Année 2013

Thèse

COMPORTEMENT DES GEOSYNTHETIQUES EN ANCRAGE : MODELISATION PHYSIQUE ET NUMERIQUE.

Présentée devant L'institut national des sciences appliquées de Lyon

> Pour obtenir Le grade de docteur

Ecole doctorale : Mecanique, Energetique, Genie Civil, Acoustique (Mega) Spécialité : Géotechnique

> Par Seyed Hamid LAJEVARDI

Ingénieur en « Génie civil, option Géotechnique», Iran. Master en Génie Civil, option Géotechnique – INSA de Lyon, France.

Soutenue le Avril 2013 devant la Commission d'examen

Jury MM.

PANTET Anne	Professeur (Université du Havre)	Rapporteur
DELMAS Philippe	Professeur du CNAM (Paris)	Rapporteur
DIAS Daniel	Professeur (UJF Grenoble)	Directeur de thèse
BRIANÇON Laurent	Maître de conférences (Cnam)	Co-Directeur de thèse
DJERAN-MAIGRE Irini	Professeur (INSA de Lyon)	Directeur de thèse

Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon

INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales - Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
СНІМІЕ	CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr	M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex
	Insa . R. GOORDON	Tel : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 <u>Gerard.scorletti@ec-lyon.fr</u>
E2M2	EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr Insa : H. CHARLES	Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43.12.94 <u>e2m2@biomserv.univ-lyon1.fr</u>
EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTE http://ww2.ibcp.fr/ediss Sec : Safia AIT CHALAL Insa : M. LAGARDE	M. Didier REVEL Hôpital Louis Pradel Bâtiment Central 28 Avenue Doyen Lépine 69677 BRON Tél : 04.72.68 49 09 Fax :04 72 35 49 16 <u>Didier.revel@creatis.uni-lyon1.fr</u>
INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr	M. Johannes KELLENDONK Université Claude Bernard Lyon 1 INFOMATHS Bâtiment Braconnier 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 44.82.94 Fax 04 72 43 16 87 <u>infomaths@univ-lyon1.fr</u>
Matériaux	MATERIAUX DE LYON Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 -Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 -Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél:04.72.43.71.70 Fax:04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	<u>ScSo*</u> M. OBADIA Lionel Sec : Viviane POLSINELLI Insa : J.Y. TOUSSAINT	M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 <u>Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr</u>

*ScSo : Histoire, Geographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

Je dédie ce mémoire à :

Mon adorable père ; Ahmad qui m'a beaucoup donné : motivation, confiance en soi même, persévérance et espoir,

La mémoire de ma chère mère ; Zari et

Ma femme ; Mahboubeh, source constante d'amour, de motivation et d'encouragement.

REMERCIEMENTS

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. Daniel DIAS pour avoir permis mon accueil au sein du Laboratoire LGCIE de L'INSA de Lyon, pour m'avoir intégré dans son équipe, pour m'avoir orienté, suivi et soutenu tout au long de ces années. 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 remercie particulièrement Prof. Irini DIERAN-MAIGRE pour avoir accepté d'être ma directrice de thèse pendant la dernière année et pour m'avoir soutenu.

Je tiens à adresser mes remerciements à Laurent BRIANÇON, Maître de conférence Cnam de Paris, d'avoir participé au suivi et à l'orientation de mon travail de thèse dans la partie expérimentale. Je le remercie aussi pour ses commentaires et ses corrections pertinentes pour tous les rapports et tout les articles et en particulier celui-ci. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance.

Je remercie en particulier Madame le Professeur Anne PANTET de l'université du Havre et Monsieur le Professeur Philippe DELMAS du CNAM Paris, pour avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs de ce travail de recherche. Je tiens à remercier les membres du jury qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein du Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon. Leur soutien est grandement apprécié. Je remercie tous mes collègues (enseignants, doctorants et techniciens) de l'équipe SMS-ID surtout Site Coulomb 3, des bons moments passés ensemble, de leur soutien et de leur solidarité. Je tiens à remercier tous mes collègues des départements GCU et GMC de l'INSA de Lyon pendant les postes ATER de leurs accueils chaleureux et de leurs disponibilités.

Bien sûr, je n'oublie pas Abdelkader ABDELOUHAB qui m'a beaucoup appris concernant des essais au banc d'ancrage ; Rodolphe LOUIS-SIDNEY, technicien LGCIE qui était disponible pendant mes essais ; Claire SILVANI (INSA de Lyon) et Pascal VILLARD (3SR de Grenoble) pour leur collaboration sur la modélisation éléments discrets des essais aux banc d'ancrage qui a débouché sur la rédaction d'un article ; les étudiantes en PIRD que j'ai usés aux modélisations numérique des essais aux banc d'ancrage, particulièrement Rodolphe Nicole.

Ma reconnaissance va à mon père, mon frère Vahid et mon ami m.r. FARSI qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études. Enfin, j'associe à cet hommage mes parents, mes frères, mes beaux parents, toute ma famille, ma belle soeur, ma grande mère, tous mes amis soient en Iran soient en France. Une pensée particulière à Mahboubeh, mon amour, qui m'a aidé, soutenu, encouragé et supporté durant cette période. Sans vous, cette aventure « incroyable » n'aurait pas été la même.

Résumé

Le renforcement des sols par géosynthétique est appliqué dans de nombreux types d'ouvrage : remblais sur sol compressible, talus sur fondations stables, remblais sur des cavités et ouvrages de soutènement. La stabilité de ces ouvrages dépend entre autres de l'efficacité des ancrages des nappes géosynthétiques. Les ancrages droit et avec retour sont les plus couramment utilisés. Afin d'améliorer les connaissances actuelles sur le comportement des systèmes d'ancrage, des études expérimentales et numériques ont été développées conjointement.

Ce travail de thèse concerne dans une première partie, la modélisation physique tridimensionnelle du comportement des géosynthétiques pour deux types ancrages (ancrage droit et ancrage avec retour). Des essais d'extraction ont été effectués sur trois types de géosynthétiques (deux types géotextiles et une géogrille) ancrées dans un sol granulaire (sable fin et grave) et soumises à faibles contraintes de confinement. Ces essais ont été réalisés dans une chambre d'étalonnage en conditions contrôlées et instrumentées en laboratoire.

Dans une deuxième partie de cette thèse, les paramètres d'interaction sol/géosynthétique déduits à partir de l'étude expérimentale ont été implémentés dans le code de calcul numérique bidimensionnel en milieu continu FLAC2D pour une meilleure compréhension du comportement des géosynthétique en ancrage. L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement du géosynthétique en ancrage avec et sans retour a été traitée dans cette étude numérique. Parallèlement à cette modélisation, une autre modélisation numérique (discontinue) par la méthode des éléments discrets (PFC2D) a été réalisée. Ces modélisations ont donné des résultats proches de ceux obtenus expérimentalement et confirme l'analyse faite au sujet des mécanismes d'ancrage.

Mots-clés: Essais d'extraction, Modélisation numérique, Interaction sol/ géosynthétique, Systèmes d'ancrage, Faible contrainte de confinement, Effort de traction, Différences finies, FLAC2D, Eléments discrets, PFC2D.

Abstract

The soil reinforcement by geosynthetic is widely used in civil engineering structures: embankments on compressible soil, slope on a stable foundation, embankments on cavities and retaining structures. Although the stability of these structures depends on the efficiency of the anchors holding the geosynthetic sheets, the simple run-out and anchorage with wrap around are two most commonly used approaches. In order to improve the available knowledge of the anchorage system behaviour, the experimental and numerical studies were carried out jointly. The first part of this thesis manuscript is focused on a three-dimensional physical modelling of the geosynthetics behaviour in two anchors (simple run-out and anchorge with wrap around). The pull-out tests were performed in a test tank under controlled conditions in the laboratory with three types of geosynthetics (two geotextiles and one geogrid) and in the presence of two types of soil (gravel and sand).

Afterwards, the parameters of the interaction soil/geosynthetic found from the experimental study were applied on the numerical code "FLAC2D" (continuous) for a better understanding of the behaviour of geosynthetics in anchorage. In this numerical study, the influence of several parameters on this behaviour was studied in depth. In parallel with this model, another numerical modelling (discontinuous) by the discrete element method (PFC2D) was carried out in collaboration.

These models obtain the same results as experimental tests which consequently, confirm the analysis about the anchoring mechanisms.

Keywords: Pull-out test, Numerical modelling, Interaction soil/geosynthetic, Anchorage systems, Low confinement stresses, Tensile strength, Finite differences, FLAC2D, Discrete elements, PFC2D.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

Table des Matières

Résumé	
Abstract	11
Introduction générale	17
Introduction generate	
Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring	
1 GEOSYNTHETIC	21
1.1 Definitions	21
1.2 Geosynthetics functions	21
1.3 Types of geosynthetic	22
1.3.1 Geotextiles	23
1.3.2 Geogrids	23
1.4 Designing for soil reinforcement	24
1.4.1 Mechanisms	24
1.4.2 Soil/geosynthetic shear strength and friction behaviour	25
1.4.3 Anchorage behaviour of geosynthetic	26
1.5 Soil reinforcement applications	28
1.5.1 Geosynthetics in walls	28
1.5.2 Geosynthetics in slopes over stable foundations	30
1.5.3 Geosynthetics in embankments on soft soils	31
1.5.4 Geosynthetics in unpaved roads	33
2 SOIL/GEOSYNTHETIC INTERACTION: MODELING AND ANALYSIS	35
2.1 Introduction	35
2.2 Interaction mechanisms in a geosynthetic reinforcement soil wall	35
2.3 Direct shear test	36
2.3.1 Different set-ups of lower shear box	36
2.3.2 Shear behaviour of the soil/geogrid interface	37
2.3.3 Peak shear strength of soils and soil/geotextile interfaces	38
2.3.4 Peak shear strength of the soil/geogrid interface	39
2.3.5 Typical boundary conditions in direct shear test devices	42
2.3.6 Direct shear tests at the box mid-height	44
2.3.7 Results of photo-elastic studies in the direct shear test	45
2.3.8 Influence of the rigid top boundary on direct shear test results	46
2.3.9 Internal total stresses in a large scale direct shear test	46
2.3.10 Maximum shear stress distribution in a shear test-FEM results	47
2.3.11 Bearing resistance provided by transverse ribs	47
2.3.12 Summary on direct shear tests	49
2.4 Pull-out test	50
2.4.1 Influence of boundary conditions	51
2.4.2 In situ and field pull-out tests	55
2.4.3 Modelling of soil/geosynthetic interaction in pull-out tests	56
2.4.4 Distribution of bearing forces among grid transverse members	58
2.4.5 Grid apparent friction coefficient	62
2.4.6 Discrete approach for geogrid modeling	63
2.4.7 Long-term and short-term pull-out behaviour	68
2.4.8 Monotonic and cyclic pull-out behaviour	68
2.4.9 Coefficients of the interaction soil/geosynthetic for low vertical stress	69
2.4.10 Summary on pull-out tests	73
2.5 In-soil tensile test	74
2.5.1 Influence of boundary conditions	74
2.5.2 In-soil tensile tests to assess the influence of geotextile impregnation by soil particles and	
geotextile damage	76
2.5.3 Summary on in-soil tensile tests	77
2.6 Ramp test (inclined plane)	79
2.6.1 Influence of sample sizes and boundary conditions	79
2.6.2 Ramp tests to assess the behaviour of reinforced cover soils	82
2.6.3 Summary on ramp tests	85
2.7 Comparison between different tests	87

2.7.1 Comparison between inclined plane tests and pull-out tests	87
2.7.2 Comparison between inclined plane tests and shear box tests results	
2.7.3 Comparison between null-out tests and shear box tests results	92
28 Conclusion	9/
3 BEHAVIOUR IN ANCHORING	96
3.1 Introduction	
3.2 Experimental Tests	
3.2.1 Small scale experimentations (analogic schneebelli soil)	
3.2.2 Large scale experimentations (anchorage bench)	
3.2.3 Full-scale experiment (in-situ) for trench anchorages	101
3.2.4 Experimental and full-scale tests results for trench anchorages	102
3.3 Analytical modeling of failure	105
3.3.1 Previous design methods	105
3.3.2 New design methods (rigid soil mass and soil mass failure)	107
3.3.3 Comparison of the analytical models	110
3.3.4 Validation of the analytical models	111
3.4 Numerical modeling of failure	111
3.4.1 L-shaped anchors	113
3.5 Discussion on experimental and numerical results	
3.6 Conclusion	115
4 GENERAL CONCLUSION	

Chapitre 2 : Essais d'extraction sur nappes de géosynthétique en ancrage droit et en ancrage avec retour

2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	119
2.1 Essai d'extraction	119
2.1.1 Paramètres influençant les résultats des essais d'extraction en laboratoire	. 120
2.1.2 Comportement en extraction de différents renforcements extensibles	125
2.1.3 Essais d'extraction mis en œuvre dans la littérature sur les géosynthétiques	. 127
2.2 Ancrage	129
2.2.1 Ancrages en tête de talus (un système de traction inclinée)	. 129
2.2.2 Ancrage avec et sans retour en remblai et en talus (système de traction horizontale)	133
2.3 Conclusions sur les modélisations expérimentales existantes	. 134
3 ESSAIS D'EXTRACTION EN LABORATOIRE	. 136
3.1 Cuve d'expérimentation	. 136
3.2 Capteurs	138
3.3 Procédure de réalisation des essais	138
3.3.1 Phase initiale de remplissage de la cuve d'extraction	138
3.3.2 Remplissage de la cuve d'extraction	. 139
3.4 Sols utilisés	. 140
3.4.1 Sable fin Hostun RF	. 140
3.4.2 Sol grossier (grave 0-31,5)	. 141
3.5 Description des nappes	. 141
3.5.1 Géotextile Rock PEC 75/75 (GT ₇₅)	. 141
3.5.2 Géocomposite Bidim Rock PEC 230 (GT ₂₃₀)	. 142
3.5.3 Géogrille Miragrid (GRL et GRT)	. 143
4 ESSAIS EFFECTUES	. 144
5 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LE SABLI	E 146
5.1 Sable/Géocomposite	. 146
5.1.1 Mobilisation du renforcement	. 146
5.1.2 Différence de comportement du GT ₇₅ et du GT ₂₃₀ dans le cas d'ancrage droit	. 147
5.1.3 Comportement du GT ₇₅ et du GT ₂₃₀ dans le cas d'ancrage avec retour	. 148
5.1.4 Influence de H, D ₁ et B sur l'effort de traction	. 149
5.1.5 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour	149
5.1.6 Comparaison Sable/GT ₂₃₀ avec Sable/GT ₇₅	. 150
5.1.7 Mouvement vertical du sable sur la nappe géocomposite (GT75 et GT230)	. 150
5.1.8 Comportement du géocomposite dans le sable	151
5.1.9 Conclusion sable/géocomposite	152
5.2 Sable/Géogrille (GRL et GRT)	. 153

5.2.1 Mobilisation du renforcement	153
5.2.2 Influence de H, D ₁ et B sur l'effort de traction	153
5.2.3 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour	154
5.2.4 Influence du nombre de bandes longitudinales et transversales sur l'effort de traction	154
5.2.5 Mouvement vertical du sable sur la nappe géogrille (GRL et GRT)	155
5.2.6 Comportement de la géogrille dans le sable	156
5.2.7 Conclusion Sable/Géogrille	156
6 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LA GRA	VE
	157
6.1 Mobilisation du renforcement	157
6.1.1 Grave/Géocomposite	157
6.1.2 Grave/Géogrille	157
6.2 Influence de H, D ₁ et B sur l'effort de traction	157
6.3 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour	158
6.4 Mouvemente verticale de la grave sur la nappe géosynthètique	158
6.4.1 Géocomposite (GT ₂₃₀)	158
6.4.2 Géogrille (GRL)	158
6.5 Comportement du géocomposite dans la grave	159
6.6 Conclusion	159
7 INFLUENCE DU TYPE DE GEOTEXTILE	160
7.1 Grave/GT ₇₅ avec Grave/GT ₂₃₀	160
7.2 Sable/GT ₇₅ avec Sable/GT ₂₃₀	160
8 INFLUENCE DU TYPE DE SOL	161
8.1 Sable/GT ₂₃₀ avec Grave/GT ₂₃₀	161
8.2 Sable/GRL avec Grave/GRL	161
8.3 Conclusion	162
9 ANALYSE DES MECANISMES D'ANCRAGE AVEC RETOUR POUR GRL ET GT230	162
10 MECANISME MOBILISE A L'INTERFACE GRAVE/GEOGRILLE	163
11 CONFRONTATION DES ETUDES PARAMETRIQUES MENEES SUR LES RESULTATS	
EXPERIMENTAUX	163
12 EFFICACITE DES ANCRAGES POUR UN DEPLACEMENT FIXE	163
13 CONCLUSION	165

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage __Milieu continu et discret

1 INTRODUCTION	169
2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	170
2.1 Analyse numérique de l'interaction sol/géosynthétique	170
2.2 Modélisation numérique des essais d'extraction en cuve métallique	170
2.2.1 Comparaison l'approche continue et discontinue	170
2.2.2 Rôle du géosynthétique dans les propriétés d'interface sol/géosynthétique	171
2.2.3 Approche discontinue	171
2.2.4 Approche continue	174
2.3 Avantages et inconvénients des approches 2D et 3D	179
2.4 Conclusions sur les modélisations numériques existantes	179
3 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS CONTINUS	180
3.1 Outil de simulation numérique flac	180
3.2 Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation	180
3.2.1 Sol	181
3.2.2 Interface sol/cuve métallique	182
3.2.3 Renforcements	183
3.2.4 Interface sol/renforcement	185
3.3 Modélisation des essais d'extraction	187
3.3.1 Essai d'extraction en ancrage droit	187
3.3.2 Etude paramétrique	192
3.3.3 Essai d'extraction en ancrage avec retour	195
3.3.4 Conclusion de la modélisation continue	205
4 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISCRETS	208
4.1 Présentation de la méthode de modélisation	

4.1.1 Choix de la méthode des éléments discrets	208
4.1.2 Modèle et résolution numérique	208
4.1.3 Principe de modélisation en PFC2D	208
4.1.4 Avantages et inconvénients majeurs du modèle DEM	209
4.2 Détermination des paramètres nécessaires à la modélisation	210
4.2.1. Essai biaxial	210
4.2.2 Essai d'extraction	213
4.2.3 Essai d'extraction en ancrage droit	215
4.2.4 Essai d'extraction en ancrage avec retour	217
4.3 Réseau de forces de contact dans la cuve	220
4.4 Conclusion de la modélisation discontinue confrontée avec la modélisation continue	221
Conclusion générale	223
Références	227
Annexes	243

Introduction générale

Depuis une quarantaine d'années, l'usage des géosynthétiques se généralise dans le domaine de la géotechnique. Ces inclusions souples permettent de renforcer les sols de mauvaise qualité dans le but de pouvoir construire au-dessus. La stabilité et la durabilité des géosynthétiques dans les structures renforcées comme les remblais sur sol compressible, les ouvrages routiers et ferroviaires dans des zones karstiques, les ouvrages hydrauliques ou les centres de stockage de déchets, les talus sur fondations stables, les remblais sur des cavités et les ouvrages de soutènement, dépendent de l'efficacité des ancrages retenant les nappes de géosynthétiques. Le rôle d'ancrage est de résister à la tension générée dans les nappes de géosynthétiques par la structure.

Dans la plupart des cas, ces structures renforcées ont besoin de 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 des charges appliquées, les systèmes d'ancrage peut être configurés avec différentes formes: ancrage droit, ancrage en tranchée par différentes géométries (en L, en V, ...etc.) et ancrage avec retour.

L'intérêt de l'ancrage avec retour est de réduire la zone d'ancrage. Les ancrages avec retour sont souvent surdimensionnés de part l'absence de connaissances précises sur les mécanismes développés. L'objectif de ce travail de thèse est de développer la compréhension du comportement d'ancrage avec retour dans des ouvrages en sols renforcés en géotechnique.

