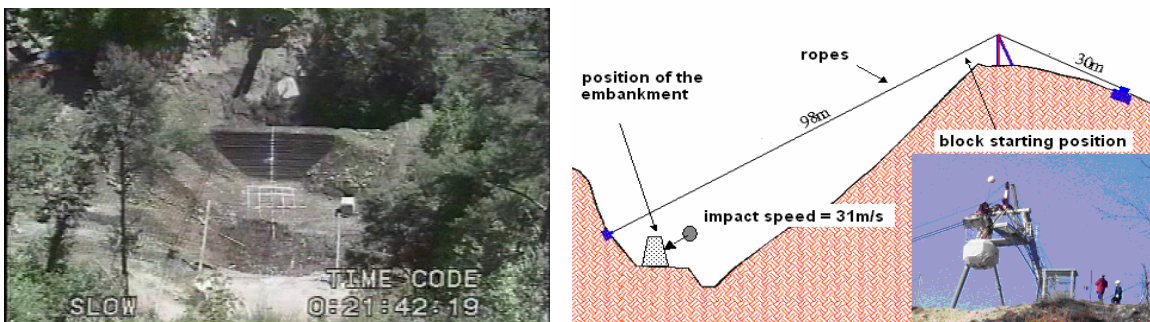


Figure V.35 : Merlon renforcé et dispositif d'essais utilisé à Meano (TN, l'Italie) (OGG 04, PEI 07 ; www.tenax.net)

	c' [kPa]	ϕ' [°]	γ' [kN/m ³]	Description
Type 1	9	34	21	Sand and gravel
Type 2	50	30	17	Silt and clay

Tableau V.1 : Caractéristiques géotechniques des sols utilisés pour les essais d'impact

Peila et al. 2007 ont trouvé dans leurs essais que le bloc ni n'avait croisé ni avait endommagé le remblai jusqu'à n'importe quel grand degré. La pénétration sur la face frontale du merlon produit un enfoncement d'une profondeur maximale de 0.67 m et

l'extrusion des couches de sol sur le côté aval était d'environ 0.17 m. En outre, ils n'ont observé aucune déformation significative en dehors de la zone directement affectée par l'impact. Lors d'une deuxième série d'essais, le remblai a été soumis à des impacts successifs, localisés au même endroit, d'une intensité de 4.500 kJ, jusqu'à ce que le remblai soit déstructuré.

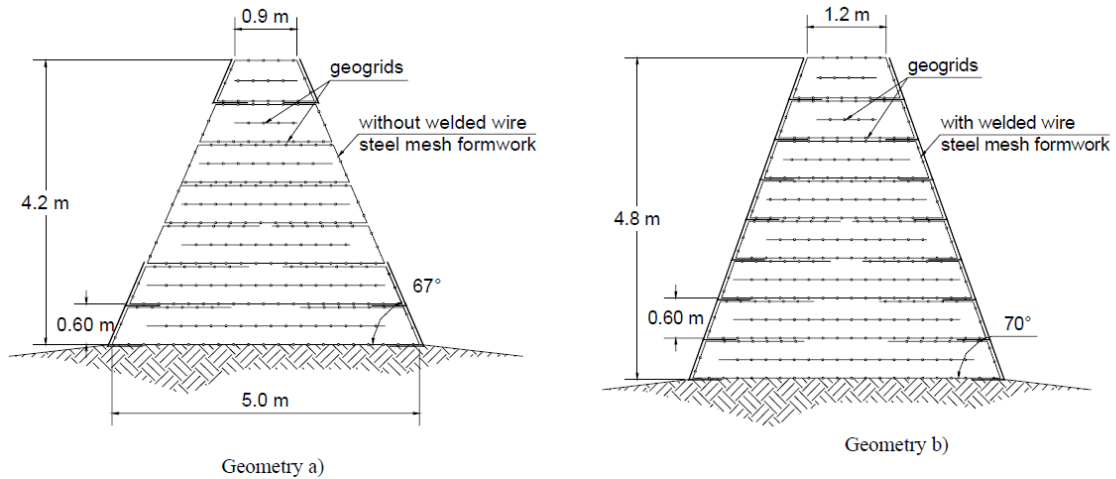


Figure V.36 : Sections transversales des remblais testés par (PEI 02, OGG 04, PEI 97)



Figure V.37 : Aperçu du remblai renforcé après l'essai (OGG 04, PEI 07)

V.7.2. Modélisation numérique

On a pris en compte trois échantillons du merlon qui se caractérisent par :

Tableau V.2 : paramètres de la modélisation numérique

Type	Angle de frottement macro (°)	Cohésion macro (kPa)	Module d'élasticité macro (MPa)	Poids volumique macro (kN/m ³)	Vitesse de l'impactant (m/s)
Merlon_1	40	35	40	2650	5
Merlon_2	40	45	40	2650	5
Merlon_3	40	60	40	2650	5