Cette thèse comporte plusieurs parties :

- Volet bibliographie générale: Les éléments et le fonctionnement des géosynthétiques, l'interaction sol/géosynthétique, le comportement des systèmes d'ancrage ainsi que la problématique traitée dans la présente thèse sont présentés dans le chapitre 1. Les éléments nécessitant des études plus approfondies sont mis en évidence dans ce même chapitre et nous ont conduit à développer deux approches différentes durant la thèse :

- Volet expérimental : Après un examen des données bibliographiques concernant les appareillages et les expérimentations, le banc d'ancrage (essai d'extraction) est apparu l'essai le plus adéquat pour la détermination de l'interface sol/géosynthétique sous faibles contraintes de confinement et la détermination de la capacité des ancrages. L'extraction en chambre d'étalonnage de nappes géosynthétiques, réalisée en conditions contrôlées et instrumentées va permettre d'établir la différence de comportement entre les deux types d'ancrages (avec et sans retour) et de déterminer les paramètres d'interface sol/géosynthétique. Ces essais ont été

effectués afin d'analyser les mécanismes d'ancrage de trois types de géosynthétiques (deux types géotextiles et une géogrille) ancrés dans deux matériaux différents (sable fin et grave). Différentes géométries d'ancrages ont été testées sous faibles contraintes de confinement. Ce volet est traité dans le chapitre 2.

- Volet numérique : La modélisation numérique permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de divers paramètres au sein du modèle sur le comportement des géosynthétiques en ancrage. Afin de compléter et d'enrichir les études expérimentales présentées au chapitre 2, une analyse numérique bidimensionnelle a été effectuée à l'aide du code de calcul aux différences finies FLAC2D. Parallèlement à cette modélisation, une autre modélisation numérique par la méthode des éléments discrets (PFC2D) a été réalisée en collaboration au laboratoire 3SR de Grenoble. Les paramètres déduits de la modélisation physique ont été utilisés dans ces études numériques. Cette étude numérique est développée dans le chapitre 3.

Chapter 1: General Bibliography -Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring

Summary

1 GEOSYNTHETIC	
1.1 Definitions	
1.2 Geosynthetics functions	
1.3 Types of geosynthetic	
1.4 Designing for soil reinforcement	
1.5 Soil reinforcement applications	
2 SOIL/GEOSYNTHETIC INTERACTION: MODELING AND ANALYSIS	
2.1 Introduction	
2.2 Interaction mechanisms in a geosynthetic reinforcement soil wall	
2.3 Direct shear test	
2.4 Pull-out test	
2.5 In-soil tensile test	
2.6 Ramp test (inclined plane)	
2.7 Comparison between different tests	
2.8 Conclusion	
3 BEHAVIOUR IN ANCHORING	
3.1 Introduction	
3.2 Experimental Tests	
3.3 Analytical modeling of failure	
3.4 Numerical modeling of failure	
3.5 Discussion on experimental and numerical results	
3.6 Conclusion	
4 GENERAL CONCLUSION	

1 GEOSYNTHETIC

1.1 Definitions

The International Geosynthetics Society (IGS) has defined "geosynthetic" in Recommended Descriptions of Geosynthetics Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols (IGS 2009) as follows:

Geosynthetic, A polymeric (synthetic or natural) material used in contact with soil/rock and/or any other geotechnical material in civil engineering applications.

The use of geosynthetics has basically two aims: to do the job better (e.g., with no deterioration of material or excessive leakage) and to do the job more economically (either through lower initial cost or through higher durability and longer life, thus reduction maintenance costs).

1.2 Geosynthetics functions

Geosynthetics include a variety of synthetic polymer materials that are specially fabricated to be used in geotechnical, geoenvironmental, hydraulic and transportation engineering applications (Figure 1). It is convenient to identify the primary function of a geosynthetic as being one of: separation, filtration, drainage, reinforcement, fluid/gas containment, or erosion control. In some cases the geosynthetic may serve dual functions.



Figure 1: Geosynthetics functions (Pimentel et al. 2007).

In this study, we focus on the reinforcement:

• Reinforcement:

The International Geosynthetics Society (IGS 2009) has defined "reinforcement" as follows:

Reinforcement: The use of the stress-strain behaviour of a geosynthetic to improve the mechanical properties of soil or other construction materials.

The geosynthetic acts as a reinforcement element within a soil mass or in combination with the soil to produce a composite that improves strength and deformation properties over the unreinforced soil. For example, geotextiles and geogrids are used to add tensile strength to a soil mass in order to create vertical or near-vertical changes in grade (reinforced soil walls). Reinforcement enables embankments to be constructed over very soft foundations and to build embankment side slopes at steeper angles than would be possible with unreinforced soil. Geosynthetics (usually geogrids) have also been used to bridge over voids that may develop below load bearing granular layers (roads and railways) or below cover systems in landfill applications (Bathurst 2007a).

1.3 Types of geosynthetic

Geosynthetics can be broadly classified into categories based on method of manufacture. The specific families of geosynthetics are as follows:

- Geotextiles
- Geogrids
- Geonets
- Geomembranes
- Geosynthetic clay liners
- Geopipes
- Geocomposites
- Geocells
- Geofoam

The typical geosynthetic materials are shown in Figure 2.







Figure 2: Typical geosynthetic materials (Koerner 1994).

In this study, we will focus on soil reinforcement using geotextiles and geogrids.

1.3.1 Geotextiles

Geotextiles form one of the two largest groups of geosynthetics. According to IGS (2009), a geotextile is defined as:

Geotextile, A planar, permeable, polymeric (synthetic or natural) textile material, which may be nonwoven, knitted or woven, used in contact with soil/rock and/or any other geotechnical material in civil engineering applications.

The vast majority of geotextiles are made from polypropylene or polyester polymers formed into fibers or yarns and finally into a woven or nonwoven fabric. The sheets are flexible and permeable and generally have the appearance of a fabric.

There are at least 80 specific application areas for geotextiles that have been developed; however, the fabric always performs at least one of five discrete functions:

- 1) separation
- 2) reinforcement
- 3) filtration
- 4) drainage
- 5) erosion control

1.3.2 Geogrids

Geogrids represent a rapidly growing segment within the geosynthetics area. According to IGS (2009) a geogrid is defined as:

Geogrid, A planar, polymeric structure consisting of a regular open network of integrally connected tensile elements, which may be linked by extrusion, bonding or interlacing, whose openings are larger than the constituents, used civil engineering applications (primarily for reinforcement applications).

Rather than being a tightly woven, nonwoven, or knit textile fabric, geogrids are plastics formed into a very open gridlike configuration (i.e., they have large apertures). There are at least 25 application areas; however, they function almost exclusively as reinforcement materials.

1.4 Designing for soil reinforcement

The often synergistic improvement of a total system's strength created by the introduction of a geotextile (good in tension) into a soil (good in compression but poor in tension) or other disjointed and separated material (Koerner 1994).

The triaxial tests conducted by Broms (1977) illustrate the beneficial effects of the geotextile when properly placed. Figure 3 shows two sets of triaxial tests on dense sand samples for two different confining pressures. Curves 1 represent the base-line data of the sand by itself. Curves 2 have geotextiles on the top and the bottom of the soil and do not show improved strength behaviour. Since these are nonacting dead zones in conventional triaxial tests, that is logical behaviour. This teaches us that if the geotextile is placed at the wrong location, it will have no beneficial effect. Upon placing the geotextile in the center of the sample, or at the one –third points, however, beneficial effects are easily seen. The geotextile interrupts potential shear zones and increases the overall strength of the now-reinforced soil. As expected, the double layers placed at the one-third points (Curves 4) are more beneficial than the single layer placed at the center of the sample (Curves 3).



Figure 3: Triaxial test results showing influence of geotextiles placed at various locations within soil specimen. a) 21 kPa. b) 210 kPa (Broms 1977).

1.4.1 Mechanisms

Within the general function of geosynthetic reinforcement of soils, there are three different mechanisms (Koerner 1994): 1) membrane type, 2) shear type, and 3) anchorage type.

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring

• Membrane type

Membrane reinforcement occurs when a vertical load is applied to a geosynthetic on a deformable soil.

• Shear type

Shear reinforcement was illustrated in the triaxial tests of Figure 3 but can be better visualized by means of direct shear tests. A geosynthetic placed on a soil is loaded in a normal direction, and then the two materials are sheared at their interface.

• Anchorage type

Anchorage reinforcement is similar to the shear type just described, but now the soil acts on both sides of the geosynthetic as a tensile force tends to pull the geosynthetic out of the soil. The laboratory modelling of this type of mechanism is similar to direct shear except that now soil is stationary in both halves of the test device and the geosynthetic extends out of the device at its center. It is gripped externally and pulled, while normal stresses act on the soil and geosynthetic within the shear test device.

1.4.2 Soil/geosynthetic shear strength and friction behaviour

In many design problems it is necessary to know the soil/geosynthetic friction behaviour. The most likely test setup is an adaptation of the direct shear test used in geotechnical engineering (Ingold 1982).



Figure 4: Direct shear testing of geogrids (Koerner 1994).

The geosynthetic (geogrid or geotextile) is fixed to a block and is forced to slide over stationary soil in a shear box while being subjected to normal stress (Figure 4 (a)). The maximum shear stress is obtained (Figure 4 (b)), and then a new test at a different normal stress is conducted. This process is repeated sufficiently often to develop a locus of points called a failure envelope, as shown in Figure 4 (c). This latter figure plots normal stress versus maximum shear stress and is known as Mohr-Coulomb stress space.

Martin et al. (1984) showed that most geotextiles can mobilize a high percentage of the soil's friction and can be used to advantage in situations requiring this feature.

A large shear box must be used for geogrid testing to minimize scale effects. A rule of thumb used in soils testing is that the shear testing device must be more than 10 times the size of the largest soil particle (Koerner 1994).

Sarsby (1985) showed that the influence of aperture size versus soil particle size on the friction angle of a number of geogrids. He has found that the optimum transfer of shear stress, that is highest friction angle, occurs when:

$$B_{GG} \geq 3.5 d_{50}$$

Where B_{GG} = the minimum width of geogrid aperture, and

 d_{50} = the average particle size of the backfilling soil.

1.4.3 Anchorage behaviour of geosynthetic

• Geotextiles

Geotextiles are often called on to provide anchorage for many applications within the reinforcement function. Such anchorage usually has the geotextile sandwiched between soil on each side of it. The resistance can be modelled in the laboratory using a pull-out test, shown schematically in Figure 6. The pull-out resistance is obviously dependent on the normal force applied to the soil surrounding it, which mobilizes shear forces on both sides of the geotextile.

Test results by Collios et al. (1980) show that pull-out test resistances are less than the sum of the shear test resistances. This is because the geotextile is taut and exhibits large deformations. Large scale pull-out tests will be discussed in higher detail in next section on geogrids.

• Geogrids

The anchorage strength, or pull-out resistance, is a result of three separate mechanisms (Figure 5). One is the shear strength along the top and bottom of the longitudinal ribs of the geogrid. The second is the shear strength contribution along top and bottom of the transverse ribs. The third mechanism is that of passive resistance against the front of the transverse ribs. The soil goes into a passive state and resists pull-out by means of bearing capacity. It has been

analytically shown that this bearing capacity can be a major contributor to the overall anchorage strength of geogrids (Koerner et al. 1989).



 $LR_s = Longitudinal rib shear strength$ $<math>TR_s = Transverse rib shear strength$ $<math>TR_h = Tranverse rib bearing strength$



Note that the degrees of mobilization of the three components of anchorage resistance during pull-out are functions of the load-extension properties of the longitudinal ribs and the flexibility and load-extension properties of the transverse ribs (Wilson-Fahmy and Koerner 1993).

The following considerations are important for a soil pull-out test setup to determine anchorage strength (Koerner 1994):

1) The test box must be deep enough to permit soil deformation above and below the geosynthetic as it pulls out of the soil mass. For gravel-size soils this probably requires 30 cm of soil above and below the geosynthetic.

2) The test box must be long enough to allow for the applied stress on the geosynthetic to dissipate fully. Clearly, a box at least 1m long is necessary.

Figure 6 shows a soil pull-out box for testing the anchorage behaviour of geosynthetic. Results from the preceding type of soil pull-out testing lead to the determination of an interaction coefficient C_i , which can be used for the design of a specific type of geogrid embedded in the anchorage zone behind a potential failure plane.



Figure 6: Schematic diagrams of soil pull-out box for evaluating the anchorage behaviour of geosynthetic (Koerner 1994).

If a geosynthetic anchorage test is conducted according to failure by sheet pull-out, the following equation can be formulated:

$$\mathbf{A} = 2\mathbf{C}_{\mathbf{i}}\mathbf{L}_{\mathbf{e}}\,\boldsymbol{\sigma}'_{\mathbf{n}}\,\tan\phi'$$

Where A = the anchorage capacity per unit width (kN/m), C_i = the intraction coefficient, L_e = the length of geosynthetic embedment, σ'_n = the effective normal stress on the geosynthetic, and ϕ' = the effective soil friction angle.

1.5 Soil reinforcement applications

When geosynthetics are used as soil reinforcement, their primary role is to provide tensile strength to soil which would otherwise be comparatively strong in compression and comparatively weak in tension. It is important that the geotextile is capable of providing this tensile strength at a strain level which is compatible with the performance of the soil structure. As large deformations are normally unacceptable in such structures, a high tensile stiffness is usually also required for geosynthetic soil reinforcement.

The four main areas where geosynthetic soil reinforcement may be applied are:

- i) retaining walls
- ii) slopes over stable foundations
- iii) embankments on soft soils
- iv) unpaved roads

1.5.1 Geosynthetics in walls

Horizontal layers of geosynthetic reinforcement can be included with retaining wall backfills (Figure 7) to provide a reinforced soil mass that acts as a gravity structure to resist the earth forces developed behind the reinforced zone. Reinforcement types are geogrid, woven geotextile and polyester strap. The local stability of the backfill at the front of the wall is assured by attaching the reinforcement to facing units constructed with polymeric, timber, concrete or metallic wire basket materials comprised of a variety of shapes (Figure 8). In North America it has been shown that reinforced soil walls can be constructed for up to 50% of the cost of conventional gravity wall structures (Bathurst 2007b).





Figure 8: Components of modular masonry concrete: segmental wall (Bathurst 2007b).

Analysis and design calculations for reinforced soil walls are related to external, internal, facing and global mechanisms. Global modes refer to instability mechanisms that pass beyond the composite reinforced soil structure.

Internal stability is first addressed to determine geotextile spacing, geotextile length, and overlap. External stability against overturning, sliding, and foundation failure is verified. Figure 9 shows design modes for reinforced soil walls.



Figure 9: Design modes for reinforced soil walls: a), b), c) external; d), e), f) internal; g), h), i) facing (Bathurst 2007b).

To determine the geotextile layer separation distances and geotextile length, earth pressures are assumed to be linearly distributed using K_a condition for the soil backfill and K_0 condition for the surcharge. Figure 10 shows earth pressure concepts and theory for geotextile walls. This approach can be taken for obtaining the length of embedment of the geotextile layers in the anchorage zone, L_E . Note that these values when obtained must be added to the nonacting lengths (L_R) of geotextile behind the failure plane for the total geotextile lengths, L.

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring



Figure 10: Earth pressure concepts and theory for geosynthetic walls (Koerner 1994).

1.5.2 Geosynthetics in slopes over stable foundations

Layers of geosynthetic reinforcement are used to stabilize slopes against potential deep-seated failure using horizontal layers of primary reinforcement. The reinforced slope may be part of slope reinstatement and (or) to strengthen the sides of earth fill embankments (Figure 11). The reinforcement layers allow slope faces to be constructed at steeper angles than the unreinforced slope. It may be necessary to stabilize the face of the slope (particularly during fill placement and compaction) by using relatively short and more tightly spaced secondary reinforcement and (or) by wrapping the reinforcement layers at the face. In most cases the face of the slope must be protected against erosion. This may require geosynthetic materials including thin soil-infilled geocell materials or relatively lightweight geomeshes that are often used to temporarily anchor vegetation.



Figure 11 : Example remediated slope with reinforced slope structure (Bathurst 2007c).

The Figure 12 shows that an interceptor drain may be required to eliminate seepage forces in the reinforced soil zone.



Figure 12: Geosynthetic reinforced soil slope over stable foundation (Bathurst 2007c).

The location, number, length and strength of the primary reinforcement required to provide an adequate factor-of-safety against slope failure is determined using conventional limitequilibrium methods of analysis modified to include the stabilizing forces available from the reinforcement. The designer may use the "method of slices" approach together with the assumption of a circular failure surface, composite failure surface, two-part wedge or a multiple wedge failure mechanism. The reinforcement layers are assumed to provide a restraining force at the point of intersection of each layer with the potential failure surface being analyzed. A solution for the factor-of-safety using the conventional Bishop's Method of analysis can be carried out using the following equation (Bathurst 2007c):

$$FS = \left(\frac{M_{R}}{M_{D}}\right)_{\text{unreinforced}} + \frac{\sum T_{\text{allow}} \times R_{T} \cos \alpha}{M_{D}}$$

where M_R and M_D are the resisting and driving moments for the unreinforced slope, respectively, α is the angle of tensile force in the reinforcement with respect to the horizontal, and T_{allow} is the reinforcement maximum allowable tensile strength. Since geosynthetic reinforcement is extensible the designer can assume that the reinforcement force acts tangent to the failure surface in which case $R_T \cos \alpha = R$. The potential failure surfaces must also include those passing partially through the reinforced soil mass and into the soil beyond the reinforced zone as well as those completely contained by the reinforced soil zone (Figure 13).



Figure 13: Circular slip analysis of reinforced soil slope over stable foundation (Bathurst 2007c).

1.5.3 Geosynthetics in embankments on soft soils

The construction of embankments on soft soils can be a challenging task. In this context, the use of geosynthetics to improve embankment stability is one of the most effectives and well-tried forms of the soil reinforcement technique (Figure 14).





Figure 14: Typical unreinforced embankment failure and uses of geosynthetics as reinforcement (Otani and Palmeira 2007).

In such problems, geosynthetics can be effectively used to (Figure 15):

- a) Reduce soft soils displacements due to low bearing capacity of soft soils;
- b) Prevent overall failure of the embankment and soft foundation soil; and
- c) Prevent sliding failure along the geosynthetics surface.



(c)

Figure 15: Geosynthetic function in embankments on soft soils (Otani and Palmeira 2007).

The stability level of a reinforced embankment on soft soil can be evaluated by the definition of safety factors (F_s) :

• For overall stability:

$$F_{s} = \frac{M_{R} + \Delta M_{R}}{M_{D}} \ge typically 1.2 \sim 1.3$$

Where: M_D: soil driving moment

 M_{R} : soil resisting moment

 $\Delta M_{\rm p}$: geosynthetic moment contribution against failure

• For stability against sliding failure:

$$F_s = \frac{P_R}{P_A} \ge typically1.5$$

 P_A : active thrust from the fill (from active earth pressures)

 P_{R} : friction force along the fill-reinforcement interface

The efficiency of geosynthetics as reinforcements of embankments on soft soils can be visualized by Figure 16.



Figure 16: Efficiency of geosynthetics as reinforcements of embankments (Otani and Palmeira 2007).

In case of limited reinforcement effect, the so called "basal reinforced piled embankment" can be used. Prefabricated piles or improved soil piles can be employed (Figure 17).



Figure 17: Basal reinforced piled embankment (Otani and Palmeira 2007).

If draining materials are used, geosynthetics can be properly specified to contribute to the acceleration of settlements due to soft soil consolidation.

1.5.4 Geosynthetics in unpaved roads

Geosynthetics can be effectively used to reinforce unpaved roads and working platforms on soft soils. If well specified, a geosynthetic can have one or more of the following functions: separation, reinforcement and drainage. Geotextiles and geogrids are the most commonly used materials in such works (Palmeira 2007).

Compared to the unreinforced unpaved road, the presence of geosynthetic reinforcement can provide the following benefits (Figure 18 and Figure 19):

- Reduction of fill thickness;
- Separates aggregate from soft soil if a geotextile is used;
- Increases soft soil bearing capacity;
- Reduces fill lateral deformation;
- Generates a more favourable stress distribution;
- Widens the spreading of vertical stress increments;
- Reduces vertical deformation due to membrane effect;
- Increases the lifetime of the road;
- Requires less periodical maintenance;
- Reduces construction and operational costs of the road.



Figure 18: Typical degradation mechanisms in unreinforced unpaved roads on soft soils (Palmeira 2007).



Figure 19: Influence of geosynthetic reinforcement on unpaved road behaviour (Palmeira 2007).

As the depth of the ruts increase the deformed shape of the geosynthetic provides further reinforcement due to the membrane effect. The vertical component of the tensile force in the reinforcement reduces further vertical deformation of the fill.

Several researches in the literature have shown that in a reinforced road a given rut depth will be reached for a number of load repetitions (traffic intensity) larger than in the unreinforced case. This will yield to a higher life time and less periodical surface maintenance.

A draining reinforcement material will also accelerate soft soil consolidation, increasing its strength. Drainage of the soft soil can be achieved by using a geotextile, a geogrid and a geotextile or a geocomposite as reinforcement. The stabilisation of the top region of the soft foundation will be beneficial if the road is to be paved in the future reducing construction costs and minimising pavement deformations.

Design methods are available in the literature, including simple ones involving the use of charts for preliminary analyses (Figure 20). These methods require conventional soil and reinforcement parameters for design purposes under routine conditions. Some design charts have also been developed by some geosynthetics manufacturers specifically for preliminary design using their products.



Figure 20: Typical design chart (Palmeira 2007).

2 SOIL/GEOSYNTHETIC INTERACTION: MODELING AND ANALYSIS

2.1 Introduction

Interaction between soils and geosynthetics has of utmost importance in applications of these materials as reinforcement in geotechnical engineering. That is also true for some applications of geosynthetics in environmental protection works. The mechanisms of soil/geosynthetic interaction can be very complex, depending on the type and properties of the geosynthetic and the soil. Some geosynthetics used as reinforcing materials can add to the complexity of the problem because of their geometrical characteristic or time and strain rate dependent behaviour. This part of the thesis presents and discusses some experimental and theoretical methods for the study and evaluation of interaction between soils and geosynthetics, with particular reference to the applications of these materials in soil reinforcement. The main advantages and limitations of some traditional experimental and theoretical methods for the study of soil/geosynthetics interaction are presented and new applications of these methods are also addressed. The need for improvements in experimental and theoretical techniques for a better understanding of soil/geosynthetic interaction is highlighted.

2.2 Interaction mechanisms in a geosynthetic reinforcement soil wall

Some of the test devices developed has become classical and Figure 21 (Palmeira and Milligan 1989a, Mendes et al. 2007) to some extent helps to understand the reasons for that. This figure shows some possible failure or deformation mechanisms of a reinforced soil wall depending on the region and loading conditions considered. In region A (Figure 21) sliding of the soil mass on the reinforcement surface can occur, so direct shear tests can be employed to quantify soil/reinforcement bond under these circumstances. In region B, soil and reinforcement can deform laterally, so a plane strain test similar to the in-soil tensile test can be used in this case. Region C shows a situation where soil and reinforcement are sheared, so the direct shear test with the reinforcement inclined to the shear plane can be employed. In region D the reinforcement is being pulled-out, so pull-out tests would be applicable. It should be pointed out that all these test types have limitations in simulating the actual conditions found in a reinforced soil structure.



Figure 21: Interaction mechanisms in a geosynthetic reinforced soil wall (modified from Palmeira and Milligan 1989a).

2.3 Direct shear test

2.3.1 Different set-ups of lower shear box

Richards and Scott (1985) conclude that the test using a large solid block as the lower shear box is the best at replicating the testing results of the soil/geotextile interface. Jewell (1996) states that geotextile and geomembrane can be tested with a solid block or soil in the lower part of the shear box while the geogrid must be tested by a device in which both parts of the shear test device have to be filled with soil. The set-up of the direct shearing device is not strictly regulated by testing standards. The difference in the measured shear strength between using different sizes of a lower shear box has not been discussed. Liu et al. (2009) tested three different set-ups of a lower shearing box. The effect of different set-ups on the test results is evaluated by comparing the direct shear test results using different set-ups of a lower shear box. These set-ups include: a box with the same size (450 mm \times 450 mm) that is filled with the desired soil, a box with a larger size (455 mm \times 584 mm) filled with the desired soil, and a larger lower shear box filled with a solid block. These set-ups are symbolized as lower boxes (a), (b), and (c), respectively, (Figure 22).

A comparison of the interface shear strength of soil against geosynthetic is quantitatively represented by an interface shear strength coefficient (α), which is the ratio of soil/geosynthetic shear strength ($\tau_{soil/geosynthetic}$) to internal shear strength of soil (τ_{soil}) under the same normal stress, or in other words:

$\alpha = (\tau_{soil/geosynthetic}) / (\tau_{soil})$

Figure 23 shows the interface shear strength coefficients of soil/geogrid interfaces for different set-ups of a lower shear box. It is observed that, among these set-ups, lower shear box (a) produces the greatest interface shear strength. However, the use of a larger shear box produces lower shear strength. When the lower shear box is larger than the upper shear box, some soils in it are not directly loaded by the normal loading applied through the smaller, upper shear box, as shown in Figure 22 (b). This soil has smaller shear strength because the normal loading for these soils are smaller. When the shearing is proceeding, the front edge is shearing a weaker, less confined shear surface. Therefore, the measured shear strength is lower.



Figure 22:Different set-ups of lower shear box (Liu et al. 2009).
This explanation is confirmed by the observation that some soil particles in the lower shear box struck through the geogrid apertures then piled at the front edge of the shear box.

These soil particles were not confined by the upper shear box. The placement of a steel plate on the lower shear box (lower shear box (c)) also produces a lower shear box, because the resistance mobilized within the grid opening is the friction between soil and the steel plate. Since the steel plate is smooth and there is no particle interlocking, the friction between soil and the steel plate is smaller than the friction between soil and soil particles.

The test results reveal that when conducting the direct shear test of soil against the geogrid interface, the sizes of the upper and lower shear boxes should be the same and they must be filled with the desired soil.



Figure 23: Interface shear strength coefficient (α) of soil/geogrid interfaces for different setups of lower shear box (Liu et al. 2009).

2.3.2 Shear behaviour of the soil/geogrid interface

The direct shear tests on geosynthetic under a normal loading of 92 kPa are presented by Liu et al. (2009). The results show that there is no well-defined peak shear strength for the soil/geogrid interface. In general, a yield shear stress is reached at a small shear displacement (usually less than 20 mm). Figure 24 shows that the shear stress at any shear displacement value obtained from direct shear tests on soil/geogrid (GG) is consistently between the internal shear strength of soil and the shear stress obtained from direct shear tests on soil/geotextile (GT) interface.



Figure 24: Stress–strain behaviours of different soil/soil, soil/GT, and soil/GG interfaces under a normal loading of 92 kPa, (a) dense sand, (e) laterite (Liu et al. 2009).

The results of vertical deformation versus shear displacement are shown in Figure 25. At the initial stage, as the shear displacement is small, the geogrid reinforced soil undergoes a vertical contraction.

Following the contraction, the vertical deformation behaviour then depends on the soil type. The contraction would continue for soils of high compressibility, such as loose sand and laterite. However, for dense sand and for gravel, the test specimen exhibits dilatancy with the increase of shear displacement. For the soils of expansion behaviour, the geogrid results in a decrease of dilatancy of soil specimen.



Figure 25: Vertical displacement–shear displacement behaviours of different soil/soil, soil/GT, and soil/GG interfaces under a normal loading of 92 kPa, (a) dense sand, (e) laterite (Liu et al. 2009).

2.3.3 Peak shear strength of soils and soil/geotextile interfaces

Liu et al. (2009) showed the peak shear strength for soils and the soil/geotextile interface in Figure 26. The results show an apparent cohesion in these peak shear strengths, even for granular material (sands and gravels). Possible explanations are in the non-linear relationship of shear stress and in the machine friction under this stress level. The interface shear strength of soil against geotextile is significantly lower than the internal shear strength of corresponding soils.



Figure 26: Peak shear stresses for soils (solid symbols), and soil/geotextile interfaces (bold symbols) (Liu et al. 2009).

Figure 27 shows the interface shear strength coefficients of soil/geotextile interfaces. All the interface shear strength coefficients of soil/GT for different soils are less than 1. This is comparable to the findings of many researchers (Cazzuffi et al. 1993, Bakeer et al. 1998, Lee and Manjunath 2000) in that the friction of the interface between soil and geosynthetics is smaller than the friction of the soil. This means that the shear strength of soil and the geotextile interface is less than the shear strength of the soil, indicating that the soil/geotextile interface is the potential sliding surface when the direct shear mode is of concern.



Figure 27: Interface shear strength coefficients (α) for different soils against geogrid (soil/GG) and against geotiextile (soil/GT) (Liu et al. 2009).

Liu et al. (2009) showed the average α values for geotextile against dense Ottawa sand, loose Ottawa sand, and laterite are similar: they are about 0.75. It is noticeable that the α values for geotextile against coarse and fine gravels are much higher: about 0.9.

One possible explanation for this significant increase in the interface shear strength coefficient for gravel is attributed to the interlocking of gravels. Since there is no aperture large enough for direct contact between soils at the opposite sides of geotextile, the shear resistance obtained from a direct shear test represents the interface shear strength between soil and geosynthetic. However, the angular-shaped gravels at the opposite sides of the 0.96-mm thick geotextile might be able to interlock to some extent, though they could not penetrate through the geotextile. This interlocking effect is more significant under a higher stress level, as shown in Figure 27. It is suspected that the measured shear strength of gravel/geotextile interface is composed of the friction between gravel and geotextile surface and some interlocking resistance between gravel particles. Therefore, the interface shear strength coefficients for the gravel/geotextile interface are significantly larger than that for sand or laterite against geotextile.

2.3.4 Peak shear strength of the soil/geogrid interface

Figure 27 shows the comparison of interface shear strength coefficients of soil against geogrid (GG) and soil against geotextile (GT). It is observed that for each soil type and under different normal stress, the shear strength of soil/GG interface is always higher than that of soil/GT interface. These interface shear strength coefficients range from 0.90 to 1.04 (Liu et al. 2009).

Compared to geotextile, geogrid is effective in increasing the interface shear strength when it is placed in soil. Alfaro et al. (1995) and Tatlisoz et al. (1998) state that the direct shear resistance of the soil/geogrid interface is composed of the soil to geosynthetic shear resistance and the soil to soil shear resistance within geogrid openings. Liu et al. (2009) showed in Figure 26, the internal soil shear strength is higher than the interface shear strength of soil against geotextile, and therefore this increase in shear strength is mainly attributed to the interlocking of soil particles that penetrate through geogrid apertures. In general, the interface shear strength coefficient for the soil/geogrid interface is somewhat higher in lower stress levels.

Figure 28 shows the average α values of different soil/geogrid interfaces, where the average α value ranges from 0.89 to1.01 (Liu et al. 2009). It does not significantly vary with different soil/geogrid interfaces.



Figure 28: Average interface shear strength coefficient (α) for different interface of soil against the geogrid (Liu et al. 2009).

Table 1 lists the test results and the other large scale direct shear test results (Cancelli et al. 1992, Cazzuffi et al. 1993, Abu-Farsakh and Coronel 2006, Liu et al. 2009) of soil/geogrid interfaces. The α value for the interface of granular material (sand or gravel) against an HDPE, PP, or PET geogrid ranges from 0.90 to 1.12. This value does not vary much with polymer type. It is noted that the test results, especially for that of laterite/geogrid interfaces, might be affected by the variability in the material properties and in the initial state of compaction and water content.

Figure 28 shows that the interface shear strength coefficients (α) of sand/GG and laterite/GG are about 20–30% more than the α values of sand/GT and laterite/GT. However, for gravel/GG interface, it is about only 10% more than that of gravel/GT. It indicates that the interlocking of the soils in geogrid aperture is less significant for gravel particles. The explanation for this is that the particle size of gravel, especially of the coarse gravel, is too large to allow these particles interlock effectively in geogrid aperture. Therefore, the shear strength of gravel/GG interface, especially for the geogrid which has small apertures, is not much more than that of gravel/GT interface (Liu et al. 2009).

Soil type	a (polymer type)	References			
	1.04 (HDPE)				
	1.04–1.12 (PP)	Cancelli et al. (1992)			
	1.08 (HDPE)				
Sand	0.95–1.04 (HDPE)	Cazzuffi et al. (1993)			
	0.90-1.05 (PET)	Aby Earsolth and Caronal (2006)			
	0.94 (PP)	Abu-Farsakn and Coronel (2006)			
	0.93-1.01 (PET)	Liu et al. (2009)			
	1.08–1.12 (HDPE)	Cancelli et al. (1002)			
Graval	1.04–1.12 (PP)	Cancenn et al. (1992)			
Glavel	0.83–0.9 (HDPE)	Cazzuffi et al. (1993)			
	0.89-1.01 (PET)	Liu et al. (2009)			
	1.0–1.2 (HDPE)	Bergado et al. (1993)			
Clay	0.82-1.15 (PET)	Aby Foresth and Coronal (2006)			
	0.94–0.96 (PP)	Abu-1'ai sakii and Colollel (2000)			
	0.92-0.99 (PET)	Liu et al. (2009)			

 Table 1: Interface shear strength coefficients of soil/geogrid estimated by conducting large scale direct shear tests (Liu et al. 2009).



Figure 29: Effect of the geogrid properties on average interface shear strength coefficient (α) (Liu et al. 2009).

Figure 29 plots the average α value of soil/GG interface corresponding to the properties (nominal tensile strength, aperture length, and percent open area) of the six geogrid specimens (Liu et al. 2009). They are categorized according to the soil type. The best-fit line for each category is also plotted to show the general trend. The trend lines in Figure 29 (a) indicate that

the geogrid of higher longitudinal tensile strength has smaller interface shear strength when it is against sand, while it has the opposite behaviour when it is against gravel or laterite. The confidence for this finding is low, because the correlation between the longitudinal tensile strength and α value is small. The correlation coefficient (R) for these trends ranges between 0.29 and 0.68. A further study, by increasing the variations in longitudinal tensile strength, is necessary to better clarify the above-mentioned relationship. Figure 29 (b) and (c) show that the effects of transverse tensile strength and aperture length of geogrid on the soil/GG interface shear strength are positive and negative, respectively. This finding holds for all soils (sand, gravel, and laterite). Figure 29 (d) shows that the geogrid with a larger percent open area has lower interface shear strength when it is against most soils. The tendency is less significant for dense sand/geogrid interface. However, the trend line for this interface is not reliable, because its correlation coefficient (R) is only 0.07.

2.3.5 Typical boundary conditions in direct shear test devices

Different apparatus and boundary conditions can be found in the literature for the direct shear test apparatus. Figure 30 (a) to (d) present some of these conditions. The bottom halve of the box can be occupied by the same soil as the top, a different soil or a rigid block. Usually the main differences among test arrangements are related to the way the geosynthetic is fixed and to the procedure adopted to apply the normal stress to the soil sample top. This stress can be applied by a rigid and free top plate, a rigid top plate not allowed to rotate, a top plate fixed to the top halve of the cell or a flexible pressurised bag. In spite of some advantages (Jewell 1981), the use of a top plate fixed to the box top halve is limited to tests on dilative samples. Pressurised bags are more practical for large scale devices and guarantee an uniform normal stress distribution along the sample surface. One should expect that different boundary conditions are likely to produce some differences in test results.

Another aspect that must be considered is the influence of friction along the internal faces of direct shear boxes with the top half fixed, particularly for dilative materials, as shown in Figure 31 (a). Friction along the box frontal face restricts soil dilation, which increases the normal stress on the shear plane and consequently the shear strength measured. Assuming that friction along the box frontal wall is fully mobilised, a rather crude analysis of equilibrium of the top sample half yields to the following equation, which estimates the increase on the measured shear strength as a function of the friction angle (δ_{sw}) between soil and box internal face and of the soil friction angle (ϕ):

$$\frac{\Delta \tau}{\tau_o} = \frac{1}{1 - \tan \delta_{\rm sw} \tan \varphi} - 1$$

where: $\Delta \tau$ is the shear strength increase caused by side friction, τ_o is the shear strength of the soil for a perfectly smooth box internal sidewall, δ_{sw} is the friction angle between soil and box internalwall and ϕ is the soil friction angle.

The graph in Figure 31(b) shows predictions by previous equation, where it can be observed that significant increases on the measured soil shear strength can occur for shear boxes with fixed top half and rough internal walls, depending on the roughness of the box wall and on the soil friction angle. The influence of the box internal wall can be verified by the results of large scale direct shear tests on samples of dense Leighton Buzzard sand using an apparatus with the top half fixed (Figure 31 (c), Palmeira 1987a). The soil samples had a total volume of 1 m³ (1 m × 1m × 1 m). In one of the tests, the frontal face consisted of a steel plate with an anti-rust coating. In the other test, the wall had a smooth painted surface which was lubricated

with double layers of plastic films and oil. The results in Figure 31 (c) show the marked influence of the friction along the frontal face on the shear strength obtained, as suggested by the rather crude analysis presented in Figure 31 (b), as well as on the shape of the shear stress versus shear displacement curve.



Figure 30: Typical boundary conditions in direct shear test devices (Palmeira 2008).



Figure 31: Influence of side friction in direct shear tests on dilative soils. (a) Side friction mobilization. (b) Estimate of shear strength increase due to side friction. (c) Influence of side friction in a large scale direct shear test (Palmeira 2009).

2.3.6 Direct shear tests at the box mid-height

In direct shear tests with the reinforcement at box mid-height one has to take into account the type of reinforcement which is being tested for a proper analysis of the test results.

In the case of geotextiles, a rather uniform shear mechanism will develop, and some interlocking between soil particles and geotextile fibres may take place (Figure 32 (a)), depending on the particle dimensions and surface characteristics of the geotextile. In tests on geogrids one can have a test arrangement where a rigid base or soil is placed underneath the grid (Figure 32 (b)). In such cases, friction will be shared by the soil particles in between the transverse members and the solid surface of the geogrid. Jewell et al. (1984) have derived expressions to evaluate bond between soil and geogrid under such conditions. However, the shear stress distribution along the interface length will depend on how the geosynthetic specimen is fixed to the apparatus. Fox and Kim (2008) discussed and quantified the occurrence of progressive failure in direct shear tests on geomembrane-GCL interfaces. A series of large direct shear tests performed by these authors indicated that progressive shear failure occurred when the intended failure surface did not have the lowest shear strength of all possible sliding surfaces and when the geosynthetic specimens were clamped. Progressive failure reduced the measured peak shear strength and increased the shear displacement at peak. The development of progressive failure has also been observed in large scale direct shear tests (Palmeira 1987b, Palmeira and Milligan 1989b, Palmeira and Milligan 1989c) and in numerical analyses of ramp tests, as commented later in this chapter.



Figure 32: Soil/geosynthetic interaction in direct shear tests with the reinforcement at the box mid-height (Palmeira 2008).

Regarding direct shear tests on geotextile specimens at the box central plane, the results obtained may also be influenced by geotextile distortion. Figure 33 shows direct shear test results with the traditional arrangement of a nonwoven geotextile at the box mid-height (Tupa 1994). Tests were performed on the soil alone (a fine sand) and on the sand/geotextile interface. An additional test with the geotextile fixed to two rigid blocks was also carried out subjecting the geotextile to simple shear conditions. The results obtained show that the initial shear displacements of the soil/geotextile interface were those caused by the distortion of the geotextile. After some level of geotextile fibre stretching have occurred, relative movement between soil particles and geotextile took place. This behaviour is relevant to numerical analysis of reinforced soil structures, because numerical solutions require interface shear stiffness as one of the input parameters. Numerical analyses conducted by Hatami and Bathurst (2005) have shown that the soil/reinforcement interface stiffness can have a significant influence on the lateral displacements of a reinforced wall face. So, due care must

be taken when choosing the value of the soil nonwoven geotextile interface shear stiffness, as it may be dependent on the geotextile shear stiffness.

Under field conditions this influence is likely to depend on the construction characteristics and on the level of impregnation of the geotextile by soil particles, as schematically shown in Figure 34. If the geotextile is heavily impregnated, the mobility of the fibres will be restricted and distortion under simple shear conditions is likely to be small.



Figure 33: Influence of nonwoven geotextile distortion on the results of direct shear tests (Palmeira 2009).



Figure 34: Nonwoven geotextile impregnation by granular material during construction (Palmeira 2008).