a) Type d'impact sur le modèle : Merlon_1

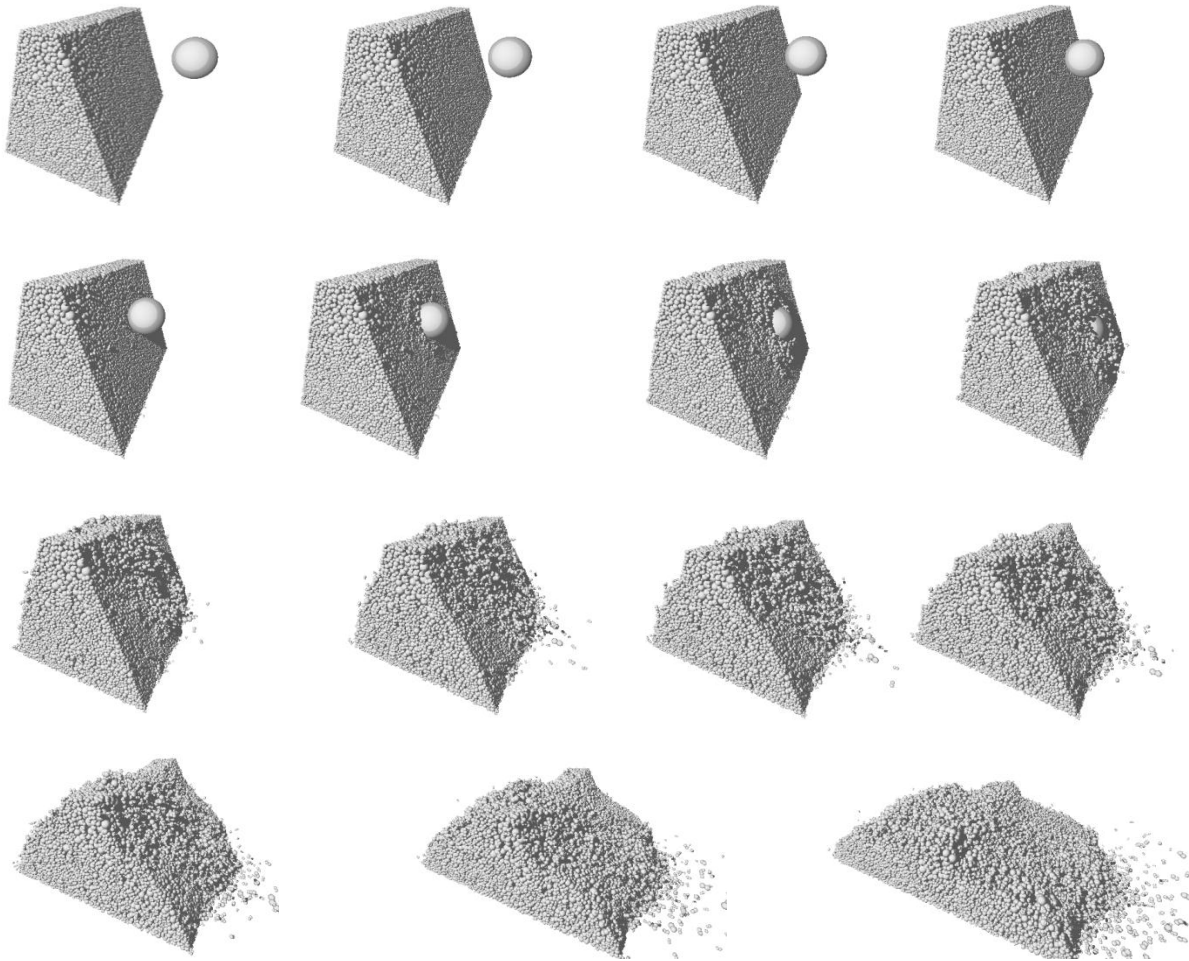
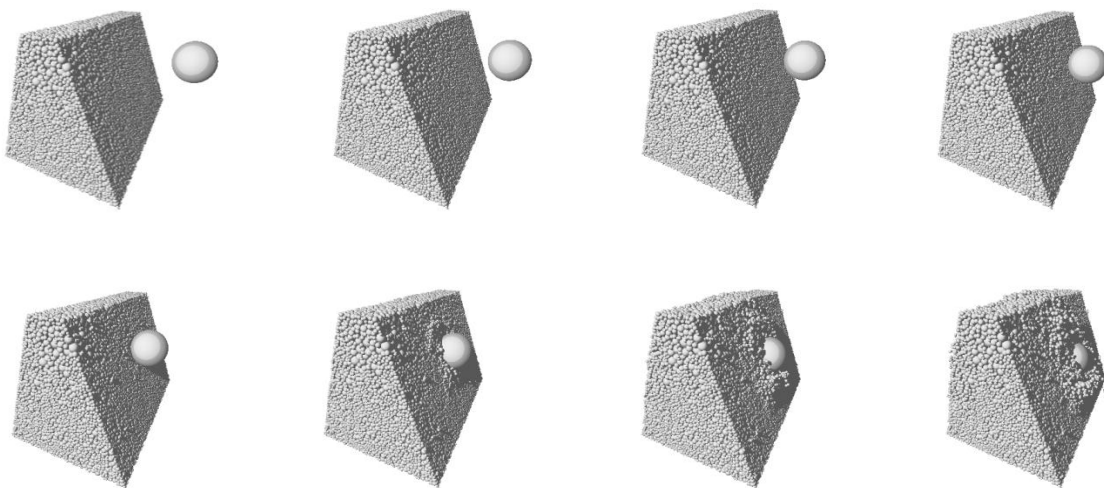


Figure V.38 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-blocs, modèle Merlon_1

b) Type d'impact sur le modèle : Merlon_2



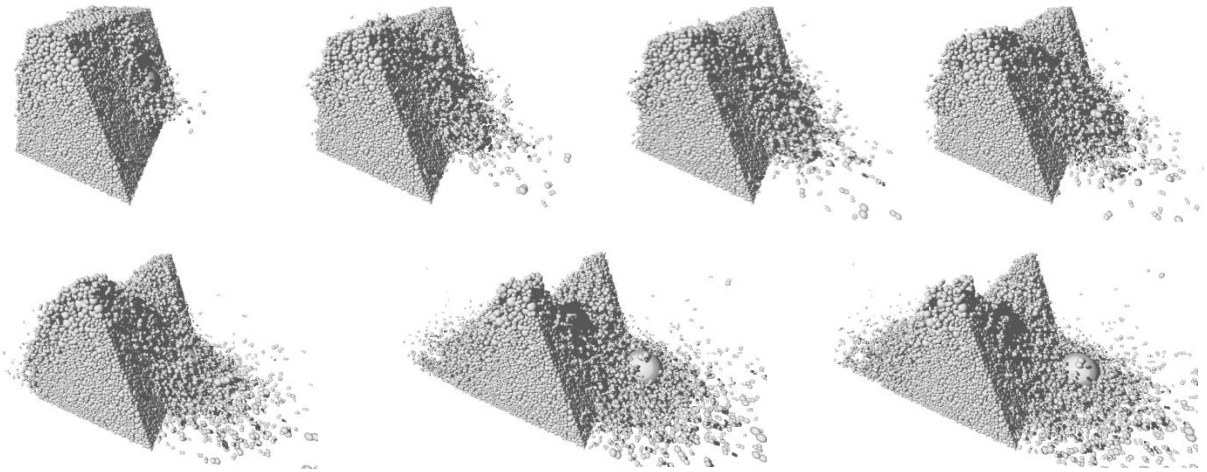


Figure V.39 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-blocs, modèle Merlon_2