2.3.7 Results of photo-elastic studies in the direct shear test

The interpretation of the results of direct shear tests on samples with the reinforcement intercepting the shear plane (region C in Figure 21) is quite complex. This can be verified by test results by Dyer (1985) using photo-elasticity, which showed the influence of the presence of the reinforcement on the state of stress in the soil sample, as presented in Figure 35 (a) to (c). In these experiments, crushed glass was used in substitution to soil and photo-elasticity techniques were employed. The normal stress was applied to the sample top by a rigid plate. The photograph in Figure 35 (a) was taken during an unreinforced test, whereas those in Figure 35 (b) and (c) were taken during tests on samples reinforced by vertical and inclined steel grids, respectively. Bright regions in the photographs are regions of high compressive stresses, whereas dark regions are regions of low stress levels. The pattern of light fringes obtained shows that the presence of the reinforcement changes significantly the state of stress

in the sample in a very complex way. In addition, it can also be noticed some interaction with the top and bottom rigid boundaries of the shear box in the reinforced tests, which may influence test results.



Figure 35: Results of photo-elastic studies in the direct shear test (Dyer 1985).

2.3.8 Influence of the rigid top boundary on direct shear test results

The influence of the top boundary on direct shear test results can be identified in tests on unreinforced and reinforced sand shown in Figure 36 (a) and (b). The shear box used in these tests had dimensions $250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$. Top boundary conditions tested were a rigid top platen, a top platen fixed to the box top halve and a pressurised rubber bag (Palmeira 1987b). In Figure 36 (a) the result for the unreinforced sand shows that some differences of peak shear strength can occur and that the tests with a more movable top boundary condition yields to a slightly less fragile behaviour of the sand after peak strength. The influence of the type of the top boundary is more noticeable in the test with a vertical steel grid reinforcement in the sample, as shown in Figure 36 (b). This is likely to be in part a result of the interaction between the reinforcement and the rigid boundaries, as indicated in the photo-elastic study (Figure 35 (b)), and of the different levels of constraint imposed to soil deformation, depending on the top boundary condition considered. Similar differences in peak interface shear strength results were obtained by Hsieh and Hsieh (2003) in direct shear tests on sand/geomembrane interfaces, with the geomembrane at the box middle plane and under different conditions of rigidity of the box top boundary.

2.3.9 Internal total stresses in a large scale direct shear test

Figure 37 (a) to (c) show results of large scale direct shear tests carried out on 1 cubic meter reinforced sand samples with and without inclined reinforcements (Palmeira and Milligan 1989b). Total pressure cells were positioned along the reinforcement plane (Figure 37 (a)), along the failure plane (Figure 37 (b)) and along the rigid base of the shear box (Figure 37 (c)). It can be noted the non-uniform stress distributions in these figures. Figure 37 (a) shows that the normal stress acting on the reinforcement depends on its type and stiffness, because that stress also depends on the shear load mobilised. Figure 37 (b) shows that the presence of the reinforcement causes a significant increase on normal stresses on the shear plane, which will yield to increased strength of the reinforced sample in comparison to the unreinforced one. Figure 37 (c) shows the non-linear nature of the normal stress distribution along the box rigid bottom boundary caused by the presence of the reinforcement, which can also be identified in the photo-elastic results presented in Figure 35.



Unreinforced. (b) Reinforced.

2.3.10 Maximum shear stress distribution in a shear test-FEM results

The marked effect of the presence of the reinforcement can also be visualised in the finite element results presented in Figure 38 (Sieira 2003). The soil in this analysis was modelled as an elastic perfectly plastic material. Interface elements between soil and reinforcement were considered as well as the Mohr-Coulomb failure condition for the soil.

Figure 38 shows regions of maximum shear stresses in the soil mass at failure for a test under a normal stress of 100 kPa. Both the finite element and the photo-elastic results shown in Figure 35 are consistent and enhance the complex nature of the state of stress in the reinforced soil mass in a test with the reinforcement inclined to the sample central plane. The complex nature of the results presented above indicates that direct shear tests with inclined reinforcement may provide qualitative data, but the extrapolation of its results to real reinforced structures is still rather limited.

2.3.11 Bearing resistance provided by transverse ribs

The examination of the test results shows that the shear resistance of soil/geogrid interface under direct shear mode composed of the following components: (i) shear resistance between soil and the surface of geogrids ribs, (ii) internal shear resistance of the soil in the openings of geogrid, and (iii) bearing resistance provided by transverse ribs. The bearing resistance is induced when a relative movement occurs between transverse ribs and soil particles in apertures during processing of direct shearing.

A simple model is proposed to estimate the bearing resistance contribution ratio. In general, the transverse ribs contribute about 0-10% resistance to the overall interface shear strength of the soil/geogrid interface. This ratio is larger when the geogrid is against sand or against laterite, while it is smaller when it is against gravel (Liu et al. 2009).



Figure 37: Internal total stresses in a large scale direct shear test (Palmeira and Milligan 1989b). (a) Normal stresses on the reinforcement. (b) Normal stresses on the sample central plane. (c) Normal stresses at the box bottom.



Figure 38: Shear stress distribution in a reinforced sample in a direct shear test–FEM results (Sieira 2003).

2.3.12 Summary on direct shear tests

Direct shear testing has been almost exclusively used to determine interfacial shear strength parameters. Tests are often conducted under high normal stresses and it is believed that test results at low normal stresses may not be accurate due to mechanical difficulties (Izgin and Wasti 1998). Other authors (Girard et al. 1990, Giroud et al. 1990, Gourc et al. 1996) also showed that the use of conventional direct shear apparatus for tests under low stress levels can result in misleading interface strength parameters (see 2.7.2.2).

A summary regarding direct shear tests should point out that:

- It is a good test for determining interface shear strength under high normal stresses.
- Boundary conditions may influence test results, particularly for small shear boxes.
- It is difficult to assess soil-geotextile interface shear stiffness, which is relevant for numerical simulations of reinforced soil structures such as walls and steep slopes.
- The interpretation of tests with inclined reinforcements is very difficult.
- The test results reveal that the set-up of a lower shearing box is important for direct shear tests of the soil/geogrid interface.
- The interface shear strength of soil/GT is smaller than soil shear strength. It indicates that geotextile placed within the soil usually acts as a weak interface in terms of direct sliding.
- The direct shear resistance of the soil/GG interface is higher than the soil/GT.
- The geogrid that has larger transverse tensile strength, smaller aperture length, or a smaller percent open area will have larger interface shear strength.

2.4 Pull-out test

In order to study the pull-out behaviour of geosynthetics embedded in soils several tests devices were developed by different researchers. A pull-out test apparatus is composed by a rigid pull-out box, a vertical load application system, a horizontal force application device, a clamping system, and associated instrumentation. Table 2 summarizes the principal characteristics of the existing devices. From Table 2 it is possible to notice important differences both in the box dimensions and in the methods used to minimise the effects of the boundary conditions on the test results. Other differences can be seen in terms of testing procedures.

Research centre/ references	Dimensions Long×Wide×High (mm)	Test apparatus characteristics	Soil specimen preparation	Type of test
Chang et al. (1977)	1300 ×910 ×510	Removable front plat	Mechanical compaction	Constant displacement rate
Voottipruex et al. (2000)	$1270 \times 762 \times 508$	Metal sleeves at the front wall; clamping system outside the box	Mechanical compaction	Constant displacement rate
Sugimoto et al. (2001)	680 × 300 × 625	Flexible and rigid front wall; lateral walls in acrylic material for X-ray analysis	Air pluviation	Constant displacement rate
Lopes and Ladeira (1996)	$1530 \times 1000 \times 800$	Metal sleeves at the front wall; clamping system outside the box; revetment of the internal walls with thick neoprene sheet	Mechanical compaction	Constant displacement rate
Fannin and Raju (1993) / Raju (1995)	1300 × 640 × 600	Aluminium front and rear walls; side walls glued with glass sheet; measurement of pressures on front wall; clamping system outside the box	Air pluviation	Constant displacement rate; cyclic tests at different amplitude and frequency (0.1_0.01 Hz)
Alfaro et al. (1995)	1600 × 600 × 500	Metal sleeves at the front wall; clamping system inside the box; lubricated rubbermembranes on internal walls	Tamping and mechanical compaction	Constant displacement rate
Farrag et al. (1993)	1520 ×900 ×760	Metal sleeves at the front wall; clamping system inside the box; specimen narrower than the box width	Mechanical compaction	Constant displacement rate; steps load
Ochiai et al. (1992)	$600 \times 400 \times 400$	Lubricated inside walls by means of greased rubber membranes	Air pluviation	Constant displacement rate; cyclic test
Palmeira and Milligan (1989a)	254 × 150 × 500/ 1000 × 1000 × 1000	Different roughness of front wall perspex side wall	Air pluviation	Constant displacement rate
Moraci et al. (2004) / Moraci and Recalcati (2006)	$1700 \times 600 \times 680$	Sleeves at the front wall; clamping system inside the box; lubricated inside walls by means of adhesive Teflon film	Tamping	Constant displacement rate
Koerner (1994)	$1900 \times 910 \times 1100$	Metal sleeves at the front wall; clamping system outside the box	Mechanical compaction	Constant displacement rate

Table 2: Summary of	pull-out test devices a	and testing charact	teristics (Moraci and	d Recalcati 2006).
	F		(

2.4.1 Influence of boundary conditions

Pull-out tests are relevant for the study of the anchorage strength of reinforcements (Figure 21), particularly in the case of geogrids. In this type of test one has also to consider the influence of boundary conditions, which is more relevant as the test is not standardised throughout the world. Besides, the interpretation of the results of tests on geogrids is not easy due to the complex geometry of such materials and influence of effects such as soil dilation and reinforcement load-strain-time characteristics, for instance. Some works in the literature have shown that the conditions of the frontal face of the box can have a marked effect on the test results (Palmeira 1987b, Palmeira and Milligan 1989a, Johnston and Romstad 1989, Farrag et al. 1993, Lopes and Ladeira 1996, Raju 1995, Moraci and Montanelli 2000 and Sugimoto et al. 2001, for instance). Figure 39 (a) to (d) show some typical boundary conditions of the pull-out box found in the literature. In the traditional test arrangement the soil is in contact with the rigid frontal face and it is important that friction along this interface be minimised (Figure 39 (a)). The reduction of friction along this interface is usually achieved by using layers of plastic films and oil or grease (Palmeira 1987b, Abramento 1993, for instance). Alternatives to minimise possible influences of the box frontal face are the use of sleeves, as shown in Figure 39 (b) (Farrag et al. 1993, Wilson-Fahmy et al. 1994, Perkins and Cuelho 1999, for instance) or arrangements where the reinforcement length which is effectively tested is distant from the front wall (Figure 39 (c), Palmeira 1987b). The latter is practical only for tests on geogrids when it is easy to remove some of the frontal transverse members of the grid. Another possibility is to have a flexible front face made of pressurised bags (Figure 39 (d)) or a movable frontal face (Sugimoto et al. 2001). Whittle et al. (1991) described a pull-out test device where a flexible boundary was used along the rear face of the soil sample.



Figure 39: Typical boundary conditions of pull-out tests (Palmeira 2009).

2.4.1.1 Influence of the pull-out box dimensions

To perform large scale pull-out tests to investigate the influence of boundary conditions is a hard working and time consuming task. Therefore, numerical methods can be used as tools to improve the understanding of some factors that may influence test results. One of the key questions is to what extent the size of the pull-out apparatus may affect the test results. Rather limited experimental data suggests that the size of the apparatus may have a significant effect on the results obtained (Dyer 1985, Palmeira and Milligan 1989a). This influence is also suggested by results from numerical analyses (Dias 2003). Figure 40 shows results of pull-out tests on a reinforcement buried in sand obtained using the finite element method. In the simulations the box height was varied. Soil was model as an elastic-plastic material and the reinforcement as a linear elastic material. The lengths of the box (2 m) and of the reinforcement (0.5 m) were kept constant. A rigid and lubricated box frontal face with 6° interface friction angle was assumed in the simulations as well as along the other interfaces of the apparatus. The box height was varied between 0.3 m and 1 m. It can be noted that the lowest box height yielded a stiffer pull-out response and a higher maximum pull-out load. Little influence of the box height was observed for heights higher than the reinforcement length. Similar conclusions were obtained by Farrag et al. (1993) and by Lopes and Ladeira (1996) in pull-out test experiments where the thickness of the soil was varied. As the reinforcement length tested in pull-out tests is typically smaller than 1 m, the numerical study described above and experimental results suggest that under these conditions the soil sample height should be higher than 0.6 m.



Figure 40: Influence of the pull-out box dimensions -numerical analyses (Dias 2003).

2.4.1.2 Influence of the presence of sleeves at the box frontal face

The finite element method can also be used to assess the influence of the presence of a sleeve at the box front wall in an example of a test with a reinforcement with a tensile stiffness (J) of 200 kN/m in a hypothetical box with the dimensions shown in Figure 41 (Dias 2003). In this case, the soil was also modelled as an elastic-plastic material and the reinforcement as a linear elastic material. Figure 41 shows the comparison between predictions of test results with no sleeve and a lubricated frontal wall and with sleeves 15 cm and 30 cm long. The results in this figure show that for the conditions analysed the presence of the sleeve yielded maximum pull-out loads higher than that observed in the case of a lubricated frontal face. The sizes of the sleeves used did not influence significantly the maximum pull-out load obtained.



Figure 41: Influence of the presence of a sleeve at the box frontal face – numerical analyses (Palmeira 2009). (a) Pull-out test with frontal sleeve. (b) Influence of the presence and length of the frontal sleeve.

In contrast, Farrag et al. (1993) found a maximum pull-out load in a pull-out test with a 20 cm long sleeve approximately 20% higher than that obtained in a test with a sleeve 30 cm long. Lopes and Ladeira (1996) found a maximum pull-out load in a test without sleeve (and a smooth, but apparently not lubricated frontal face) 10% higher than that obtained in a test with a 20 cm long sleeve. Thus, these contrasting results suggest that a more comprehensive study on how to minimise the influence of the front box wall on pull-out test results is required.

2.4.1.3 Test with the reinforcement away from the box frontal face

Another possible arrangement without the use of sleeve consists of placing the reinforcement away from the wall, as show in Figure 42 (Palmeira 1987b). Geogrids (particularly those with well defined square or rectangular apertures) can be tested cutting unnecessary transverse members and isolating the longitudinal members from the surrounding soil by pipes, for instance. In Figure 42 the result of the test on 1 cubic meter soil (dense Leighton Buzzard sand) sample with a steel grid away from the front wall (first transverse member 300 mm away from the box face) is compared to the traditional test arrangement with a lubricated frontal face. It can be observed that the difference between maximum pull-out loads is small, but the arrangement with the grid away from the wall presents higher and increasing pull-out loads for pull-out displacements above 7 mm. This is in part due to the fact that the first bearing member in this type of arrangement keeps on finding undisturbed soil ahead and the testing length of the grid remains the same, whereas in the traditional arrangement transverse members leave the soil sample and the length of the grid effectively tested decreases during the test.

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring



Figure 42: Results of tests with the reinforcement away from the box frontal face (Palmeira 1987b)

2.4.1.4 Pull-out box with a movable frontal face

Sugimoto et al. (2001) performed tests on polymeric grids buried in sand using a large pullout test apparatus with a movable frontal face, as shown in Figure 43.



Figure 43: Results of tests obtained in a pull-out box with a movable frontal face (Sugimoto et al. 2001).

This figure also presents comparisons between results of tensile strain distributions along the geogrid length for tests with movable and fixed frontal faces under 49 kPa normal stress and for a pull-out load of 15.4 kN/m. Different distributions of strains along the geogrid length can be seen, depending on the mobility of the frontal face considered.

2.4.1.5 Influence of the box top boundary rigidity

Numerical simulations also indicate that the rigidity of the top boundary influences pull-out test results, particularly for low height samples. Figure 44 shows numerical predictions of pull-out forces versus pull-out displacements in a conventional box arrangement and two box heights (0.3 m and 1 m) obtained by Dias (2003). The soil was modelled as an elastic-plastic material and the reinforcement as a linear elastic material. Interface elements were used at the soil/reinforcement interface. Rigid and flexible top boundaries were simulated. The results show that the higher the sample the less the influence of the top boundary rigidity on the test results. These numerical results and experimental ones (Palmeira and Milligan 1989a, Farrag et al. 1993, Lopes and Ladeira 1996) clearly suggest that large pull-out boxes should be preferred.



Figure 44: Influence of the box top boundary rigidity on the test results – numerical analyses (Dias 2003). (a) H = 0.3 m; (b) H = 1 m.

2.4.2 In situ and field pull-out tests

Field pull-out tests are alternatives for those in the laboratory (Bergado et al. 1992, Bakeer et al. 1998, Becker 2006, for instance). This type of test is usually difficult to perform, because of less controlled operational conditions in the field in comparison to those in the laboratory. Clamps for the reinforcement and reaction for the applied pull-out load have to be carefully designed. In tests in real reinforced structures one has also to consider the possible influence of the conditions of the wall frontal face (if any) on the test results. Tests with the reinforcement buried in embankments can be performed, as schematically shown in Figure 45 (a). However, due care should be taken in the interpretation of the results from these types of tests because of the usually low stress levels on the geosynthetic required for the test to be practical. Besides, different and some times unrealistic failure mechanisms may occur, depending on the thickness of soil above the geosynthetic layer, uniformity of fill material properties and boundary conditions, as shown in Figure 45 (b) and (c).



Figure 45: Pull-out tests in embankments (Palmeira 2008).

Full-scale field pull-out tests (Bakeer et al. 1998).were performed on a woven high-tensilestrength polyester geotextile to determine the actual shear strength characteristics of the interface between the geotextile and two different soil conditions (Figure 46). In the first case, the soils used underneath and above the geotextile were clayey with a high plasticity. Three different fill heights were considered in this case. In the second case, the soil underneath the geotextile was sand, and the same high plastic clay was used as the fill on the top of the geotextile. Only one fill height was considered in this case.

The geotextile in all tests experienced successive movement response during the early stages of loading, which diminished with distance away from the loaded side. This behaviour continued until a slippage load was reached at which a rigid body translation occurred across the geotextile. The normal stress versus the mobilized ultimate shear stress showed a linear relationship in the geotextile-clay tests. The frictional resistance of the geotextile in the geotextile-sand test was less than in the geotextile-clay test under the same normal stress (Bakeer et al. 1998).



Figure 46: Testing configuration and instrumentation (Bakeer et al. 1998).

2.4.3 Modelling of soil/geosynthetic interaction in pull-out tests

Analytical and numerical methods can be employed for the study of soil/reinforcement interaction (Palmeira 1984, Abramento 1993, Bergado and Chai 1994, Sobhi and Wu 1996, Madhav et al. 1998, Gurung and Iwao 1999, Gurung 2001, Perkins 2001, Palmeira 2004, for instance). Abramento (1993) discussed the use of the shear-lag model for the evaluation of interaction between soil and reinforcement and his study approached the use of planar and continuous reinforcing materials. The Finite Element Method can also be used as a tool for the back-analysis of the results of pull-out tests (Wilson-Fahmy et al. 1994, Yogarajah and Yeo 1994, Perkins 2001, Dias 2003). Figure 47 (a) to (c) show some comparisons between measurements and predictions by the finite elements method of pull-out tests on a geotextile and on a geogrid (Dias 2003). The tests modelled were carried out on 1 m^3 dense sand samples. The woven geotextile was made of polyester with a tensile stiffness of 4000 kN/m. The geogrid was made of high density polyethylene, with average tensile stiffness of 550 kN/m. The soil was modelled as an elastic-plastic material with Mohr-Coulomb failure criterion. The reinforcements were assumed as linear elastic materials. The geometry of the geogrid transverse members was considered in the grid modelling and its longitudinal members were modelled as equivalent planar elements (plane strain conditions). Figure 47 (a) and (b) show the results in terms of pull-out loads versus pull-out displacements and Figure 47 (c) shows the predicted and measured tensile strains distributions along the grid length. These results show that, in spite of some simplifying hypotheses usually assumed in this type of analysis (value of interface shear stiffness, for instance), it is possible to make predictions fit reasonably well the measurements, particularly for geotextiles. However, as is common in this type of analysis, this may not necessarily be achieved with the actual or expected values of some of the input parameters. In the case of geogrids, if the grid is assumed as an equivalent rough planar reinforcement, predictions may deviate from measurements, depending on the grid geometrical characteristics and soil type.