c) Type d'impact sur le modèle : Merlon_3

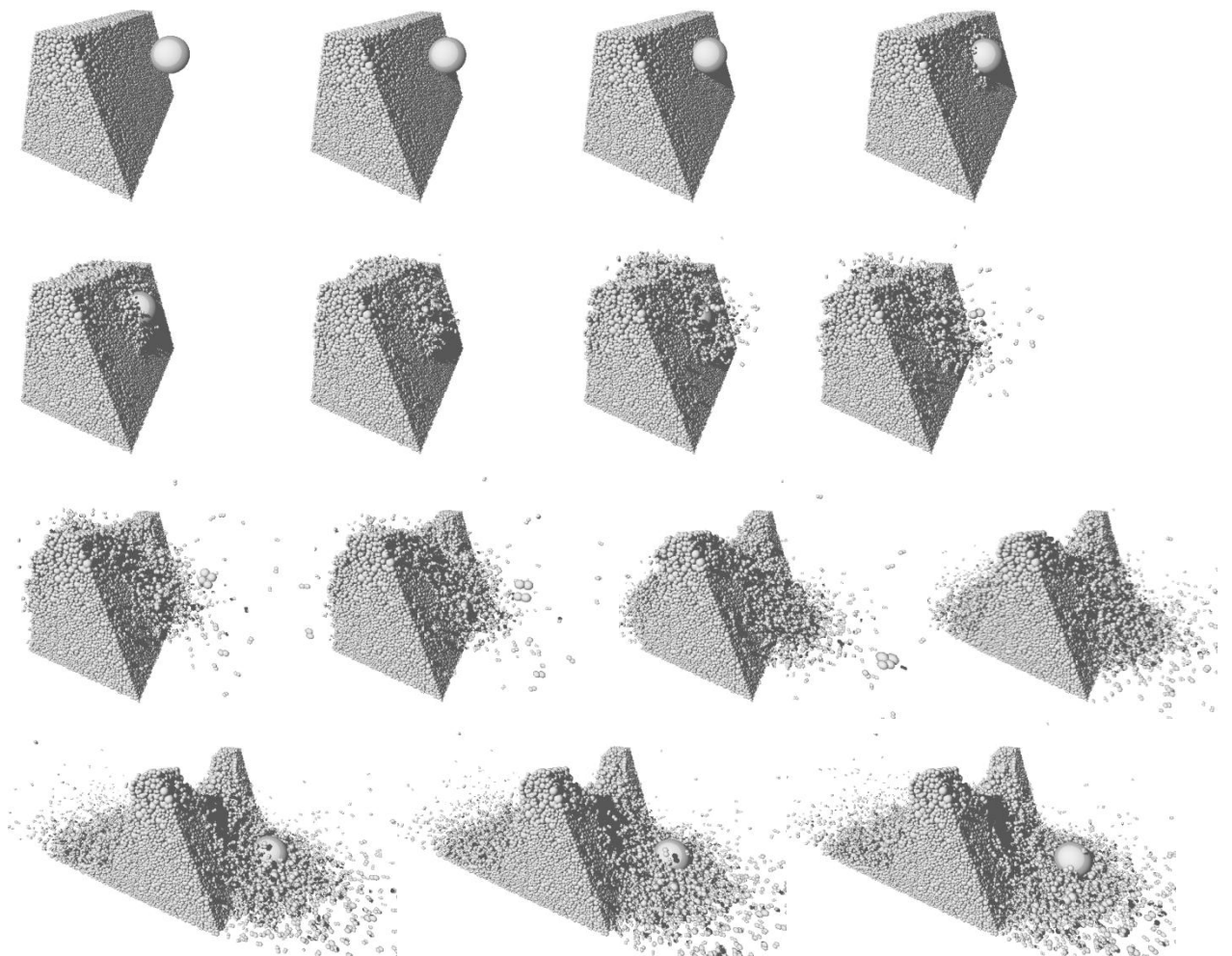


Figure V.40 : Modélisation numérique d'un impact sur un ouvrage de protection pare-blocs, modèle Merlon_3

Des modélisations numériques d'impact sur merlon ont été réalisées à titre indicatif en faisant varier les caractéristiques du remblai. Le merlon est confiné latéralement par des murs et fixé à sa base. Un projectile de forme sphérique est projeté sur le merlon avec une vitesse horizontale constante d'un cas à l'autre. Comme on peut le voir sur les figures suivantes la modélisation discrète permet de rendre compte, contrairement aux modélisations continues, de la déstructuration totale du merlon et des éjectas de particules. Comme précédemment il est possible de suivre les déplacements de toutes les particules et d'analyser les forces de contact durant l'impact

Conclusion

La modélisation numérique développée permet de simuler avec précision le comportement du géotextile lors d'un essai d'extraction en introduisant des lois de frottement et une loi de comportement en traction de la nappe adéquate. On a ainsi pu mettre en évidence l'influence de chaque paramètre et déterminer ceux qui ont une influence majeure sur la force d'extraction. On a par exemple montré que les paramètres d'interface Sol/Géotextile ont une forte incidence sur les mécanismes d'extraction (mobilisation de l'interface ou de la zone de sol située de part et d'autre de la nappe géosynthétique) et sur la valeur maximale de la force d'extraction. La valeur du frottement entre les particules de sol et les parois intérieures de la cuve d'essais a également une influence non négligeable sur les résultats et plus particulièrement sur la contrainte de confinement, les mécanismes de butée et la force d'extraction. La modélisation d'essais dynamiques, en considérant des vitesses d'extraction importantes, peut facilement être réalisée mais les données expérimentales pouvant supporté ce travail font actuellement défaut. A termes, on peut penser néanmoins que le modèle numérique puisse être validé sur des essais expérimentaux et qu'il permettra d'aboutir à un dimensionnement plus réaliste de l'interaction *Sol/Renforcement*.

Conclusion générale

L'objectif initial du travail de recherche présenté dans ce mémoire était d'étudier le comportement des sols renforcés par géosynthétiques et plus particulièrement l'interaction entre le sol et le renforcement géosynthétique. Dans cet objectif des essais expérimentaux sur sable renforcé par fibres, par nappes géosynthétiques et par nappes alvéolaires, ont été réalisés à Chlef. Il s'agissait également d'évaluer au laboratoire 3SR de Grenoble l'intérêt des méthodes par éléments discrets (DEM) pour l'étude et le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé par géosynthétique sous l'action de sollicitations statiques ou dynamiques. A cet effet, un code de calcul tridimensionnel permettant de simuler la nature discrète du sol et la nature continue des géosynthétiques a été utilisé. Ceci nous a conduits à effectuer des essais triaxiaux numériques, de simuler des essais d'extraction de nappe géosynthétique confinée dans une cuve d'essais et de réaliser numériquement des premiers tests d'impact sur merlon non renforcé. Des conclusions relatives aux développements expérimentaux et numériques sont présentées ci-dessous de manière distincte :

Comportement mécanique expérimental des sols renforcés par éléments géosynthétiques :

Trois types de renforcement géosynthétique ont été pris en compte pour étudier le comportement mécanique des sols renforcés par géosynthétiques.

- Pour des essais triaxiaux sur un sol sableux renforcé par des nappes en géotextile, nous avons montré une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol sableux avec l'augmentation de la densité relative, de la contrainte de confinement et du nombre de nappes géotextiles. Les déformations volumiques augmentent significativement

avec le nombre de nappes de géotextiles et ce pour les trois valeurs de la contrainte de confinement testées et diminuent pour échantillons denses. Les inclusions de géotextile réduisent la déformation latérale du sable renforcé et réduisent par conséquent la dilatance du sol. Sur les courbes de variation de volume en fonction du déplacement axial ε_1 on observe deux comportements distincts : une contribution négligeable du géosynthétique pour l'amélioration des sol pour des faible valeur de la déformation puis une contribution linéaire au renforcement au-delà d'une certaine valeur du déplacement axial (jusqu'à 2,5% pour les échantillons faiblement confinés et jusqu'à 5% du déplacement axial pour les échantillons de sol renforcés et cisailés sous des contraintes de confinement σ'_c égales à 100 et 200 kPa). Ce résultat indique une diminution de la contribution de géotextile à la contractance du sol avec l'augmentation de la pression de confinement. Lors d'une pression de confinement constante, le rapport des déformations volumiques (R_v) augmente avec le nombre de nappes de géotextiles. La cohésion apparente du sol augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de géotextile d'une manière exponentielle, les valeurs de cohésion pour les échantillons denses est sensiblement supérieure à la cohésion des échantillons moyennement denses et est très sensible au nombre de nappes de géotextile de renforcement. L'angle de frottement augmente avec l'augmentation du nombre de nappes d'une manière linéaire. Le module sécant augmente lui aussi mais exponentiellement avec l'augmentation du nombre de nappes et ce pour les deux cas de densité étudiés.

- Pour les échantillons de sable renforcé par fibres de verre et sous des essais de cisaillement direct, en tenant compte des données et des résultats obtenus dans cette étude; les conclusions suivantes peuvent être tirées: **1.** La contrainte de cisaillement du sable étudié est fortement influencée par la teneur en eau, la quantité de fibres et sa densité initiale. **2.** Pour les deux densités auxquelles les échantillons ont été testés, on a constaté une diminution des résistances au cisaillement maximale et résiduelle avec l'augmentation de la teneur en eau, ce qui entraîne une réduction des caractéristiques physiques telles que l'angle de frottement interne. **3.** L'addition de fibres de verre a un effet positif dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du sol avec une mobilisation plus rapide de la résistance et une augmentation significative des caractéristiques physiques. L'ajout de fibres permet d'améliorer non seulement la résistance au cisaillement du sol, mais limite également les déformations et les variations de volume sous une charge donnée, ce qui peut contribuer à une réduction des fissures extension-contraction des échantillons de sable. Le pourcentage de la teneur en fibres est un paramètre important qui présente un optimum de 0.3 % pour l'étude menée. **4.** La densité relative et le confinement ont le même effet bénéfique sur le comportement mécanique du sable étudié.
- Pour les échantillons de sable renforcé par Géocells nous avons constaté: **1.** Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol sablonneux avec l'augmentation de la pression de confinement et la hauteur des renforts géocellulaire. **2.** Une augmentation de la pression interstitielle avec l'augmentation de la hauteur des reforts pour les deux valeurs de pressions de confinement utilisées. La variation de la pression interstitielle devient moins significative avec l'augmentation de la pression de confinement. **3.** Une augmentation de la pression interstitielle avec l'épaisseur de l'inclusion géocellulaire qui s'oppose à la dilatance

du sol et empêche le développement des déformations radiales. **4.** Une augmentation de la cohésion qui évolue de manière exponentielle avec la hauteur des renforts géocellulaires. **5.** Une dépendance de l'angle de frottement avec l'épaisseur de l'inclusion géocellulaire avec présence d'un maximum pour une hauteur du renfort de 1.5 cm.

Comportements numérique des interfaces sol/géosynthétique et des ouvrages en sol renforcé :

Un outil numérique DEM a été utilisé pour mieux appréhender le comportement des interfaces sol/géosynthétique. Les paramètres du modèle numérique ont été déterminés sur la base de résultats expérimentaux : essais triaxiaux et essais de frottement à la boîte de grandes dimensions. Le modèle a été éprouvé avec succès par rapport à une solution analytique de l'essai d'extraction. D'un point de vue général, la modélisation numérique DEM utilisé permet de simuler correctement le comportement du géotextile lors d'un essai d'extraction en introduisant des lois de frottement et une loi de comportement en traction de la nappe adéquate. Lors des études paramétriques utilisées, on a ainsi pu mettre en évidence l'influence de chaque paramètre et déterminer ceux qui ont une influence majeure sur la force d'extraction. On a par exemple montré que les paramètres d'interface Sol/Géotextile ont une forte incidence sur les mécanismes d'extraction (mobilisation de l'interface ou de la zone de sol située de part et d'autre de la nappe géosynthétique) et sur la valeur maximale de la force d'extraction. La valeur du frottement entre les particules de sol et les parois intérieures de la cuve d'essais a également une influence non négligeable sur les résultats et plus particulièrement sur la contrainte de confinement, les mécanismes de butée et la force d'extraction. La modélisation d'essais dynamiques, en considérant des vitesses d'extraction importantes, peut facilement être réalisée mais les données expérimentales pouvant supporter ce travail font actuellement défaut. A termes, on peut penser néanmoins que le modèle numérique puisse être validé sur des essais expérimentaux et qu'il permettra d'aboutir à un dimensionnement plus réaliste de l'interaction *Sol/Renforcement*. Des essais numériques d'impact sur merlon renforcé ont été proposés à titre indicatif compte tenu que les essais expérimentaux prévus à Chlef dans le cadre de la thèse n'ont pas pu être effectués. Néanmoins les premiers résultats obtenus sont très encourageants et démontrent la capacité des modèles discrets à rendre compte des grandes déformations, de l'éjection des particules lors de l'impact ou de la déstructuration totale ou partielle du merlon.

Recommandations

Des essais triaxiaux dynamiques sur des échantillons de sol renforcés par inclusions géosynthétiques doivent être réalisés pour vérifier leur influence sur la résistance à la liquéfaction compte tenu du fait que les géosynthétiques réduisent les déformations volumiques qui augmentent la pression interstitielle.

Des développements par approches analytiques doivent être proposés et des essais d'impact sur ouvrages de protection pare-blocs en vraie grandeur doivent être réalisés dans le but de valider le modèle numérique.

Références

Al mahmoud M (1997) Laboratory study of behaviour sands under low confining, Ph.D. dissertation, Univ. of Scienc. and technology of Lille1, France.

Al Wahab R.M.; El-Kedrah M.M. (1995) : Using fibres to reduce tension cracks and shrink/swell in compacted clays. In: Acar, Y.B., Daniel, D.E.(eds.) Geo-environment 2000, Geotechnical Special Publication No. 46, vol. 1, pp. 791–805. ASCE, Reston (1995)

Alfaro, M.C., Miura, N., and Bergado, D.T. (1995). "Soil geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests." Geotechnical testing journal, Vol. 18, No. 2, pp 157-167.

Anagnostopoulos, C.A.; Papaliangas, T.T.; Konstantinidis, D.; Patronis, C.: (2013) Shear strength of sands reinforced with polypropylene fibers. Geotech. Geol. Eng. 31, 401–423 (2013)

Andersland, O.B.; Khattak, A.S.: Shear strength of kaolinite/fibre soil mixtures. In: (1979) Proceeding of the International Conference on Soil Reinforcement, vol. 1, pp. 11–16. Paris, France (1979)

Andrawes K. Z. et al. (1978) Alteration of soil behaviour by the inclusion of materials with different properties, Ground Engineering, Paris

Aqeel, A.; Azzam, R.; Spagnoli, G.; Schrader, J. (2011): Strength of soil reinforced with fiber materials (Papyrus). Soil Mech. Found. Eng. 48(6). (January, 2012) (Russian Original No. 6, November–December, 2011)

Arab A. (2008) Behaviour soils under monotonic and cyclic loading, Ph.D. dissertation, Univ. of Scienc. And technology of Oran, Oran, Algeria (2008).

Arab Ahmed (2009) Monotonic and cyclic behaviour of silty sand, C. R. Mecanique 337 (2009) 621–631

Arab, A., Shahrour, I., Lancelot, L. (2011). A laboratory study of liquefaction of partially saturated sand. Journal of Iberian Geology, Vol.37, N°1, 29-36.