Figure 47: Predicted and observed pull-out test results (Palmeira 2009). (a) Load–displacement curves for a woven geotextile. (b) Load–displacement curves for an HDPE geogrid. (c) Tensile strain distribution along the geogrid length.

Besides, when relevant, the load-time-strain relationship for the inclusion may also affect the results, if this was only approximately accounted for, which may in part explain some deviations between results in Figure 47 (b).

Because the large pull-out box used in the tests described above had total pressure cells along its frontal face, it was also possible to compare predicted and observed normal stresses along that boundary. The rigid pull-out box internal frontal face was lubricated with double layers of plastic films and grease, yielding to an interface friction angle of 6°. Figure 48 shows results of predictions and measurements for a test on a HDPE geogrid in terms of the increments of normal stress ($\Delta \sigma_x$) along the box internal frontal face (y is the elevation along the box face and h is half of the box height) normalised by the average shear stress (τ_b) along the reinforcement length (Palmeira and Dias 2007). Again, a reasonable comparison between predicted and observed normalised normal stresses can be observed.



Figure 48: Predicted and observed normal stresses along the box frontal wall (Palmeira and Dias 2007).

2.4.4 Distribution of bearing forces among grid transverse members

Finite Element Method analyses usually assume a geogrid as a continuous equivalent rough planar reinforcement. However, the pull-out response of this type of reinforcement is fundamentally dependent on shape and geometrical characteristics of the grid, with particular reference to the transverse bearing members.

2.4.4.1 Influence of the grid bearing members

Figure 49 (a) and (b) show results of pull-out tests performed by Teixeira (2003) on a commercially available geogrid, made of polyester, with apertures 23 mm \times 23 mm, buried in dense granular material. Firstly, tests were performed on the geogrid with its original geometrical characteristics. Then, the transverse members were removed and only the longitudinal members were tested (Figure 49 (a)).



Figure 49: Influence of the grid bearing members on the pull-out response of a geogrid (Teixeira 2003).

It can be observed in Figure 49 (b) that the transverse members are responsible for a significant fraction of the maximum pull-out load of the geogrid, but friction along longitudinal members is equally important for that matter. Longitudinal members alone show a strain softening behaviour after peak, while the entire grid shows a rather constant maximum pull-out load with increasing pull-out displacements.

2.4.4.2) Bended grid transverse member at the end of a pull-out test

Other aspects that influence the grid response under pull-out are the shape and bending stiffness of the transverse members. Figure 50 shows a photograph of the bended shape of a grid transverse member at the end of a large scale pull-out test (Santos 2007). For transverse members with low bending stiffness a progressive mobilisation of bearing resistance will take place as the member bends under increasing pull-out loads. Brown et al. (2007) also discuss the importance of transverse members bending stiffness on the performance of geogrid reinforced ballast. This influence has still to be properly studied and quantified.



Figure 50: Bended grid transverse member at the end of a pull-out test (Santos 2007).

2.4.4.3) Bearing stresses on isolated grid transverse members

As shown above, interaction between soil and geogrid is quite complex. If the soil is assumed as a continuum, geogrid pull-out could be represented by the simultaneous pull-out of a series of plate like elements buried in the soil. The assumption of the soil particles fixed in between transverse members while the grid is being pulled is certainly unrealistic. Jewell et al. (1984) proposed upper and lower bound theoretical solutions for the bearing stress at the transverse member normalised by the vertical stress as a function of the soil friction angle. These upper and lower bound solutions are shown in Figure 51 and were derived from analyses of plates buried in a homogeneous continuum.

Moraci and Gioffrè (2006) found good agreement between predictions by theoretical solutions such as those proposed by Jewell et al. (1984) and results from large scale pull-out tests on grids with large spacing between transverse members and little scale effects.





However, the relative size of the soil particle with respect to the grid transverse member thickness will influence the bearing stress ratio. The data points in Figure 51 are experimental results from pull-out tests on isolated transverse members and the scatter observed is mainly due to effects of the relative sizes between transverse member and soil particles (Palmeira and Milligan 1989a). Thus, solutions based on continuum may not be directly extrapolated to a particulate medium where the grid transverse member and the soil particles have similar dimensions (note the logarithmic scale of the graph in Figure 51).

• Bearing stresses on grid with different cross sections

The influence of the relative sizes of soil particle and grid transverse member can be clearly visualised in Figure 52, where the normalised bearing stress is plotted against the transverse member thickness normalised by the average soil particle diameter. The results presented in this figure are those from tests on isolated transverse members with circular, square, hexagonal and rectangular cross-sections buried in dense sands or crushed glass. The result of a test on a member of a polymeric grid (hexagon like cross-section) is also shown in this figure. Figure 52 shows that bearing stress depends on the transverse member shape with square (or rectangular) members providing slightly higher bearing strengths. The results also show that the normalised bearing strength starts to be independent on the soil particle size only for ratios between member thickness and average particle diameter above 12.



- Sand A member of a metal grid round section
- Sand B member of a metal grid square section
- O Sand B member of a metal grid round section
- △ Sand C member of a metal grid round section (Palmeira 1987)
- Crushed glass-member of a HDPE geogrid (Milligan et al. 1990)
- \diamond Silty sand-member of a PET geogrid (Teixeira 2003 - σ_v = 25, 50 and 100 kPa)
- Sand B-member of a HDPE geogrid (Palmeira 2005)

Figure 52: Results of pull-out tests on isolated transverse members with different cross-sections (modified from Palmeira and Milligan 1989a).

2.4.4.4) Interference between grid members

Another particular aspect of the interaction between soil and geogrid is the possibility of interference between grid transverse members. The discrete interaction between grid transverse members and the surrounding soil is clearly visible in the results of photo elastic studies conducted by Dyer (1985), some of them reproduced in Figure 53 (a) and (b). These results show that the load sharing between transverse members of a steel grid is uniform only if the members are sufficiently apart from one another (Figure 53 (a)). As the distance between them is reduced (Figure 53 (b)) significant non uniformities in the distribution of bearing loads among transverse members can occur. This nonuniform load sharing is a result of interference between grid transverse members.

Figure 53 (a) and (b) showed grids with only two transverse members. For a longer grid the interaction with soil is more complex but the photo-elastic results still show that the load sharing between transverse members is not uniform, as depicted in Figure 54 (Dyer 1985). In this figure the contour of the dark region behind each transverse member has been highlighted by a continuous line. These dark regions are regions of low stress levels caused by the movement of the transverse members and it can be seen that they vary in size along the grid length. The movement of a rigid grid in the soil leaves loose soil regions at the rear of each transverse member. Ahead of the member the soil is subjected to a passive state of stress whereas behind it an active state of stress is reached, creating the loose soil regions. This state of stress is represented by the dark regions in the photo-elastic results shown in Figure 54. The size of this region and its proximity to the next member will influence the pull-out load sharing among transverse members. Besides, pull-out tests on isolated bearing members in dense sands with large ratios between member thickness and sand particle diameter have shown that the extension of the soil mass ahead of the member affected by the failure mechanism can be as much as 6 times the transverse member thickness (Palmeira and Milligan 1989a). In situations where the soil particles and the transverse members have similar dimensions, contact force chains can cause loading spreading over a large region and be quite long (Figure 53 (a) and McDowell et al. 2006), yielding to much more complex interference conditions.









Figure 54: Photo-elastic results of pull-out test on a longer grid (Dyer 1985).

• Degree of interference

For a grid with large apertures (small solid fraction per unit area), the larger the spacing between transverse members the less the influence of interference between them. Under these

conditions, interference can be quantified by the Degree of Interference (Palmeira 1987b, Palmeira and Milligan 1989a), which compares the actual pull-out strength of a geogrid with the maximum pull-out strength if there was no interference between transverse members, or as if the spacing between these members was very large (negligible skin friction between soil and grid). Figure 55 shows the definition of the Degree of Interference (DI) and results of degree of interference against the ratio between transverse members buried in dense sand. The results suggest that negligible or no interference between transverse members will occur only for S/B ratios above 40. In this case, each member of the grid would behave as it was isolated. The figure also shows predictions of DI values for round and square transverse members by the Finite Element Method (Dias 2003).



Figure 55: Degree of interference versus the ratio between transverse member spacing and member thickness (Palmeira 2009).

It is interesting to note that the same trend of reduction of DI with the increase of S/B is predicted by the Finite Element Method. It should be pointed out that the results presented in Figure 55 were obtained for stiff grids.

For extensible grids the evaluation of the degree of interference is even more complex due to the non uniform distribution of tensile strains along the grid length. Milligan et al. (1990) found more noticeable non uniform distributions of bearing loads in a polymer grid in a photo-elastic study similar to that carried out by Dyer (1985). This non-uniformity was certainly enhanced by the lower tensile stiffness of the polymer grid and the higher stress level used in the tests in comparison with the high tensile stiffness of metal grids. Nevertheless, nowadays increasingly stiffer polymeric grids are being produced and the results of Figure 55 may be extrapolated to some extent to these materials.

2.4.5 Grid apparent friction coefficient

A consequence of the influence of grid geometrical characteristics, interference between transverse members and the assumption of the grid as a planar continuous element is that the

apparent soil/geogrid friction coefficient (μ) becomes dependent on the length of the geogrid, which complicates the estimate of soil/geogrid bond for design purposes.

```
\mu = T/\left(2 \ L \ \sigma_v\right)
```

Where:

T: pull-out resistance per unite width

L: reinforcement length in the anchorage zone

 σ_v : vertical tsress

The results by Moraci and Gioffrè (2006) presented in Figure 56 show the variation of the apparent friction coefficient of a geogrid as a function of the grid length and of the normal stress. It can be seen that the shorter reinforcement was the one presenting the largest apparent friction coefficient. It is also shown that the lower the stress level the higher the friction coefficient, in part due to a higher dilative response of the dense sand under low stresses. These results suggest that in a real reinforced soil wall, for instance, different apparent friction coefficient values should be considered in shallow and deep anchorage lengths.



Figure 56: Grid apparent friction coefficient versus normal stress (modified from Moraci and Gioffrè 2006).

2.4.6 Discrete approach for geogrid modeling

It would be interesting to evaluate the non uniform distribution of bearing loads among grid transverse members. However, the results presented so far have shown that the particulate nature of the interaction between granular soils and typical grids makes modelling of soil/grid interaction very complex. An additional difficulty is that skin friction between soil and grid may be a significant part of the bond strength between these materials and the variety of shapes and geometrical characteristics of available grids adds to the complexity of the problem. The use of finite element analysis may provide a good overall understanding of the response of a geogrid if the grid is substituted by an equivalent rough sheet, but limitations in the simulations do exist, like the value of interface shear strength and stiffness to be used in the analyses, for instance. Finite element analyses have shown that soil-inclusion shear stiffness varies with the stress level (Perkins 2001, Dias 2003). The use of the discrete element method (Cundall and Strack 1979, McDowell et al. 2006) is certainly very promising, but simulations are very time-consuming and modelling of realistic problems requires more powerful computers than those currently available. To assess the distribution of loads among

grid transverse members a simple alternative approach would be to model the geogrid as a discrete material consisting of a succession of bearing elements (Palmeira 1984).



Figure 57: Discrete approach for geogrid modelling (Palmeira 2004).

The model shown in Figure 57 can be used for the investigation of load distribution along grid transverse members and, in particular, for the back-analyses of results of pull-out tests on geogrids (Palmeira 2004). The model takes into account a friction law for the interaction between soil and longitudinal grid members. It also considers the bearing force-member displacement relationship and, when relevant, the load-strain-time relationship for the geogrid can be accounted for. Based on these assumptions, equilibrium equations can be derived and an iterative procedure used to obtain the pull-out response of the grid and the load distribution among grid transverse members (Palmeira 2004). By trial and error different bearing load-displacement relations can be used to assess non uniform load distribution among transverse members of geogrids. In such trials the result obtained from a pull-out test on an isolated member (Figure 57) can be used as reference. In the actual grid the load-displacement curve obtained for the isolated member would be valid only for the first transverse member, even so if it was distant enough from the pull-out box front wall or sleeve.

The load-displacement curves for the other grid members can be established based on arbitrary reduction functions applied to the curve obtained for the isolated member (Palmeira 2004), depending on the transverse member considered. The choice of the function is arbitrary and the best choice will be the one for which the predictions by the model fit the best the load-displacement curve and the tensile strain distribution along the grid length observed in the pull-out test on the actual grid.

2.4.6.1 Back-analysis of the results of pull-out tests on geogrids

The model described above is useful for the back-analysis of the results of pull-out tests on geogrids, particularly those with simpler geometries. However, it is certainly not practical for the prediction of geogrid pull-out responses in general, because the evaluation of the load-

displacement relationship for isolated transverse members is not straightforward. Besides, some mechanism of interference between transverse members has to be assumed, unless the effects of interference can be neglected.

The model in Figure 57 and the results of some large scale pull-out tests carried out in the apparatus shown in Figure 58 (Palmeira 1987b) can be used in the back-analysis of the non uniform distribution of loads in grid transverse members. The testing equipment consisted of a large pull-out box capable of accommodating 1 cubic meter soil samples. A pressurized bag provided the normal stress at the top of the sample. The internal frontal face of the box was lubricated with double layers of plastic films and oil. The frontal face had total pressure cells to measure normal stresses transmitted to this boundary during the tests and dense and uniform Leighton Buzzard sand was used in the experiments. Woven geotextiles, metal and polymeric grids were tested. During the tests, tensile strains were measured along the length of polymeric grids.



Figure 58: Large scale pull-out test apparatus (Palmeira 1987b).

Figure 59 (a) and (b) summarise some of the results obtained in terms of pull-out loads versus pull-out displacements. Figure 59 (a) shows results of tests on rigid metal grids (code MG) with round transverse members in a square or rectangular pattern and on a polymeric grid.



Figure 59: Some results of large scale pull-out tests on metallic and polymeric grids (Palmeira 2004).

The response of the metal grids was much stiffer than that of the polymeric grid, but significant strain softening behaviour was observed for the metal grid which performed the best in comparison to the response of the polymeric grid, although both presented similar values of maximum pull-out loads. Figure 59 (b) shows results obtained in tests with the polymeric grid under different normal stresses, where it can be seen that the higher the normal stress the more extensible the response of the geogrid.

2.4.6.2 Input data for the simulation using the discrete approach

The input data for the theoretical model described before is shown Figure 60 (a) to (c). The dimensions and geometrical characteristics of the polymeric grid tested, made of high density polyethylene, are shown in Figure 60 (a). Figure 60 (b) presents the result of a pull-out test on an individual isolated transverse member of the polymeric geogrid. The member has an approximately trapezoidal cross-section shape. The load-strain-time relationship for the geogrid is presented in Figure 60 (c), where the results from tensile tests under different strain rates are shown (McGown 1982).



2.4.6.3 Predicted and observed pull-out test results using the discrete approach

Based on those input parameters, Figure 61 (a) to (c) present comparisons between the results of a large pull-out test on a polymer grid under 25 kPa normal stress and a test speed of 0.5 mm/min and the best fit prediction based on an arbitrarily distribution of forces on each transverse member (Palmeira 2004).





Figure 61: Predicted and observed pull-out test results using the discrete approach (Palmeira 2004).

Figure 61 (a) shows a reasonable agreement between predicted and observed geogrid pull-out force versus pull-out displacement curves. A good agreement is also observed for the tensile strain distribution along the grid length at maximum pull-out force, as shown in Figure 61 (b). Figure 61 (c) presents the distribution of loads among the transverse members for the best fit hypothesis and a non uniform load distribution can be noticed. This non uniform load distribution is caused by interference between transverse members and by different mobilisations of tensile strains along the grid length.

2.4.6.4 Non uniform distributions of bearing loads among geogrid transverse members

If the same exercise is repeated for tests under higher stress levels, results such as the ones presented in Figure 62 (a) and (b) are obtained at maximum pull-out force.





The non uniformity of the bearing force distribution increases and the maximum bearing forces may not necessarily act on the first transverse member but on subsequent members. These results show the level of complexity of the mechanism of interaction between soil and geogrid in a pull-out test box and are consistent with the results from photo-elastic studies.

2.4.7 Long-term and short-term pull-out behaviour

An experimental investigation is carried out involving short-term and long-term 1,000-h sustained pull-out testing in sand of five commercially available geogrids (Table 3). All geogrids are evaluated in dense sand using an anchorage length of 0.9 m. All geogrids performed well for the duration of the creep phase of the tests. The failure modes involve sheet pull-out, geogrid tension failure, and junction failures. The results are presented in terms of load-displacement curves. Additionally, an efficiency factor defined as the short-time ultimate strength is determined for all geogrids (Wilson-Fahmy et al. 1995).

The trend of results indicates that the pull-out strength after 1,000-h sustained loading is approximately equal to the short-term ultimate pull-out strength. However, one of the tested geogrids showed sliding of the transverse ribs over the longitudinal ribs, which resulted in exposing the individual fibers of the longitudinal ribs especially at low normal stresses.

		NORMAL STRESS = 28 kPa					NORMAL STRESS = 69 kPa						
	Wide	Ultimate Strength			Displacement			Ultimate Strength		Displac		ement	
Geogrid (1)	width strength (kN/m) (2)	Short (kN/m) (3)	Sustained (kN/m) (4)	Efficiency (%) (5)	Beginning of creep (mm) (6)	End of creep (mm) (7)	Mode of failure (8)	Short (kN/m) (9)	Sustained (kN/m) (10)	Efficiency (%) (11)	Beginning of creep (mm) (12)	End of creep (mm) (13)	Mode of failure (14)
А В С ^ь	108 55 38 38	59.5 38.7 29.7 29.7	57.7 35.0 28.4 31.0	97.0 90.4 95.6 105.0	4.0 12.0 16.0 4.5	10.3 17.6 29.0 19.7	$P \\ T + J \\ T + J \\ T + J$	99.6 2.7 28.2	97.8 47.2 26.6	98.2 110.5 94.3	9.0 7.3 10.0	24.0 12.1 17.7	T T" T + J
D E	181 78	49.7 44.5	48.0 42.1	96.6 94.6	3.0 10.0	5.2 18.0	P P	96.8 70.7	103.6 74.6	107.0 105.5	7.1 22.0	11.6 29.0	Р Т

Table 3: Results of short-term and sustained pull-out tests (Wilson-Fahmy et al. 1995).

Note: P = failure by pullout; T = failure by longitudinal rib tension; and J = some junction failures."Slight junction failures.

*Slight junction failures. *Two tests were performed under 28 kPa.

Further research work is still needed in order to substantiate these findings for longer periods of time. Furthermore, the fact that only one type of soil was used in the tests emphasizes the need for investigating the pull-out behaviour of geogrids in other soil types under both short-time and long-term conditions.

2.4.8 Monotonic and cyclic pull-out behaviour

Raju and Fannin (1998) have compared the mobilized pull-out resistance of rough and smooth polymer sheets with that of three geogrids (Table 4) at several values of confining stress, in monotonic and cyclic loading, and found the behaviour to depend on the type of grid.

Geogrids G2 and G3 exhibit a higher pull-out resistance than geogrid G1 in both modes of testing, yet grid G1 yields a pull-out resistance in cyclic tests higher than or equal to that in the corresponding monotonic test (confirming the observation of Yasuda et al. 1992).

The following observations are made:

1) Geogrid G1, like the textured geomembrane sheet, exhibits an increasing pull-out resistance with displacement, to a maximum value at large displacement, in both the displacement- and load controlled tests. In contrast, geogrids G2 and G3, and the smooth geomembrane, mobilize a peak value of pull-out that decreases with increasing displacement.

				Apertures (mm)		Thickness (mm)		
Test specimen	Product name	Polymer ^a	Open area (%)	Machine direction	Cross machine direction	Rib	Junction	Ultimate wide-width tensile strength (kN/m) ^b
G1	Tensar UX-1500	HDPE	60	145	17	1.3	4.3	86
G2	Miragrid 15T	PET	60	23	22	1.6	1.6	124
G3	Stratagrid 700	PET	46	58	20	1.9	2.1	146

Table 4: Properties of	the geogrids	(Raju and	Fannin 1998).
-------------------------------	--------------	-----------	-------------	----

^a HDPE, high-density polyethylene; PET, polyethylene terepthalate.