- Arab, A.; M.Sadek; M.Belkhatir; I.Shahrour (2014) « Monotonic preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Silty Sand: a Laboratory Study », *Arabian Journal for Sciences Engineering*, 39:685–694; DOI 10.1007/s13369-013-0700-4
- Ashmawy A.K., Bourdeau P.L. (1998). *Effect of geotextile reinforcement on the stress-strain and volumetric response of sand. Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol. 2, Atlanta, pp. 1079-1082.*
- ASTMD854-83: *Standard test method for specific gravity of soils, annual book of standards, vol. 04.08, pp. 162–164.* WestConshohoken, (1989)
- ASTM D422-63: *Standard method for particle-size analysis of soils, annual book of standards, vol. 04.08, pp. 86–92.* West Conshohoken, (1989)
- Athanasopoulos G.A. (1993). *Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites. Geotextiles and Geomembranes 12, pp. 255-273.*
- Bahda F. (1997) *Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées: « Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial: expérience et modélisation », 1997. PP, 08-12.*
- Bardet J.P., (1994) *Observations on the effects of particle rotations on the failure of idealized granular materials. Mechanics of Materials, vol 18, pp 159-182, 1994.*
- Baremborg E. J. (1980) *Design procedures for soil fabric-fabric-aggregate systems with Mirafi 500X fabric, University of Illinois, Champaign, USA, ENG-802019*
- Bathurst RJ, Jarrett PM (1989) *Large-scale model tests of geocomposite mattresses over Peat subgrades, Transportation Research Record 1188. Transportation Research Board, Washington, DC, pp 28–36*
- Bathurst RJ, Knight MA (1998) *Analysis of geocell reinforced soil covers over large span conduits. Computers Geotechn 22:205–219*
- Been K, Jefferies M, G, et Hachey J. (1991), *The critical state of sands. Géotechnique, Vol. 41, N° 3, pp. 365-382.*
- Belkhatir Mostefa , Hanifi Missoum, Ahmed Arab, Noureddine DellaI and Tom Schanz (2011) *The Undrained shear strength characteristics of silty sand: an experimental study of the effect of fines, Geologia Croatica (64/1) 31–39, doi: 104154/gc.2011.03*
- Belkhatir M., · A. Arab, · T. Schanz, ·H Missoum, · N. Della (2011) *Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics, Granular Matter (2011) 13:599–609, DOI 10.1007/s10035-011-0269-0*
- Belkhatir Mostefa, Tom Schanz, Ahmed Arab (2013) *Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand-silt mixtures, Environ Earth Sci, DOI 10.1007/s12665-013-2289-z*
- Beneito C. (2001) *Composites sol-géosynthétiques chargés localement : Approche tridimensionnelle et effet du renforcement, thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 294p.*
- Bertrand D., Nicot F., Gotteland P., Lambert S., (2005) *Modelling a geocomposite cell using discrete analysis. Computers and Geotechnics, vol 32, pp 564-577, 2005.*
- Binquet J., Lee K. (1975) *Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, N° GT12, pp. 1255-1276*
- Bishop, A. W. et Wesley, L. D. (1975). *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, Vol. 25, N°4, pp. 657-670.*
- Bolt, A.F., and Duszynska, A. (2000). "Pull-out testing of geogrid reinforcements." EuroGeo2. Bologna, Italy.

- Bourdeau P. L., Harr M. E., Holts R. D. (1982) *Soil-fabric interaction – An analytical model*, *International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, USA, pp. 387-391
- Bourdeau P. L. (1989) “Modelling of membrane action in a two-layer reinforced soil system”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 7, pp. 19-36
- Breugnot A., (2010) « Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés ». Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble 2010. P255.
- Burd H. J. (1995) *Analysis of membrane action in reinforced unpaved*, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 946-956
- Bush DI, Jenner CG, Bassett RH (1990) *The design and construction of geocell foundation mattress supporting embankments over soft ground*. *Geotextiles Geomembranes* 9:83–98
- Calvetti F., (1998) *Distinct element evaluation of the rock-fall design load for shelters*. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol 3, pp 63-83, 1998.
- Calvetti F., Viggiani G., Tamagnini C., (2003) *A numerical investigation of the incremental behavior of granular soils*. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol 3, pp 11-29, 2003.
- Canou J. (1989). *Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable*. Thèse de doctorat de L'ENPC, Paris, 380 p.
- Casagrande A. (1936) *Characteristics of Cohesion less soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*. *Journal of: the Boston Society of Civil Engineers*.
- Casagrande, M.D.T.; Coop, M.R.; Consoli, N.C. (2006) : *Behavior of a fibre reinforced bentonite at large shear displacements*. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 132(11), 1505–1508 (2006)
- Castro G. (1969) *Liquefaction of sands*. PhD Thesis, Harvard Univ., Cambridge, 112 p.
- Castro G., Enos J. L., France J. W. et Pouios S. J. (1982). *Liquefaction induced by cyclic loading*. *National Science Foundation, NSF/CEE-82018*. Castro G. et Pouios S. J. 1977. *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol. 103, N°GT6, pp. 501-515.
- Caudron M., (2007) *Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2007.
- Chang, J.C., Hannon, J.B., and Forsyth, R.A. (1977). "Pullout resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil." *National Research Council, Washington, DC Transportation Research Record* 640. pp. 1-7.
- Chang, D.T.T., Ting, Y.H., and Chang, J.Y. (2000). "Factors influencing Geogrid Pullout Tests." *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*. Kuala Lumpur, Malaysia,.
- Chareyre B, Villard P. (2005) *Dynamic spar elements and DEM in two dimensions for the modelling of soil-inclusion problems*. *J Eng Mech – ASCE* 2005;131(7):689–98.
- Chen Xiaobin, Zhang Jiasheng, Li Zhiyong (2014) “Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests” *Geotextiles and geomembranes*. 42 (2014) 312 – 328
- Choubane, B.; Armaghani, J.M.; Ho, R.K. (2001) : *Full-Scale laboratory evaluation of polypropylene fibre reinforcement of subgrade soils*. In: *Transportation Research Board Annual Meeting, Washington Paper No 01-2157* (2001)
- Colliat-Dangus J.L., Desrues J., Foray P., (1988) *Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure*. *Advanced triaxial testing of soil and rock*. *American Society for Testing and Materials STP 977* (Philadelphia, USA), Donaghe et al. (eds), pp 290-310, 1988.
- Consoli, C.N.; Montardo, P.J.; Prietto, M.D.P. (2002); Pasa, S.G.: *Engineering behaviour of a sand reinforced with plastic waste*. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 128(6), 462–472 (2002)