^b From American Society for Testing and Materials standard D4595-86 (ASTM 1987).

2) The variation of strain along the embedded length of the specimen is comparable, at the same displacement of the clamped end, in both monotonic and cyclic loading for the grid and smooth sheet specimens. It is no uniform, and increases with displacement prior to the onset of pull-out failure.

3) The pull-out resistance in cyclic loading of a textured geomembrane is very similar to that in monotonic loading.

2.4.9 Coefficients of the interaction soil/geosynthetic for low vertical stress

Pull-out tests are necessary in order to study the interaction behaviour between soil and geosynthetics in the anchorage zone; hence these properties have direct implications to the design of reinforced soil structures. In order to analyse the internal stability of reinforced earth structures, it is necessary to evaluate the pull-out resistance of reinforcement, mobilized in the anchorage zone.

The pull-out resistance in a pull-out test can be described by the following equations (Moraci and Recalcati 2006):

$$P_{R} = 2 L \sigma'_{v} f_{b} \tan \phi'$$
$$P_{R} = 2 L \sigma'_{v} \mu_{S/GSY}$$
$$P_{R} = 2 L \sigma'_{v} \alpha F^{*}$$

So: $f_b \tan \phi' = \mu_{S/GSY} = \alpha F^*$

where P_R is the pull-out resistance (per unit width); L the reinforcement length in the anchorage zone; σ'_v the effective vertical stress; ϕ' the soil shear strength angle; f_b the soil/geosynthetic pull-out interaction coefficient; $\mu_{S/GSY}$ the soil/geosynthetic interface apparent coefficient of friction; F* the pull-out resistance factor; α the scale effect correction factor account for a non-linear stress reduction over the embedded length of highly extensible reinforcements (FHWA 2001).

About **f**_b:

The soil/geosynthetic pull-out interaction coefficient f_b may be determined by means of theoretical expressions (Jewell et al. 1985), whose limits have been investigated by different researchers (Ghionna et al. 2001, Moraci and Montanelli 2000, Palmeira and Milligan 1989a, Wilson-Fahmy and Koerner 1993), or by back-calculation from pull-out test results. In this case previous experimental studies (Ghionna et al. 2001, Moraci and Montanelli 2000, Palmeira and Milligan 1989a) have shown that the values of f_b are largely influenced by the choice of the value of the soil shear strength angle.

About a:

According to FHWA 2001 the scale effect correction factor can be obtained from pull-out tests on reinforcements with different lengths or derived using analytical or numerical load transfer models which have been "calibrated" through numerical test simulations. In the absence of test data, $\alpha = 0.8$ for geogrids and 0.6 for geotextiles.

About $\mu_{S/GSY}$:

In absence of a clear indication regarding the choice of the soil shear strength angle to be used for the determination of f_b (or of the development of new theoretical expressions that include the evaluation of all the parameters that influence the mobilisation of the interaction mechanisms), and to avoid the use of sophisticated numerical analyses, the problem of the determination of the pull-out resistance may be overcome by the use of the soil/geosynthetic interface apparent coefficient of friction determined by means of large-scale pull-out tests, using the following expression:

 $\mu_{S/GSY} = P_R / (2 L \sigma'_v)$

It is important to note that the determination of $\mu_{S/GSY}$ using above equation can be performed without any assumption about the values of the soil shear strength angle mobilized at the interface, since all the parameters of the above equation can be easily determined from the pull-out tests (Moraci and Recalcati 2006).

In this part, we focus on the two coefficients: $\mu_{S/GSY}$ and f_b . These coefficients depend on the vertical stress and have been calculated using the above formulas assuming that the friction occurs on both sides of the sheet. Theoretically these interaction coefficients are less than 1. The experimental results show for low vertical stresses, these values are higher than 1 (Forsman and Stunga 1994, Oostveen et al. 1994, Goodhue et al. 2001, Moraci et al. 2002, Moraci et al. 2004, Moraci and Recalcati 2006, Santos and Vilar 2008 and Lajevardi et al. 2010) and decrease with increase of the vertical stress (Moraci and Recalcati 2006, Abu-Farsakh and Coronel 2006, Lajevardi et al. 2010).

Moraci and Recalcati (2006) (Figure 63) and Oostveen et al. (1994) showed under low vertical stress, the length of the reinforcement has an influence very important on the interaction coefficients. The increase in length induces a decrease of the values of these coefficients. With a constant vertical stress, the coefficient of the interaction does not have a linear relationship to the length of the reinforcement mobilized (Moraci et al. 2002, Moraci et al. 2004, Moraci and Recalcati 2006, Oostveen et al. 1994).

Forsman and Stunga (1994) showed the relationship between the peak shear resistance and the vertical stress seemed to become unlinear when the vertical stress increased (Figure 64).

Under low vertical stress and for this value higher than 1, there are four reasons:

1) Phenomenon of dilatancy in the dense soil (Moraci et al. 2002, Moraci et al. 2004, Moraci and Recalcati 2006)

2) Distance between the reinforcement and the edge of the pull-out box (edge effect) in the pull-out test which still occurs dilatancy (Moraci and Recalcati 2006)

3) Tensile strength becomes constant because the reinforcement is fully moved, therefore the shear strength is fully mobilized on the full length of the reinforcement (Goodhue et al. 2001).4) Length of the renforcement (Moraci and Recalcati 2006).

These results indicate that in a real reinforced soil wall, for example, the different values of apparent friction coefficient must be considered for anchorage lengths that are in the deep or in the shallow.



Figure 63: Peak interface apparent friction coefficient vs. σ'_v for different reinforcement lengths (Moraci and Recalcati 2006).



Figure 64: Determination of the soil/reinforcement interface friction angle from pull-out test results; Grid G (L = 0.31 m, 0.63 m and 0.95 m) and medium dense crushed rock (Forsman and Stunga 1994).

• Synthetic polyester straps

Lo (1998) has performed the pull-out test on synthetic polyester straps with a large-scale box. The polyester straps have a width of 85-90 mm, and maximum resistance to traction is 20 and 30 KN (respectively classified grade 20 and grade 30). He used three different types of soil called "PR", "SW" and "M". Soil PR is a well-graded, sandy gravel with less than 5% fines and it is considered a good quality material. Soil SW is a well-graded, gravelly sand but average quality. Soil M is a well-graded sand with some gravels and average quality. The normal stresses applied were in the range of 15 to 100 kPa.

The different tests to deduce two main results:

- All three fill soils displayed a similar variation of the friction factor with the applied pressure (Figure 65). The friction factor, f, decreased with an increase in the applied pressure.



Figure 65: Friction factor versus overburden stress: (a) Soil PR; (b) Soil SW; (c) Soil M (Lo 1998).

The results showed that at a low overburden stress, $f > tan\phi$, where ϕ is the peak friction angle of the soil. These results confirm those reported by Juran and Christopher (1989) and
Tatsuoka et al. (1986a and 1986b) that indicated that the φ value at a normal stress of 15 kPa is unlikely to exceed 50°. Lo 1998 represents the increase in the friction factor at low overburden stress can be represented by $\Delta f = f_{15} - f_{100}$, where f_{15} and f_{100} are the f values at an overburden stress of 15 and 100 kPa, respectively. He shows that soil PR was the most dilatant material of the three and had the highest value of Δf in excess of 1.6 while soil SW had the lowest dilatancy, which was consistent with its low Δf value of approximately 0.65.

- As evident from Figure 65 (a) and (b), a single curve can be used to fit the test data covering both Grade 20 and 30 straps. This implies that the difference in the f value between Grade 20 and 30 straps is slight. However, the higher extensibility of Grade 20 straps would lead to a higher progressive failure (less instantaneous).

• Conclusion

The interaction coefficients between soil and reinforcement depend on:

- 1) Vertical stress,
- 2) Length of the reinforcement,
- 3) Soil type,
- 4) Type of geosynthetic, geotextile and geogrid,
- 5) Stiffness of geosynthetic.

2.4.10 Summary on pull-out tests

At this stage, a summary of the conclusions on pull-out tests should point out that:

- The pull-out test is useful for determining anchorage strength of geogrids under low and strong stress.
- Boundary conditions may influence test results.
- Regarding minimising the influence of the wall frontal face, a sleeve or a lubricated internal face can be used, but numerical and experimental results suggest some differences on pull-out responses and maximum pull-out loads depending on the solution adopted. Some authors have reported close values of maximum pull-out loads in tests with well lubricated box frontal face, sleeve or with the reinforcement away from the frontal face. However, the use of a sleeve seems to provide higher confidence on the less influence of the box frontal wall on the test results. The appropriate length of the sleeve is likely to be dependent on the roughness (which should be reduced anyway) of the box wall, height of the sample and length and type of reinforcement. The results available suggest that for the typical dimensions of large scale pull-out devices the sleeve length should not be less than 30 cm.
- Large scale tests should be preferred, particularly because increasing the scale of the test reduces the detrimental effects of the boundaries. Experimental and numerical results suggest that for typical reinforcement lengths (< 1m) in pull-out tests the height of the soil sample should not be smaller than 0.6 m.
- The lack of practical and accurate general prediction methods and the variety of types and geometrical characteristics of geogrids available enhance the importance of conducting high quality pull-out tests to evaluate bond between soils and geogrids.
- Numerical models (finite element, finite difference and discrete element methods, for instance) can be useful tools for the understanding of the pull-out behaviour of geogrids.

2.5 In-soil tensile test

2.5.1 Influence of boundary conditions

The in-soil tensile test is relevant for geotextiles, particularly nonwovens. The influence of confinement on the mechanical behaviour of mechanically bonded nonwoven geotextiles has long been acknowledged thanks to the pioneer work by McGown et al. (1982). Figure 66 shows schematically the test device and some results obtained by McGown et al. (1982) in tests on nonwoven geotextiles. Since then, several researchers have also investigated the load-strain behaviour of geotextiles under confinement (Leshchinsky and Field 1987, Siel et al. 1987, Wu and Arabian 1988, Kokkalis and Papacharisis 1989, Ling et al. 1992, Tupa 1994, Boyle et al. 1996, Palmeira 1996, Palmeira et al. 1996, Helwany and Shih 1998, Mendes 2006, Mendes et al. 2007). Confinement increases interlocking and friction among geotextile fibres, yielding to a stiffer response of the geotextile. If in significant amounts, the soil particles that intrude the fibre matrix restrain fibre stretching, also contributing to the increase of geotextile tensile stiffness. In some of the testing apparatus reported in the literature, the geotextile ends are stiffened by impregnation with epoxy resin. So, only the central part of the specimen suffers significant deformation. It is important to point out that in this type of test arrangement friction between geotextile and confining soil also takes place and this influences the magnitude of tensile load and tensile stiffness measured.



Figure 66: Effects of confinement on geotextile stiffness (McGown et al. 1982).

Figure 67 shows results of in-soil tensile tests in terms of secant tensile stiffness versus tensile strain for tests with different soil types and a nonwoven needle-punched geotextile using a test arrangement similar to that shown in Figure 66 (Palmeira et al. 1996).



Figure 67: Influence of confinement on the load-strain behaviour of a nonwoven geotextile (Palmeira et al. 1996).

Soils varied from silts to coarse sand. The result for a test with a lubricated rubber membrane confining the geotextile is also presented and this test provided a lower bound for the test results. In the test with the membrane there is only confinement of the geotextile and no impregnation by soil particles. Besides, the lubrication of the membrane reduces friction with the geotextile, so the influence of friction on the test results is minimised.

In-soil tensile tests with different boundary conditions can be found in the literature. Different boundaries or test conditions will produce different test results. Palmeira et al. (1996) and Araujo and Palmeira (2008) carried out numerical analysis (FEM) and observed that soil arching is likely to occur in test arrangements such as that shown in Figure 66 due to the presence of the stiffer ends of the geotextile specimen and to the compressible central region of the geotextile layer that is effectively stretched. Figure 68 shows the distributions of normal stresses on the geotextile specimen for an in-soil tensile test on a nonwoven geotextile confined by dense sand (Araujo and Palmeira 2008). A very non-uniform stress distribution can be observed and the non-uniformity intensity will depend on the compressibility of the geotextile central part and of the stiffened ends of the specimen. This effect is also likely to influence test results to an unknown extent. The values of tensile stiffness obtained under low strain levels (say, less than 1%) in in-soil tensile tests are also likely to be somehow inaccurate because of the influence of non-uniform movements of clamps at the beginning of the test and due to accommodation or closure of small gaps between components of the apparatus.



Figure 68: Non-uniform normal stress distributions on the geotextile specimen due to soil arching (Araujo and Palmeira 2008).

An improved version of the apparatus with respect to arching effects is presented in Figure 69 (a) (Boyle et al. 1996, Palmeira 1996), where the entire geotextile length is stretched. In this case, the side walls also work as clamps. In this arrangement, both soil arching and friction between soil and geotextile are avoided. Figure 69 (b) shows that the secant tensile stiffness obtained for this arrangement is still significantly higher than that obtained with the geotextile in isolation, but smaller than the value obtained when friction between soil and geotextile specimen is allowed (Mendes et al. 2007). Figure 69 (c) (Araujo and Palmeira 2008) shows that the tensile load variation along the geotextile specimen length (tensile strain of 1.1%, dense sand confining the geotextile and 150 kPa normal stress) for this type of test arrangement is quite constant, in contrast to what is observed in the traditional apparatus with

the geotextile ends stiffened, where the tensile load in the geotextile varies due to friction between soil and geotextile.



Figure 69: Results of in-soil tensile tests with and without friction between soil and geotextile (Mendes et al. 2007 and Araujo and Palmeira 2008). (a) Frictionless in-soil tensile test. (b) Comparison between test arrangements. (c) Variation of tensile load along the geotextile specimen length (Araujo and Palmeira 2008).

2.5.2 In-soil tensile tests to assess the influence of geotextile impregnation by soil particles and geotextile damage

The presence of soil particles inside the geotextile can increase its stiffness (Tupa 1994), as the presence of these particles further reduces the space available for fibre stretching, as schematically shown in Figure 70 (Mendes et al. 2007). This figure also shows results of tensile tests under confinement on a needle-punched polyester nonwoven geotextile (400 g/m²) for different levels of impregnation of the geotextile by soil particles and a confining stress of 100 kPa. Impregnation of the geotextile was achieved by spreading the soil on the

geotextile surface and by vibrating the specimen to help particle intrusion. The level of impregnation (λ) was quantified as the ratio between the mass of soil particles per unit area and the mass of geotextile fibres per unit area. In these tests, confinement of the geotextile was provided by wooden plates with the face in contact with the geotextile specimen lubricated by layers of plastic films and grease. Figure 70 shows that the higher the mass of soil inside the geotextile the higher its tensile stiffness. However, a stiffer response of the geotextile due to impregnation will depend on the feasibility of soil particles intrusion in the fibre matrix and on the amount of geotextile void space occupied by these particles. Mendes et al. (2007) have observed that the shape of the intruded soil particles also influenced the tensile stiffness increase, with round soil particles being less effective than angular ones for that matter.



Figure 70: Influence of the impregnation of a nonwoven geotextile by soil particles on its tensile stiffness (Mendes et al. 2007).

The in-soil tensile test can also be useful to evaluate the influence of mechanical damages on the tensile properties of geotextiles. Figure 71 (a) shows photographs of a horizontal cut and a "Y" shaped cut in geotextile specimens at the beginning of an in-air wide strip tensile test and for a tensile strain of 30%. It can be seen that the original horizontal cut evolves to an oval shape and the "Y" shaped cut evolves to a heart like shape. Figure 71 (b) shows results of insoil tensile tests on needle-punched nonwoven geotextile specimens (200 g/m²) with horizontal cuts of varying lengths. The soil used to confine the geotextile specimen was a uniform coarse sand and the confining stress used was equal to 100 kPa. Figure 71 (b) shows that the results obtained for geotextile specimens with horizontal cuts with varying lengths are not much different from the result obtained for the intact and virgin geotextile specimen for tensile strains above 1%. Thus, confinement can reduce the detrimental effects of damages on the behaviour of nonwoven geotextiles, which may be relevant for applications of such materials as reinforcement, separators and, to some extent, filters.

2.5.3 Summary on in-soil tensile tests

Regarding in-soil tensile tests, in summary:

- The test is indicated for nonwoven geotextiles and can be useful for the investigation of the effects of damages on their mechanical behaviour.
- The boundaries can also affect the results and to isolate the effect of friction between soil and geotextile (lower bound test result) the original test arrangement proposed by McGown et al. (1982) with lubricated rubber membranes confining the geotextile or

the arrangement where both soil and geotextile can deform laterally should be preferred.



Figure 71: Influence of confinement on the tensile stiffness of mechanically damaged nonwoven geotextiles (Mendes et al. 2007). (a) In-air wide strip tests on mechanically damaged geotextiles. (b) Influence of confinement.

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring

2.6 Ramp test (inclined plane)

2.6.1 Influence of sample sizes and boundary conditions

Ramp tests, or inclined plane tests, are relevant to the study of the stability of cover systems of waste disposal areas or for erosion control in slopes. In slopes of waste disposal areas, besides the cover soil, more than one type of geosynthetic can be present, such as geomembranes, geonets and geotextiles, to fulfil different roles, as shown in Figure 72. If the cover soil stability is not properly addressed, failure can occur. The repair of such events is time consuming and expensive because usually a large fraction of the lining system must be repaired or substituted.



Figure 72: Geosynthetic layers in slopes of waste disposal areas (Dwyer et al. 2002).

The ramp test can be a useful tool to study and quantify the interaction between soils and geosynthetics in problems such as those shown in Figure 72, being one of its advantages the possibility of simulating the actual low stress levels on the interfaces caused by the relatively thin cover soil layer. The use of conventional direct shear apparatus for tests under low stress levels can result in misleading interface strength parameters (Girard et al. 1990, Giroud et al. 1990, Gourc et al. 1996).

2.6.1.1 Equilibrium conditions in the ramp test

The ramp test basically consists of increasing the inclination of the ramp until a soil block slides on the geosynthetic layer fixed to the ramp surface, as shown in Figure 73. Similar test arrangements can be employed for tests on interfaces between different geosynthetics, such as geotextiles and geomembranes, for instance (Palmeira et al. 2002).



Figure 73: Ramp test (Palmeira 2008).

Variations between equipment and testing conditions can be found in the literature (Girard et al. 1990, Giroud et al. 1990, Koutsourais et al. 1991, Girard et al. 1994, Gourc et al. 1996, Izgin and Wasti 1998, Lalarakotoson et al. 1999, Lopes et al. 2001, Palmeira et al. 2002, Palmeira and Viana 2003). Briançon et al. (2002) describe a ramp test apparatus capable of

performing tests under submerged conditions. The results obtained with such apparatus were validated by the authors in comparisons with results from large field experiments.

If one examines the mechanics of the test (Figure 74), assuming limit equilibrium conditions and a trapezoidal distribution of normal stresses along the soil/geosynthetic interface, the following equations for maximum and minimum normal stresses can be derived (Palmeira et al. 2002).

$$\sigma_{max}$$
 / σ = 4 – 6x/ L and σ_{min} / σ = 6x/ L – 2

with

x / L= cos[
$$\alpha$$
 + tan⁻¹ (h/L)] [1+ (h/L)²]^{1/2} / 2cos α and σ = Wcos α / L

where σ_{max} and σ_{min} are the maximum and minimum normal stresses on the interface at the edges of the soil block (Figure 74), σ is the average normal stress on the interface, x is the distance between the lower soil block edge and the point of application of the normal force on the interface, α is the inclination of the ramp to the horizontal, h is the soil block height, L is the soil block length and W is the weight of the soil block.

These equations suggest that the level of non uniformity of the distribution of normal stress along the soil/geosynthetic interface is a function of the dimensions of the soil block. The lower the ratio between soil sample height (h) and length (L), the more uniform is the distribution of normal stresses on the interface. This favours the use of long boxes with thin soil layers for testing.

The approach presented above can be considered a simple approximation to the actual stress conditions in the ramp test. To check the assumption of trapezoidal normal stress distribution along the interface, numerical analyses of ramp tests were performed using the computer code Plaxis (Brinkgreve and Vermeer 1998). The soil properties relevant to this analysis were: soil unit weight equal to 17 kN/m^3 , Young modulus of 20 MPa, Poisson ratio equal to 0.3 and friction angle equal to 35° . Mohr-Coulomb failure criterion was used for the soil and the interfaces. Three lengths (0.5 m, 2 m and 10 m) of the soil block and different ramp inclinations were investigated.



Figure 74: Equilibrium conditions in the ramp test (Palmeira et al. 2002).

The variations of normal stresses on the interface with its normalised length obtained by the numerical analysis, for a ramp inclination of 25° , are presented in Figure 75 (Palmeira et al. 2002). The difference between maximum and minimum normal stress values increases considerably as the length of the block is reduced. For the 0.5 m long box the maximum normal stress was as much as 5 times the minimum normal stress. Non uniform normal stress

distribution on the interface associated with the low stress level is a complicating factor for the analysis that should be avoided or minimised. The predictions of maximum and minimum normal stresses by equations above are also presented in Figure 75, which shows that the approach of a trapezoidal normal stress distribution on the interface was reasonably accurate for the conditions analysed.



Figure 75: Numerical and analytical simulations of the ramp test (Palmeira et al. 2002).

Figure 75 also shows the effect of using a box with inclined sides, as suggested by Gourc et al. (1996), so as to these sides to coincide to the vertical direction at a ramp inclination of 25° , for the 0.5 m long box. The results obtained by the numerical analyses show that a uniform stress distribution is obtained with this type of box, as expected, in contrast with the results obtained when the traditional box shape is used. These results indicate that for shorter boxes the configuration with inclined sides should be employed, although sample preparation may be a bit more complicate in this box. The results of the analytical and numerical analyses provide useful information for the design of this type of equipment.

2.6.1.2 Progressive mobilizations of tensile forces and interface strength in a ramp test

The numerical analysis also allows the investigation of the evolution of force mobilisation in a geosynthetic layer and interface shear strength as the ramp inclination increases. Figure 76 (a) and (b) show results from the numerical simulation of a ramp test (2 m long and 0.23 m high soil sample) on a sand/geotextile interface (Palmeira et al. 2002). For this analysis, the geotextile tensile stiffness was assumed equal to 70 kN/m and the interface friction angle between soil and geotextile was assumed equal to 31° . The geotextile had its top extremity anchored to the ramp. The friction angle between the geotextile and the ramp face was equal to 26° . The sand layer had a Young modulus equal to 20 MPa, Poisson ratio of 0.3, friction angle of 35° and density equal to 17 kN/m^3 . Mohr-Coulomb failure criterion was used for the soil and values of shear stiffness for the soil geotextile and geotextile/ramp interfaces were assumed equal to 3000 kN/m^3 and 25000 kN/m^3 , respectively.

Figure 76 (a) shows a progressive mobilisation of tensile force on the geosynthetic as the ramp inclination increases. The entire geosynthetic length is tensioned only for ramp inclinations very close to the failure value (31°) .



Figure 76: Progressive mobilisations of tensile forces and interface strength in a ramp test (Palmeira et al. 2002). (a) Tensile force distribution along the geotextile length. (b) Mobilised interface strength along the geotextile length.

Mobilised interface friction angles versus normalised interface length are presented in Figure 76 (b) and the progressive nature of the failure mechanism can also be clearly identified. A similar type of mechanism is likely to occur under field conditions, particularly for long slopes.

2.6.2 Ramp tests to assess the behaviour of reinforced cover soils

Regarding field conditions, a possible solution to reduce tensile forces in a geomembrane in a slope of a waste disposal area is the use of reinforcement in the cover soil, as schematically shown in Figure 77 (a). A large ramp test can be employed to investigate the potential benefit of such solution (Palmeira and Viana 2003). From the practical point of view, the easiest arrangement is to install the reinforcement directly on the geomembrane. However, this is not the most efficient position for the reinforcement. Figure 77 (b) shows the test arrangement for a ramp test apparatus with 2m long boxes. The geomembrane below the soil and the geogrid buried in the soil are anchored to a rigid frame and load cells allow for the measurement of mobilised tensile loads during the test. The elevation of the geogrid can be varied to investigate its influence on the box displacements and on geosynthetics loads.



Figure 77: Reinforcement of cover soils of waste disposal areas (Palmeira and Viana 2003). (a) Cover soil reinforcement. (b) Large ramp test apparatus.

Figure 78 shows results of large scale ramp tests for the following cases: a cover soil on a geomembrane, cover soil reinforced by a geogrid installed at its mid-height and also a situation with the reinforced cover soil on a geomembrane protected by a geotextile (Palmeira and Viana 2003). The use of a geotextile on the geomembrane is a common measure to minimise damages to the geomembrane that might jeopardize its performance as a barrier. The geogrid was made of polyester with apertures 20 mm \times 20 mm, thickness of 1.1 mm and a tensile stiffness of 200 kN/m. The geotextile, when present, was a nonwoven, needlepunched, geotextile made of polypropylene and with a mass 25 per unit area equal to 200 g/m^2 . The geomembrane had a smooth surface and was made of high density polyethylene. The soil was a uniform coarse sand. Figure 78 shows the variation of box displacement versus ramp inclination. The presence of the geogrid reinforcement increased markedly the ramp inclination at failure from 26 degrees to 34 degrees. The arrangement with the geogrid and the geotextile increased the ramp inclination at failure a bit further and provided a less deformable system, with significant box displacements starting to occur only for ramp inclinations above 28 degrees. Thus, the presence of the reinforcement layer in the cover soil can allow higher slope inclinations or, for the same inclination of an unreinforced system, the presence of the reinforcement can provide additional safety against cover soil sliding on the geomembrane.

Figure 79 presents the variation of ramp inclination at failure (α) for reinforced and unreinforced cover soils as a function of the position of the geogrid reinforcement (Palmeira and Viana 2003). The most efficient position for the reinforcement is at one third of the cover soil height, as might be expected from the analysis of stresses in the soil. The combination of geogrid in the soil and geotextile on the geomembrane provided the greatest beneficial effect to the system stability.

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring



Figure 78: Effect of the presence of reinforcement on cover soil stability (Palmeira and Viana 2003).



Figure 79: Influence of the reinforcement elevation on the ramp inclination at failure (Palmeira and Viana 2003).

The ramp test results also suggest that the tensile force mobilised in the geomembrane can be significantly reduced because of the presence of the reinforcement. Figure 80 shows the reduction on the force in the geomembrane due to the presence of the reinforcement in the cover soil at different values of normalised elevation. In all cases the ramp inclination was equal to the value at failure for the unreinforced case ($\alpha = 25.6^{\circ}$ in Figure 80). The combination of geogrid and geotextile yielded the greatest reduction of tensile force in the geomembrane. The elevation of the geogrid also affected markedly that force, with the geogrid directly on the geomembrane being the least effective arrangement. However, it should not be ignored that the efficiency of the arrangement of the geogrid on the

geomembrane also depends on the friction angle between both materials. Less friction between the geomembrane and the geogrid will certainly lead to a better performance of that arrangement.



Figure 80: Reduction of mobilised geomembrane tensile forces against geogrid elevation (Palmeira 2009).

The results presented above show the potential of the use of the ramp test to investigate the behaviour of reinforced cover soils in waste disposal areas.

2.6.3 Summary on ramp tests

A summary of the conclusions on the ramp test is presented below:

- Ramp tests are appropriate for tests under low stress levels, which are typical in cover soils of slopes of waste disposal areas or in protection works against slope erosion.
- They are also useful for testing interface strength of multiple layers of geosynthetics or reinforced cover soils.
- They are easy to perform and long boxes or boxes with inclined lateral faces should be preferred.
- Long boxes with one of the geosynthetics ends anchored simulate more accurately the progressive failure nature of the interfaces in the region close to the slope crest.

Nevertheless, depending on the dimensions of the test, it should be still considered as a rather rough model of the expected behaviour under field conditions.

2.7 Comparison between different tests

2.7.1 Comparison between inclined plane tests and pull-out tests

Costa-Lopes et al. (2002) studied evaluation of soil/geosynthetic interface resistance using inclined plane shear tests and pull-out tests. From both tests the main conclusions that can be stated are:

1) Geosynthetics' structure and soil particle size have an important influence on soil/geosynthetic interface behaviour.

2) Wider soil particle size distributions, with larger average soil particle size, induce an increase of the strength and of the friction angle, for pull-out and inclined plane shear tests, respectively, but a decrease in the interface coefficient.

3) Comparing the values obtained for the two types of test (for Geogrid), the interface coefficient is higher for pull-out tests.

4) In the pull-out tests, cutting the geogrid bearing members leads to a significant decrease of the interface coefficient.

5) The difference observed between the experimental results and the theoretical values, suggests an adoption of a scale factor, lower than the proposed by Jewell (1996) for inextensible grids.

6) The experimental results for the soil/geogrid interface resistance, due to the passive strength mobilized on the geogrid bearing members, are in the range of the theoretical values.

2.7.2 Comparison between inclined plane tests and shear box tests results

2.7.2.1 Study of Gourc et al. (2004)

Both the shear box (SB) and the inclined plane (IP) tests are presented on Figure 81 and Figure 82 respectively. Shear box device is initially based on a large direct shear equipment. In addition the present box has been adapted to fit the need of a uniform distribution of the normal stress σ' , thanks to a hydraulic bag set under the compression plate. Inclined plane device is specially designed for tests on soil/geosynthetic or geosynthetic/geosynthetic interfaces. This is the adaptation of the two devices to this configuration which is presented on Figure 81 and Figure 82 (Gourc et al. 2004).



Figure 81: Shear Box Device (SB). Adaptation to Geosynthetic / Geosynthetic interfaces (Gourc et al. 2004).

Lalarakotoson et al. (1999) demonstrated that the shear box (SB) test results are globally consistent with the inclined plane (IP) tests, as well as the modification of shear behaviour with the normal stress is taken into account. The results for IP and SB tests for interface

between a reinforcement geotextile; GT and a geospacer; GS (threshold angle of friction (φ_{gg}) values) are presented (Reyes-Ramirez et al. 2002, Reyes-Ramirez and Gourc 2003): The SB tests submitted to three normal stresses ($\sigma' = 25$, 50 and 75 kPa) gave for φ_{gg} a value of 16.8° while for the IP test with $\sigma'_0 = 5.7$ kPa, yields at $\beta_s = \varphi_{gg} = 18.4^\circ$.



Figure 82: Inclined Plane device (IP): adaptation to geosynthetic / geosynthetic interfaces (Gourc et al. 2004).

This drop in the angle of friction with σ' increasing is often considered as similar to the phenomenon well known for granular soil, but, it could be also ascribed partially to an overestimation of φ_{gg} due to a standard interpretation of the Inclined Plane results.

The following must nonetheless be highlighted:

Kinematic tests are considerably different in the direct shear box and the inclined plane tests. No strain softening has been observed within the shear box tests; however, residual friction cannot be measured under any circumstances with the inclined plane given that non-stabilized sliding arises at constant τ/σ' values (it would be necessary, to demonstrate strain softening, to reduce inclination β once instability is first detected).



Figure 83: Different patterns of the friction behaviour in SB and IP tests (Gourc et al. 2004)

• Using the inclined plane, the threshold angle stipulated by European Standards is typically obtained for the soil/geosynthetic test with a relative displacement $\delta = 50$ mm, which remains extremely high, at least for geosynthetic/geosynthetic interfaces. Furthermore, behavioural information available on the phase preceding non-stabilized

sliding, which may be quite distinct from one geosynthetic to the next, is not taken into account. Behaviour during this phase could serve to distinguish between various interfaces all displaying the same φ_{gg} value (Figure 83). This observation instigates a comparison of the behaviour during the phase of small displacements prior to the threshold sliding phase characterized by angle φ_{gg} .

The effective normal stress σ' decreases throughout the inclined plane test, and the parameter $\tau/\sigma' = \tan \beta$ was selected to allow comparison with the shear box test. Displacement δ and stress ratio τ/σ' relationships for shear box and inclined plane tests have been shown in Figure 84 for the same GT-GS interface. The results presented are for normal stresses $\sigma' = 25$, 50 and 75 kPa for the direct shear box, while σ' varies in the inclined plane test ($\sigma' = 5.4$ kPa for $\beta_s = 18.4^{\circ}$ at $\delta = 50$ mm). The displacement corresponding to maximum friction (δ_s) appears considerably smaller within the inclined plane test, with this observation not necessarily due to the lower normal stress. The shear box test set-up does not enable testing under very low normal stress conditions ($\sigma' = 5.4$ kPa).

Knowing the displacement (δ_s) is essential when seeking to incorporate an accurate interface friction relationship for an elaborate computation of geosynthetic liner system deformation on slope, e.g. using the finite element method.



Figure 84: Attempt to compare (IP) and (SB) test on the same diagram: GT/GS interface (Reyes-Ramirez and Gourc 2003).

2.7.2.2 Study of Izgin and Wasti (1998)

Geomembrane/sand interface shear strength parameters were measured using inclined board and standard size direct shear box tests. Ottawa sand with well-rounded particles and a crushed stone with very angular particles but of very similar size range and gradation along with smooth and rough HDPE geomembranes were used in the experiments. Inclined board tests were conducted under a normal stress range of about 5 - 50 kPa on variable size interface areas (60 mm × 60 mm :for comparison with the direct shear box test of the same size, 200 mm × 200 mm and 300 mm × 300 mm). In direct shear tests (60 mm × 60 mm) the applied normal stresses were 14 - 200 kPa (Izgin and Wasti 1998).

The interface shear strength parameters ' δ ' and 'a' obtained by fitting a straight line through the plots of interface shear strength τ versus the applied normal stress σ used in the direct shear tests (Figure 85 (b): for exemple: $\delta = 15^{\circ}$ and a = 5.5 kPa), and δ values calculated at each normal stress assuming adhesion to be zero (Figure 85 (b): for exemple: $\delta = 28^{\circ}$), are presented in Table 5. The results from the inclined board tests with the same size interface are also given in Table 5 for comparison.



Figure 85: Interface shear strength parameters δ and α of direct shear box tests (Giroud et al. 1990, Izgin and Wasti 1998).

It is seen that the direct shear tests yield about $5 - 10^{\circ}$ higher δ values as well as higher adhesions. These differences are a few degrees less if the results of the inclined board tests with larger interface areas are used as a basis. A higher degree of improvement in interface friction as a result of increased surface roughness in the case of sand with round particles as opposed to angular particles is seen in the direct shear test results as well.

The interface friction angle values from the shear box tests decrease as the normal stresses increase, suggesting a curved shape for the τ vs σ relationship. Plots of δ vs σ (not given) show that the drop in δ is more significant up to 50 kPa and the difference in δ determined from direct shear box and inclined board tests is quite large for lower normal stresses. The examination of the relationships between change in specimen thickness and shear displacement in the shear box tests indicates some tendency for dilation of the sand at the interface under low normal stresses. But dilation does not seem to fully account for the observed behaviour since the direct shear test results were still higher in cases where dilation is not detected. It is believed that intrinsic drawbacks of direct shear box testing as described in Shibuya et al. (1997) and different mode of deformation in the inclined board tests contribute to the disagreement between the δ values obtained from these two types of testing.

• Conclusion

The following conclusions can be drawn regarding the HDPE geomembrane/sand interface shear strength:

1) The interface shear strength vs. normal stress relationships from inclined board tests can be represented by a straight line relationship through the origin. The direct shear box tests, on the other hand, produce envelopes with adhesion intercept, as well as higher interface friction angles. Since the mechanism of sliding in the inclined board tests appears to be more realistic, direct shear box tests probably give unconservative assessment of interface shear strength. When lower normal stresses are used with the standard small size direct shear box to match those applied in the inclined board tests, the discrepancy is found to increase.

Table 5: Direct shear box and Inclined board test results: both 60 mm×60 mm interface area (Izgin and Wasti 1998).

Interface			Inter	face friction an	gle $(\delta)^a$ and adhe	sion (a) ^a			Difference
			Direct shear bo	X		T	nclined Board		(∇§°)
Ottawa sand/ S-GM (A)	$\sigma = 14 \text{ kPa}$ 31°(2) ^b	$\delta = 22^{\circ}$ $\sigma = 25 \text{ kPa}$ 26.6°	σ = 50 kPa 24.2°	a = 2.76 kPa $\sigma = 100 \text{ kPa}$ 23.7	$\sigma = 200 \text{ kPa}$ 23°	$\delta = 16.5^{\circ}$ $\sigma \sim 14 \text{ kPa}$ 17°	σ ~25 kPa 17°	a ~0 kPa σ ~50 kPa 17°	5.5°
Ottawa sand/ R-GM (C)	σ = 14 kPa 44.5°	δ = 32° σ = 25 kPa 36.9°	σ = 50 kPa 33°	a = 5.0 kPa $\sigma = 100 \text{ kPa}$ 31.5	σ = 200 kPa 30.2	δ = 24°° σ ~ 14 kPa 26°	σ ~25 kPa 24°	<i>a</i> = 0.5 kPa σ ~50 kPa 24°	Š
Ottawa stone/ S-GM (A)	σ = 14 kPa 42.1°	$\delta = 31^{\circ}$ $\sigma = 25 \text{ kPa}$ 38.7°	σ = 50 kPa 35.4°	<i>a</i> = 4.25 kPa <i>σ</i> = 100 kPa 34°	$\sigma = 200 \text{ kPa}$ 33.3°	$\delta = 23.5^\circ$ $\sigma \sim 14 \text{ kPa}$ 25°	σ ~25 kPa 25°	a = 0.5 kPa σ ~50 kPa 23°	7.5°
Ottawa stone/ R-GM(C)	$\sigma = 14 \mathrm{kPa}$	$\delta = 37^{\circ}$ $\sigma = 25 \text{ kPa}$ 43.8°	σ = 50 kPa 40.7°	a = 2.89 kPa σ = 100 kPa 39.4°	σ = 200 kPa 38.7°	$\delta = 27.5^{\circ}$ $\sigma \sim 14 \text{kPa}$ 38.2°	σ ~ 25 kPa 30°	a = 0.5 kPa σ ~50 kPa 29°	9.5° 28°
^a From straight-line ^b values at indicate	envelopes. d normal stresses	s assuming adh	esion is zero.						

values at indicated normal stresses assuming adhesion is zero.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

2) Interface friction of sand with rounded particles is more sensitive to the degree of roughness of the geomembrane and even to the difference in the brands of the same general type of geomembrane when compared to sand with angular grains.

2.7.3 Comparison between pull-out tests and shear box tests results

The study of the interaction soil/geosynthetic was largely done by the laboratory shear tests and pull-out tests (Delmas et al. 1979, Lopes and Silvano 2010). The shear tests were reported in the literature to determine the frictional characteristics of a geosynthetic placed in the shear plane, or to analyze the effect of a geosynthetic intersecting this plane. The pull-out tests cited in the literature as to determine the friction characteristics of a geosynthetic. In the pull-out test or normal stresses or tangential stresses are uniform over the sheet (Delmas et al. 1979). Stress concentration effect occurs at the head of it, which led to its gradual mobilization during pull-out. The maximum tensile stress is also obtained when the entire geosynthetic is moving relative to the ground, which may require significant displacement at the head.

Various calculation methods have been developed for estimating the value of the soil/geotextile friction angle (ϕ_g). The problem of choosing the type of test used to determine the friction angle of soil/geotextile is posed and differences exist between researchers.

Some recommend the use of the pull-out tests (Holtz 1977, Mitchell and Schlosser 1979), while other advocate the use of the shear test (Giroud 1979, Bell and Hicks 1980, Bonaparte et al. 1987). The pull-out test is closer to reality and is more difficult to interpret. The shear test is simple to perform, requires less complex equipment and the results are generally conservative (Gouria-Malki 1998).

Figure 86 shows the comparison between the pull-out test and the direct shear test for sand and geotextile. The shear test sand/geotextile (woven Terram RF/12) provides a constant apparent friction angle equal to the angle of internal friction of the sand ($\delta = \phi = 35^{\circ}$), while the pull-out test gives an angle very variable with normal stress (Ingold and Templeman 1979).



Normal stress

Figure 86: Comparison between the pull-out test and the direct shear test for sand et geotextile (Ingold and Templeman 1979).