- Cowland JW, Wong SCK (1993) Performance of a road embankment on soft clay supported on a geocell mattress foundation. *Geotextiles Geomembranes* 12:687–705
- Cundall P.A., (1971) A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. In *proceedings of the symposium of the international society of rock mechanics, vol 1, pp 132-150, 1971.*
- Cundall, P.A., and Strack, O.D.L. (1979). "A discrete element model for granular assemblies." *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp 47-65.
- Cundall P.A., (1988) Computer simulations of dense sphere assemblies. *Micromechanics of granular materials*, pp 113-123. M. Satake and J.T. Jenkins, Eds. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988.
- Dash SK, Krishnaswamy NR, Rajagopal K (2001) Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextiles Geomembranes* 19(4):235–256
- Degny E., (1984) *Etude du comportement d'un sable dense à l'aide d'une presse tridimensionnelle. Thèse de doctorat, Université scientifique et médicale et INPG, Grenoble, 1984.*
- Della N, Arab A, Belkhatir M (2011) A laboratory study of the initial structure and the overconsolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria. *Arab J Geosci* 4(5– 6):983–991
- Delmas Ph. (1979) *Sols renforcés par géotextiles – Premières études, Thèse de Doctorat de l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 200p.*
- Delmas, P., Giroud, J.P., and Gourc, J.P. (1979). "Analyse expérimentale de l'interaction mécanique sol-Géotextile." *Colloque international sur le renforcement des sol -terre armée et autre technique. Paris.*
- Deluzarche R., (2004) *Modélisation discrète des enrochements. Application aux barrages. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Lyon, Lyon, 2004.*
- Deluzarche R., Cambou B., (2005) Discrete numerical modelling of rockfill dams. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol 1, pp 1-22, 2005.*
- Dias, A.C. (2003). "Numerical analyses of soil-geosynthetic interaction in pull-out tests." *MSc. Thesis. University of Brasilia. pp. 115.*
- Djaaffer Henni A, Arab A, Belkhatir M, Hamoudi SA, Khelafi H (2011) Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio. *Arab J Geosci. doi:10.1007/s12517-011-0365-9*
- Donzé FV, Magnier SA. (1995) Formulation of a three-dimensional numerical model of brittle behaviour. *Geophys J Int* 1995;122:790–802.
- Donzé FV, Magnier SA. (1997) Spherical discrete element code. In: *Discrete element project – GEOTOP, Université du Québec, Montréal, Report No. 2; 1997.*
- Dos Santos, A.P.S.; Consoli, N.C.; Heineck, K.S.; Coop, M.R. (2010) : High-pressure isotropic compression tests on fibre-reinforced cemented sand. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 136(6), 885–890 (2010)
- Dubreucq T. (1994) *Capacité portante d'une fondation superficielle filante sur un massif sableux renforcé par géotextile – Interprétation d'essais sur modèles réduits centrifugés, Rapport de Recherche LCPC n°2.24.08.4, 100p.*
- Dubreucq T. (1999) *Renforcement des fondations superficielles par inclusions planes horizontales extensibles – Quelques effets de taille dans le frottement sable-inclusion, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 340p.*
- Duriez J., (2009) *Stabilité des massifs rocheux : une approche mécanique. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 2009.*

- Espinoza R. D. (1994) *Soil-geotextile interaction : Evaluation of membrane support, Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, pp. 281-293
- Fannin, R.J., and Raju, D.M. (1993). "Large-scale pull-out test results on geosynthetics." *Proceedings of Geosynthetics '93 Conference. Vancouver, Canada.*
- Farrag, K., Acar, Y.B., and Juran, I. (1993). "Pull-out resistance of geogrid reinforcements." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, No. 2, pp 133-160.
- Farrag, K., and Morvant, M. (2000). "Effect Of Clamping Mechanism On Pullout And Confined Extension Tests." *Grips, Clamps, Clamping Techniques and Strain Measurement for Testing of Geosynthetics*, ASTM STP 1379. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- Feuerharmel, M.R. (2000) : *Analysis of the behavior of polypropylene fibre-reinforced soils*. MSc Dissertation, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil (2000) (in Portuguese)
- Fragaszy R., Lawton E. (1984) *Bearing capacity of reinforced sand subgrades*, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 110, N° GT10, pp. 1500-1511
- Giroud J. –P., Noiray L. (1981) *Geotextile-reinforced unpaved road design*, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 107, N° GT9, pp. 1223-1254
- Giroud J. –P., (1995) *Determination of geosynthetic strain due to deflection*, *Geosynthetics International*, Vol. 2, N° 3, pp. 635-641
- Gotteland Ph. (1991) *Renforcement des sols par géosynthétiques : dimensionnement et validation*, thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 384p.
- Gourc Jean-Pierre (1982.b), thèse présentée à l'université scientifique et médicale et l'institut national polytechnique de Grenoble «quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols ».
- Gourc J. –P., Matichard Y. , Perrier H., Delmas P. (1982.a) *Capacité portante d'un bicouche, sable sur sol mou, renforcé par géotextile*, *Comptes rendus de la 2^{ème} Conférence Internationale sur les Géotextiles*, Las Vegas, USA, pp. 399-404
- Gourc JP, Villard P. (2000) *Reinforcement by membrane effect: application to embankments on soil liable to subsidence*. In: *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, vol. 1, ASIA 2000, Kuala Lumpur, Malaysia, 29–31 May 2000. p. 55–72.
- Gouria-Malki, F. (1998). "Renforcement des sols par géotextiles." *Ph.D. Thesis. INSA de Lyon, France*. pp. 178 (In French).
- Gray D.H., Al-Refeai T. (1986). *Behavior of fabric vs. fiber-reinforced sand*. *Journal of geotechnical Engineering ASCE* 112 (8), pp. 804-820.
- Gregory G.H.; Chill D.S. (1998) : *Stabilization of earth slopes with fiber reinforcement*. In: *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, pp. 1073–1078 (1998)
- Habib P. et Luong M. P. (1978) *Sols pulvérulents sous chargements cycliques*. *Séminaire Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique*, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp. 49-79.
- Haeri S.M., Noorzad R., Oskourouchi A.M. (2000). *Effect of geotextile reinforced on the mechanical behaviour of sand*. *Geotextiles and Geomembranes* 18, pp. 385-402.
- Haza E (1997), thèse pour obtenir doctorat : « Ouvrages en Terre Renforcés par Géosynthétiques, Sollicités Localement en Tête : Expérimentation et Méthode de calculs ». University Joseph Fourier - Grenoble. 1997, PP 5-14.
- Henkel D.J. et Gibelrt G.C. (1952) - *The effect of rubber membranes on the measured triaxial compression strength of clay samples – Geotechnique – Vol 3 – N°1 – pp 20-29, 1952.*

- Hertz H., (1881) *Über die Berührung fester elastischer Körper (Sur le contact entre corps élastiques)*, J. für reine und angewandte Mathematik, vol. 92, pp 156-171, 1881.
- Hentz S., Daudeville L., Donzé F.V., (2004) *Identification and validation of a discrete element model for concrete*. *Journal of Engineering Mechanics*, vol 130 (6), pp 709-719, 2004.
- Houston L.S., Perez-Garcia N., Houston W.N. (2008). *Shear strength and shear induced volume change behaviour of unsaturated soils from a triaxial test program*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 134 (11), pp. 1619-1632.
- Huang C. –C., Tatsuoka F. (1990) *Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground, Geotextiles and Geomembranes*, N° 9, pp. 51-82
- Ishihara K., Tatsuoka F. et Yasuda S. 1975. *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*. *Soils and Foundations*, Vol, 18, N° 1, pp. 57-72.
- Itasca (2006) *Consulting Group, Theory and Background, PFC3D Version 3.1*, 2006.
- Itasca.b (2006) *Consulting Group, User's guide, PFC3D Version 3.1*, 2006.
- Iwashita K., Oda M., (1998) *Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM*. *Journal of Engineering Mechanics*, vol 124 (3), 1998.
- Iwashita K., Oda M., (2000) *Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method*. *Powder Technology*, vol 109, pp 192-205, 2000.
- Jean M., Moreau J.-J., (1992) *Unilaterality and granular friction in the dynamics of rigid body collections*. *Proceedings of the Contact Mechanics International Symposium*, pp 31-48, 1992.
- Jean M., (1999) *The non-smooth contact dynamics method*. *Computer methods in applied mechanics engineering*, vol 177, pp 235-257, 1999.
- Jenck O., Lambert S., Apraldi D., (2014) *Experimental characterization of the soil-geotextile interaction when subjected to a dynamic load of impact type*, 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG), Berlin, September 2014.
- Johnston, R.S., and Romstad, K.M. (1989). "Dilation and boundary effects in large scale pullout tests." 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil.
- Joulain C. (2006) – *Etude du comportement dynamique d'un massif de sol renforcé par géocellulaire - Rapport de fin d'étude - IFMA, 2006-2007*.
- Katsuti, Au A. Masaaki, O. Hitoshi, M. Kosei, I. Masanobu, A. Toshiyuki S. (Okumura Corp) (1991) "A Protection Method for Soil Liquefaction Using Geotextiles". *Okumura Technical Research report VN N°17 1991 PP 97-104*.
- Kenny M.J. (1998) "The bearing capacity of a reinforced sand layer overlying soft clay", *Géotechnique*, Vol.47, N° 2, pp. 339-345
- Kenny M. J., Andrawes K. A. (1997) "The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay", *Géotechnique*, Vol.47, N° 2, pp. 339-345
- Kharchafi, M. Dysli M. (1994), "Performance of tow experimental full-scale embankments with Geotextiles", *Vth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapour, 5-9 Sept 94*, PP 491-494.
- Koerner, R.M. (1994). "Designing with geosynthetics." Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, Upper Saddle River, New Jersey, USA, Third Edition. pp. 783.
- Krishnaswamy N.R., Isaac N.T. (1994). *Liquefaction potential of reinforced sand*. *Geotextiles and Geomembranes* 13 (1), pp. 23-41.

- Krishnaswamy NR, Rajagopal K, Madhavi Latha G (2000) *Model studies on geocell supported embankments constructed over soft clay foundation. Geotech Testing J ASTM* 23:45–54
- Kumar, R.; Kanaujia, V.K.; Chandra, D. (1999) : *Engineering behaviour of fibre-reinforced pond ash and silty sand. Geosynth. Int.* 6(6), 509–518 (1999)
- Lajevardi, S.H., Dias, D., and Briançon, L. (2010). "Essais d'extraction au banc d'ancrage : caractérisation de l'interface sol/geosynthétique sous faible contrainte verticale." *XXVIIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil. La Bourboule, France.*
- Lajevardi, S.H., (2013). « Comportement des géosynthétiques en ancrage : modélisation physique et numérique ». thèse de doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon 2013.
- Le Hello B. (2007) : *Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Thèse de doctorat, Université de Grenoble 1 – Joseph Fourier, (2007)*
- Lesniewska D. et al. (1992), "Examples of rigid plastic model application in predicting the mode of failure on reinforced soil walls, *Proceedings of the Symposium on Prediction versus Performance in Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand, Novembre- décembre 92.*
- Liausou Ph., Iorio J-P., Hartley W.F. (1995). *Densification des sols affaissables par compactage dynamique. Première Journée Louis Ménéard : La densification des sols, Paris, Comité Français de Mécanique des Sols, 49-58.*
- Ling H.I., Tatsuoka F. (1993). *Laboratory evaluation of a nonwoven geotextile for reinforcing on site soil. Proceeding of Geosynthetics* 93 (2), pp. 533-546.
- Lopes, M.L., and Ladeira, M. (1996). "Influence of the confinement, soil density and displacement ratio on soil-geogrid interaction." *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 10, pp 543-554.*
- Low B.K., Tang S.K. and Choa V., 'Arching in piled embankments', *ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, pp. 1917-1938, 1994.*
- Luding S., (2005) *Shear flow modelling of cohesive and frictional fine powder. Powder Technology, vol 158, pp 45-50, 2005.*
- Luong M. P.(1978) *État caractéristique du sol. C. R. Académie des Sciences, Paris, N° 287 B, pp. 305-307.*
- Luong M. P. (1980). *Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique, N°10. pp. 39-53.*
- Lupini J. F., Skinner A. E. et Vaughan, P. R. (1981) *The drained residual strength of cohesive soils. Géotechnique, Vol. 31, N° 2, pp. 181-213.*
- Madhavi Latha G. (2005) – *Equivalent Continuum Modeling of Geocell Encased Sand – Proceedings of National Symposium on Prediction Methods in Geotechnical Engineering, Geopredict, p 202-207, 2005.*
- Maher, M.H.; Gray, D.H. (1990): *Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. J.Geotech.Eng.ASCE*116(11), 1661–1677 (1990)
- Maher, M.H.; Ho, Y.C. (1994) : *Mechanical properties of kaolinite/fibre soil composite. J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 120(8), 1381– 1393 (1994)
- Maliakal, T.; Thiyyakkandi, S. (2013) : *Influence of randomly distributed coir fibres on shear strength of clay. Geotech. Geol. Eng.* 31, 425–433 (2013)
- McDowell, G.R., Herireche, O., Konietzky, H., and Brown, S.F. (2006). "Discrete element modelling of geogridsreinforced aggregates." *Geotechnical Engineering - ICE, Vol. 159, No. GE1, pp 35-48.*

- Mestat Ph. (1998) *Analyse en éléments finis les problèmes tridimensionnels de géotechnique, La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique, Journées d'étude de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris, 24 et 25 novembre 1998, pp. 7-50*
- Michalowski, R.L.; Zao, A. (1996) : *Failure of fibre reinforced granular soils. J. Geotech. Eng. 122(3), 226–234 (1996)*
- Michalowski, R.L., (2004) *Limit loads on reinforced foundation soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130 (4),381–390.*
- Miller, C.J.; Rifai, S. (2004) *Fiber reinforcement for waste contaminant soil liners. J. Environ. Eng. 130(8), 981–985 (2004)*
- Mindlin R.D., Deresiewicz H., (1953) *Elastic spheres in contact under varying oblique forces. Journal of Applied Mechanics, vol 20, pp 327-344, 1953.*
- Mohkam M. (1983) *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 231 p.*
- Moraci, N., Romano, G., and Montanelli, F. (2004). "Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout conditions." *EuroGeo3. Munich, Germany.*
- Moraci, N., and Recalcati, P. (2006). "Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil." *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 4, pp 220-242.*
- Noorany, I. and Uzdavines, M., (1989), "Dynamic Behavior of Saturated Sand Reinforced with Geosynthetic Fibers", *Proceedings of Geosynthetics '89 ,IFAI,Vol.2, San Diego, California, USA, February 1989, pp. 385-396.*
- Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., and Hirai, T. (1992). "Evaluation of pull-out resistance of geogrid reinforced soils." *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice. Fukuoka, Kyushu, Japan.*
- Ochiai, H., Otani, J., Hayashic, S., and Hirai, T. (1996). "The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil." *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, pp 19- 42.*
- Ozkul, Z.H.; Gokhan, B. (2002) *Shear behaviour of compacted rubber fibre-clay composite in drained and undrained loading. J. Geotech.Geoenviron. Eng. 133(7), 767–781 (2007)*
- Palmeira, E.M. (1984). "First year Report." *University of Oxford, UK. pp. 72.*
- Palmeira, E.M., and Milligan, G.W.E. (1989). "Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand." *Géotechnique, Vol. 39, No. 3, pp 511-524.*
- Palmeira, E.M. (2004). "Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids." *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 22, No. 6, pp 481-509.*
- Palmeira, E.M. (2009). "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis." *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, pp 368-390.*
- Perkins, S.W. (2001). "Numerical modelling of geosynthetic reinforced flexible pavements." *Report No. FHWA/MT-01- 003/99160-2. pp. 97.*
- Perrier K. (1983) *Sol bicouche renforcé par geotextile, Rapport de recherché LPC n° 125, 100p.*
- Plassiard J.-P., (2007) *Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.*
- PoulosS. J. 1981. *The steady state of deformation. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.*

- Poulos S. J., Castro G. et France J. W. (1985) *Liquefaction evaluation procedure*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 111, N°6, pp. 772-792.
- Prabakar, J.; Sridhar, R.S. (2002): *Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behaviour of soil*. Construct. Build. Mater. 16, 123–131 (2002)
- Racana N. (2002) – *Etude du comportement mécanique d'un massif de sol renforcé par géotextile cellulaire* - Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 2002
- Rajagopal K., R.R. Krishnaswamy et Madhavi Latha G. (1998) - *Behaviour of sand confined with single and multiple geocells - Geotextiles and geomembranes*, n° 17, p 171-184, 1998.
- Rajagopal K, Krishnaswamy NR, Madhavi Latha G (1999) *Behaviour of sand confined with single and multiple geocells*. Geotextiles Geomembranes 17:171–181
- Raju, D.M. (1995). "Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetic." Ph.D. Thesis. University of British Columbia.
- Raju, D.M., Lo, S.C.R., Fannin, R.J., and Gao, J. (1996). "Design and interpretation of large scale laboratory pullout tests." Proceedings, 7th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics. Adelaide, Australia.
- Rausmann G. (1982) *Geotextiles in unpaved roads : design considerations*, Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Vol. 2, pp. 417-422
- Rea C, Mitchell JK (1978) *Sand reinforcement using paper grid cells*. ASCE Spring Convention and Exhibit, Preprint 3130, Pittsburgh, PA, April, pp 24–28
- Reiffsteck Ph. (1996) – *Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMATER – Analyse numérique et expérimentale* - Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont II, 1996.
- Richa B. (1992) "Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforcés par géotextiles », Ph.D. dissertation, Univ. Joseph Fourier, Grenoble 1 , Grenoble, France (1992)
- Roscoe K. H., Schofield A. N. et Wroth C. A. (1958). *On the yielding of soils*. Géotechnique, Vol. 8, N° 1, pp. 22-53.
- Salot C., (2007) *Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007. 236p.
- Saussine G., (2004) *Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : application au ballast*. Thèse de doctorat, Université Montpellier II, Montpellier, 2004.
- Schlosser F., Jacobsen H. M., Juran I. (1984) *Le renforcement des sols*, Revue Française de Géotechnique, N° 29, pp. 7-34
- Schofield A. N. et Wroth C. P. 1968. *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.
- Seed, H.B. Booker J.R. (1977): "Stabilization of potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drain". *Journal of the Geotechnical Engineering Division A.S.C.E* July 1977 N°GT9 PP 757-768.
- Séré A. (1995), "Ouvrages Renforcés par Géotextiles Chargés en Tête : comportement et dimensionnement », thèse de Doctorat de l'Ecole des Ponts et Chaussées, 25 Janvier 1995.
- Shafiee S. (1986) *Thèse simulation numérique du comportement des sols cloués; « Interaction sol-renforcement et comportement de l'ouvrage », 1986.*
- Shiu W.J., (2008) *Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.

- Sibille L., (2006) *Modélisations discrètes de la rupture dans les milieux granulaires*. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 2006.
- Sidaner J. F. (1981) *Comportement cyclique et transitoire des milieux pulvérulents*. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique, Palaiseau.
- Sitharam TG, Sireesh S, Dash SK (2005) *Model studies of a circular footing supported on geocell-reinforced clay*. *Can Geotech J* 42(2):693–703
- Sitharam, T.G., Hegde, A., (2013) *Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud*. *Geotext. Geomemb.* 41, 55e63.
- Soude M. (2012) : « *Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S®* ». Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal – Clermont II (2012)
- Sugimoto, M. , and Alagiyawanne, A.M.N. (2003). "Pullout behavior of geogrid by test and numerical analysis." *Geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE*, Vol. 129, No. 4, pp 361-371.
- Szarf K., Combe G., Villard P., (2009) *Influence of the grains shape on the mechanical behavior of granular materials*. *Powders and Grains*, 2009.
- Tang C., Shi T., Gao W., Chen F., Cai Y. (2007). *Strength and mechanical behavior of reinforced and cement stabilized clayey soil*. *Geotextiles and Geomembranes* 25 (3), pp. 194-202.
- Thamm B.R. et al. (1990), *Full Scale test on geotextile reinforced retaining structure*, *Proceedings of the IVth International Conference of Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague-Netherlands*, vol 1, PP 3-8.
- Thornton C., Liu L., (2004) *How do agglomerates break Powder Technology*, vol 143-144, pp 110-116, 2004.
- Tingle, J.S.; Webster, S.L.; Santoni, R.L. (1999) *Discrete fiber reinforcement of sands for expedient road construction*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Report GL 99-3 (1999)
- Touati A. (1982) *Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes*. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 201 p.
- Unnikrishnan N., Rajagopal K., Krishnaswamy N.R. (2002). *Behavior of reinforced clay under monotonic and cyclic loading*. *Geotextiles and Geomembranes* 20, pp. 117-133.
- Villard P, Giraud H. (1998) *Three-dimensional modelling of the behaviour of geotextile sheets as membrane*. *Text Res J* 1998;68:797–806.
- Villard P, Gourc JP, Giraud H. (2000) *A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes*. *Can Geotech J* 2000;37:987–99.
- Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009), "Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by Geosynthetic", *Computers and Geotechnics* 36 (2009) 709–717.
- 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.
- Watari Y., Fujiwara T. (1977) *Penta-Ocean Construction Co, Ltd, Tokyo, Japan*.
- Webster, S.; Santoni, R.L. (1997) *Contingency airfield and road construction using geosynthetic fiber stabilization of sands*. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Report GL 97-4 (1997)

Wichter L. et al. (1986), *Large scale test on the bearing behavior of a woven-reinforced earth*, *Proceedings of the IIIth International Conference on Geotextiles*, Vienna, Italia, PP 1073-1078.

Yamada Y. et Ishihara K. (1979). *Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions*. *Soils and Foundations*, Vol. 19, N° 2, pp. 79-94.

Yamada Y. et Ishihara K. (1981) *Undrained deformation characteristics of loose sand under three dimensional stress conditions*. *Soils and Foundations*, Vol. 21, N° 1, pp. 97-107.

Yamaguchi H. (1963) *Practical formula of bearing value for two layered ground*, *Proc. 2nd ARCSMFE*, Vol. 1, pp. 99-105

Yang. X, Han. J, Parsons. R. L, Leshchinsky. D (2010) "Three-dimensional numerical modeling of single geocellreinforced sand", *Front. Archit. Civ. Eng. China* 2010, 4(2): 233–240

Yetimoglu, T.; Salbas, O. (2013) "A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibres". *Geotext. Geomembr.* 21(2), 103–110 (2003)

Zeigler, S.; Leshchinsky, H.I.L.; Perry, E.D. (1998) "Effect of short polymeric fibres on crack development in clays". *Soils Found* 38(1), 247–253 (1998)