The results of comparative studies seem to give the following trends:

1) Figure 87 shows for low normal stress, friction angle obtained by the pull-out test is higher than the angle obtained by shear tests is itself higher than the angle of the internal of the soil (Lajevardi et al. 2010, Chenggang 2004) and for high normal stress, angle of internal friction

of the soil is higher than the friction soil/reinforcment and the pull-out test provides the lowest angle (Gouria-Malki 1998, Chenggang 2004, Lopes and Silvano 2010).



Normal stress

Figure 87: Comparison between the results of pull-out test and the direct shear test (Gouria-Malki 1998, Chenggang 2004, Lopes and Silvano 2010, Lajevardi et al. 2010).

2) The angle of friction sand/geotextile (woven and nonwoven) reaches larger or smaller values than the angle of internal friction of the sand according to the intensity of the normal stress, the type of failure of the composite material and the rigidity of the geotextile. The angle of friction of the soil/reinforcement interface, decreases with increasing of the normal stress and with reduction of the rigidity of the geotextile (Gouria-Malki 1998).

3) In the estimation of the soil/geotextile friction, the principal point for optimal design, a difficulty is to find a representative friction angle. This friction is usually taken equal to 65 - 70% of the friction angle of the soil. However, the majority of geotextiles in the presence of granular soil provide effective friction angles ranging from 80 to 100% and sometimes higher than the soil that this depends on the type of material and the method of determination (Martin et al. 1984, Eigenbroad and Locker 1987).

4) The angles of friction obtained by the pull-out tests are different from those found by shear tests. The results in both cases, and particularly the pull-out test can be influenced in a meaningful way by boundary (edge) effects and extensibility on the stress distribution along the reinforcement (Gouria-Malki 1998). However, the pull-out and shear tests lead to the same observations regarding soil/geotextile friction: friction angle depends mainly on the nature of the soil, the normal stress (Delmas et al. 1979, Degoutte and Mathieu 1986) and the geometrical and mechanical characteristics of the geotextiles (woven, non-woven and the length of sheet). Fine soil compared to the geotextile mesh (or) a high normal stress lead to good friction characteristics, while in other cases the soil/geotextile interface can have characteristics lower than the soil. According to the other, the loss may be of the order of 20 to 50% (Gouria-Malki 1998)

5) Lopes and Silvano 2010 conducted two types (pull-out and shear) of tests on a geotextile under a constant normal stress of 50 kPa to find the friction angle soil/geotextile. The results of shear tests are higher than the pull-out tests. He showed that this difference is the influence of geotextile strain contribution (which has a full surface contact with the soil) on the soil/geotextile interaction that is not considered in the shear tests. He also showed that when the geotextile has a full plane contact area with the soil, the characteristics of the soil/geotextile interface in pull-out cannot be obtained based on results of direct shear tests.

2.8 Conclusion

This chapter presented and discussed typical experimental and numerical methods for the study of soil/geosynthetic interaction. Emphasis was given to direct shear tests, pull-out tests, in-soil tensile tests and ramp tests. The main conclusions obtained are summarised below.

- Direct shear tests are simple tests to perform, but boundary conditions may influence the results of tests on reinforced soil samples, particularly for small shear boxes. The soil/geosynthetic interface shear stiffness, which is relevant for numerical analysis is difficult to evaluate, unless more sophisticated equipment and testing techniques are employed. The interpretation of tests with the reinforcement crossing the shear plane is difficult and extrapolations of results or conclusions obtained under such testing conditions to real structures should be done with caution.
- Pull-out tests results can be highly sensitive to boundary conditions. Lubrication of the wall internal frontal face or the use of a frontal sleeve is a practical measure that minimises the influence of the box frontal face on the test results. The use of sleeve should be preferred as it may provide higher confidence on a significant reduction of the box frontal face influence, but theoretical and experimental data available suggests that further investigation is required to a better understanding on the influence of the box frontal wall on pull-out test results. Preferably, sleeve and lubrication of the box frontal face should be used. For the usual dimensions of soil samples in large pull-out boxes, the sleeve length should not be smaller than 0.3 m. Because other boundaries of the pull-out apparatus and soil sample dimensions may also influence test results, pullout tests should be performed using large apparatus with sample heights higher than 0.6 m (soil thickness above and below the reinforcement higher than 0.3 m) for the usual reinforcement lengths tested (typically less than 1 m long). Higher samples may be required if longer reinforcement layers are tested. Accurate methods to predict the pull-out strength and response of geogrids for use in practice are yet to be developed, which enhances the importance of the pull-out test.
- In-soil tensile tests are useful for the study of the mechanical behaviour of geotextiles under confinement, particularly that of nonwovens. Factors such as impregnation of the geotextile by soil particles can increase even further the in-soil tensile stiffness of these materials, but this particular mechanism is still difficult to anticipate or predict under field conditions. In-soil tensile tests with the confinement of the geotextile imposed by lubricated rubber membranes can provide lower bound values of nonwoven geotextile tensile stiffness.
- Ramp tests are easy to perform and useful for the study of the stability of lining systems. They can also be employed to assess the effectiveness of cover soil reinforcement and the influence of water flow on the cover system stability conditions, for instance. Large testing equipment or boxes with inclined lateral faces should be preferred to minimise boundary effects and non-uniform normal stress distributions on the soil/geosynthetic interface.
- Numerical analyses using the finite element method and the discrete element method can be useful tools for the understanding of the pull-out behaviour of geogrids and interaction mechanisms in other types of tests. They can also be employed to evaluate the limitations or the influence of boundary conditions on the test results. As

numerical solutions are becoming more and more sophisticated and user friendly, their contributions to a better understanding on soil/geosynthetic interaction will certainly increase markedly in the coming years. However, users of computer codes must be sufficiently educated on numerical analysis and aware of modelling limitations and their implications on the accuracy of predictions.

- Despite how complex a testing device for the study of soil/geosynthetic interaction may be, it should be pointed out that the testing techniques available are, in most cases, still rather crude approximations of the behaviour of the geosynthetic in the field.
- The standardisation of testing devices and procedures for the evaluation of soil/geosynthetic interaction is of utmost importance in practical terms as well as for a faster improvement on the understanding on soil/geosynthetic interaction.

3 BEHAVIOUR IN ANCHORING

3.1 Introduction

Presently, geosynthetics are utilized as reinforcing elements in a wide variety of structures: Reinforced slopes and walls, embankments on soft soils, reinforcement in the base layers of railroads and road constructions, bridging over sinkholes or reinforced abutments. In most cases, these reinforced structures require anchorage areas.

The stability and durability of geosynthetics in reinforced earth structure depends partly on the efficiency of the anchors holding the geosynthetic sheets. The role of the anchor is to withstand the tension generated in geosynthetic sheets by the structure. Depending on the available space and on the applied loads, the anchorage systems may be configured with different shapes: simple run-out, anchorage on trenches by different geometries (Figure 88) and anchorage with wrap around (Figure 89). The geosynthetic sheets are often installed in trenches, with a L-shape, V-shape or U-shape, to optimise the dimensions of the anchor zone (minimal horizontal area occupied) and to ensure effective anchorage. Meanwhile designing the required dimensions of these anchorages remains problematic.



Figure 88: Different types of anchors trenches (Chareyre 2003).



Figure 89: Different applications of anchorage with wrap around.

In order to improve the knowledge about the behaviour of different kinds of anchorage, experimental and numerical studies were performed (Briançon 2001, Chareyre et al. 2002, Chareyre 2003, Chareyre and Villard 2004, Girard et al. 2006, Briançon et al. 2008, Lajevardi et al. 2012a, Lajevardi et al. 2012b, Lajevardi 2013).

To size the system, it is necessary to estimate the tension that can be mobilised in the anchor (the anchoring capacity) according to its geometry and the properties of the constituent materials.

3.2 Experimental Tests

3.2.1 Small scale experimentations (analogic schneebelli soil)

Firstly, preliminary anchorage tests were carried out at the Lirigm on a small scale model in an analogic two-dimensional granular soil (Schneebeli rollers composed of 5mm and 3mm diameter and 60 mm length duralumin rollers, friction angle $\varphi = 22^{\circ}$). The sheet was a thin non woven geotextile (Villard et al. 1997). The stereophotogrammetric technics was used to get the displacements field (Figure 90:).

Several trial tests were performed, comparing the pull-out behaviour of sheets of similar length (L = 0.30 m or 0.40 m) but different geometry. In each test, the height of the soil above was H = 0.15 m.

On Figure 91: , the corresponding pull-out force is reported versus the displacement (U_0) of the anchor head. It is worth noting that, for the same sheet length, the anchorage geometry has a little effect on the anchor strength, but the maximum pull-out force is reached for a larger displacement for the U-shaped anchor. Figure 90: recording the displacements for soil and sheet highlights the mechanisms involved during the pull-out process:

For the linear anchor, the failure of the soil above the sheet is clearly corresponding to the assumption of failure of the soil mass above the sheet in accordance with one of the analytical models proposed below (Figure 106: displacement of the block (A)). For the L – shaped and U-shaped anchors, compression of soil at the bends. This is a significant mechanism, difficult to take into account in a theoretical approach.



Figure 90: Field of displacement in the geotextile and in the soil around (analogic Schneebelli soil) during pull-out test for anchorages of different shapes (Villard et al. 1997):(1) linear, (2) L-shape and (3) U-shape.



Figure 91: Evolution of the pull-out force for anchorages of different shapes: analogic Schneebelli soil (Villard et al. 1997).

3.2.2 Large scale experimentations (anchorage bench)

There are two different anchorage systems in the large scale experimentation: anchorage with wrap around and anchorages trench.

3.2.2.1 Anchorage bench for anchorage with wrap around

This section focuses on the simple run-out and anchorage with wrap around (the interest of the anchorage with wrap around is to reduce the anchorage area). Laboratory tests were performed on a reinforced non-woven needle-punched geotextile anchored of various geometries in cohesive soil.

The anchorage apparatus (Figure 92 :) included one-meter wide anchor block and a tensile system. This tensile system was fixed onto the geotextile using a metal clamp. The tensile force T and the displacement U_0 of the tensile cable were monitored on pulling out using sensors fixed onto the tensile system. In the anchorage area, a cable measuring system was used to monitor the displacements of the geotextile at different points. Two soil pressure cells were set up in soil to measure the increase of horizontal stress during the extraction (Briançon et al. 2008).



Figure 92 : Anchorage bench: anchorage with wrap around (Briançon et al. 2008).

• Anchorage geometry

Three anchorages were carried out to compare their anchorage capacity: horizontal run-out, anchorage with wrap around for two lengths (Figure 93). Horizontal run-out was specially

carried out to determine the friction angle between soil and geotextile. Two anchorages with wrap around were carried out to establish the influence of length sheet on anchorage capacity. Thickness of soil layer above the three tests remains constant to 0.36 m.



Figure 93: Anchorage geometries (Briançon et al. 2008).

• Experimental tests results

- Simple run-out

The tensile force (T) required to pull-out the geotextile has been measured to determine the anchor capacity. Briançon et al. 2008 showed that the tensile force reaches a maximum value equal to 14.6 kN. Assuming that the friction is the same on both geosynthetic sides, the interface friction angle could be calculated by:

$T = 2.\gamma.H.L.tan\delta$

Where: γ is the bulk weight (= 16.1 kN/m³),

H is the soil height above geosynthetic (= 0.36 m),

L is the geosynthetic length (= 2m)

 δ is the interface friction angle.

For this case, the interface friction angle is equal to $\delta = 32.3^{\circ}$.

- Anchorage with wrap around

Two tests with wrap around are carried out for two lengths (0.5 m and 1 m). Anchorage with wrap around of 0.5 m gives the same anchorage capacity than simple run out for the same length of anchored geosynthetic. Anchorage with wrap around of 1 m improves slightly the anchorage capacity (15 %). Measures of soil pressure cells show an increase of horizontal stress near the geosynthetic bend.

3.2.2.2 Anchorage bench for trench anchorages

To complete the existing studies about anchorage in trench, experimental tests were carried out on an anchorage bench and in-situ. In this section, Girard et al. (2006) propose to compare experimentally four types of anchor trenches in four soils (sand, silt and sandy silt in anchorage benche and flint clay in full-sacle) to better understand the mechanisms in the anchor and to determine the best anchorage trench.

The anchorage apparatus (Figure 94 left side) included one meter wide anchor block and a tensile system. This tensile system was fixed onto the geotextile using a metal clamp. The tensile force T and the displacement U_0 of the tensile cable were monitored on pulling out using sensors fixed onto the tensile system. In the anchorage zone, a cable measuring system was used to monitor the displacements of the geotextile at different points (Figure 94 right side). In some cases, the movement of the soil could be observed thanks to columns of coloured sand placed in the anchorage zone before starting the test.



Figure 94 Anchorage bench: for trench anchorages (Girard et al. 2006).

• Anchorage trenches geometry

Various anchorage trenches were carried out to compare their anchorage capacity: horizontal run-out, rectangular trench, V-shaped trench and trapezoidal trench (Figure 95). Horizontal run-out were specially carried out to determine the friction angle between soil and geotextile.



Figure 95: Tested anchorage trenches (Girard et al. 2006).

Trapezoidal trenches were performed for the following reasons (Girard et al. 2006):

– They are easier to set up than rectangular trenches; their inclined part is more stable than the vertical part of the rectangular trenches.

- The laying out of the geosynthetic is easier than in the case of a V-shaped trench.

• Evidencing of failure along the slope

The first configuration of the bench included an abutment enabling a reduction in the volume of soil to be placed and an easier modification of the slope. Comparative tests with and without an abutment revealed that this plays an important part in increasing the anchoring capacity (Briançon et al. 2000). This abutment was therefore eliminated, which furthermore made it possible to observe failures in the soil at the level of the slope for certain geometrical configurations (Figure 96).



Figure 96 : Modification of test apparatus (Briançon et al. 2000).

3.2.3 Full-scale experiment (in-situ) for trench anchorages

A full-scale experiment was carried out, in particular in order to eliminate the lateral friction occurred in the anchorage bench (Girard et al. 2006). A 2-meter high embankment, inclined at 38°, was built up with a compacted gravely soil (flint clay: $\gamma_d = 19.3 \text{ kN/m}^3$). Three different anchor trenches (rectangular, V shaped and trapezoidal) were set up in the soil with the same geotextile as used for bench experiments. The tensile force was gradually increased along the slope using a power shovel and monitored by a sensor fixed onto the tensile system (Figure 97).



Figure 97: Full-scale experiment (Girard et al. 2006).

The dimensions of anchorage trenches were the same as for bench experiments for a given length of geotextile to anchor. Before traction, lateral trenches were dug out to observe the displacement of the sheet during the pull-out and to eliminate the lateral friction; moreover, vertical columns of soil were paint to evaluate the displacement of the soil (Figure 98).





Figure 98: Lateral trenches dug out to observe the behaviour of the geosynthetic inside anchorage (Girard et al. 2006).

3.2.4 Experimental and full-scale tests results for trench anchorages

3.2.4.1 Tensile force measurements

The tensile force (T) required to pull-out the geotextile has been measured to determine the anchor capacity (Girard et al. 2006). These tests showed that the anchor capacity depends not only on the interface friction between the soil and the geotextile but also on:

- The mechanical resistance of the soil mass: the abutment of soil mass depends of type of soil (cohesion intercept and angle of internal friction) and depends also of L.

– The soil properties: for the rectangular trench in silt, they noticed that a decrease of 4% in water content drives to an increase of 15% in anchor capacity.

– The slope: the tensile force required to pull-out the geotextile increases with the angle of the slope.

As the usual analytical formulas do not take into account all these parameters, they are not efficient for predicting the strength provided by an anchor trench.

3.2.4.2 Failure mechanisms

• Rectangular trenches

In the case of the rectangular anchor in sand, Girard et al. (2006) showed the failure mechanism in soil was identified thanks to the displacement of columns of coloured sand (Figure 99):

- For L = 1.1 m, there is a localized sliding plane in the sand under the geotextile.

- For L = 0.5 m, the soil mass moves and there are many shearing planes.

For the same anchor in silt for L = 1.1 m, there is no failure in soil mass and in sandy silt there is a localized sliding plane nearest geotextile than in the case of sand.

For full-scale experiment, in the case of the rectangular anchor in flint clay, the failure mechanism in soil was followed during the extraction. Girard et al. (2006) noticed that the vertical part of the trench was subjected to large strain. When the tensile force reached to the anchorage capacity, the rectangular trench was rounded (Figure 100); this phenomenon is probably amplified on account of the lateral trenches.

These observations demonstrate that the soil plays a major role in anchorage failure mechanisms and that it is not sufficient to consider only the interface friction characteristics for determining anchorage capacity.



Figure 99 Failure mechanisms for rectangular trenches in sand (Girard et al. 2006).



Figure 100 : Failure of rectangular trench in flint clay (Girard et al. 2006).

• V-shaped trenches

Two V-shaped trench types were carried out to understand the failure mechanisms in sand and sandy silt in Figure 101:

- Deep trench with $\psi = 45^{\circ}$
- Shallow trench with $\psi = 20^{\circ}$



Figure 101 : Failure mechanisms in sand for V-trench (Girard et al. 2006).

For deep trench ($\psi = 45^{\circ}$), the soil block remains in place over the V-trench portion. After test, Girard et al. (2006) noticed that the V-trench angles were rounded and that the base of the trench was lifted. For shallow trench ($\psi = 20^{\circ}$), the soil block moves over the V-trench portion. For all cases, the mass soil is not sheared during the test, except a thin thickness of soil under the geotextile by friction. The same failure mechanism was observed in flint clay during the full-scale experiment for a deep trench (Figure 102).



Figure 102 : Failure of V-shaped trench in flint clay (Girard et al. 2006).

Chapter 1: General Bibliography - Soil/Geosynthetic Interaction and Behaviour in Anchoring

• Trapezoidal trenches

The trapezoidal trenches were only tested in sandy silt in the anchor bench and in flint clay for the full-scale experiment. In sandy silt, Girard et al. (2006) noticed that there is a localized sliding plane. In this case, the friction angle considered for the design must be the angle of internal friction and not the interface angle friction. In flint clay, the trapezoidal trench was rounded and the soil above the base of anchorage (on part B, Figure 95) was lifted when the tensile force reached to the anchorage capacity (Figure 102).



Figure 103 : Failure of trapezoidal trench in flint clay (Girard et al. 2006).

As for the rectangular trench, the lateral trenches dug out to observe the mechanisms decrease the lateral stress and so increase the phenomenon of rounding. The observations of quantity of soil falling in the lateral trenches allow deducing that the abutment of soil in rectangular trenches is higher than those in trapezoidal trenches. As for the rectangular trenches, these observations demonstrate that the soil plays a major role in anchorage failure mechanisms.

• Conclusions about the failure mechanisms

The failure mechanisms are complex; depending on type and geometry of trench, type of soil and state of soil, it could be either failure by friction between the soil and the geotextile, or failure by shearing in the mass soil located between the trench and the slope. The abutment of the soil located between the trench and the slope depends on the trench geometry and the soil.

3.2.4.3 Conclusions about trench anchorages

Girard et al. (2006) have illustrated a number of important features of deformation and failure for anchorage in trench. The mechanisms are complex and fluctuate with the mobilisation of the tensile force. The normal stresses acting on the interfaces can be very different at failure comparing with the initial stresses, the friction at the soil/geosynthetic interface may be only partially mobilised if the failure occurs in the soil.

When designing the anchorage, it is therefore not merely sufficient to consider the geometry of the problem and the interface characteristics. Mechanical properties of the anchoring soil must be taken into account.

3.3 Analytical modeling of failure

3.3.1 Previous design methods

Researchers who have proposed analytical formulas for designing run-out or trench-type anchors (Hulling and Sansone 1997, Koerner 1998, Guide technique 2000) drew on various hypotheses for determining the maximum force T_{max} that can be mobilized in the anchor. Certain hypotheses are common to all the authors, and others vary from one to another. These hypotheses are summarized in the following subsections.

3.3.1.1 Common assumptions to all researchers

- The geometry of the anchor is represented schematically by linear segments (numbered in an increasing order from the outside towards the inside of the soil mass).

- The anchor fails only by relative displacement at the soil/geosynthetic interface.

- The shear stresses τ that can be mobilized at the interface are equal to the maximum stresses τ_{max} corresponding to the slip limit state (on one or both sides of the geosynthetic).

- Friction is governed by a Mohr–Coulomb interface law: $\tau_{max} = \sigma_n \tan \delta$, where δ is the friction angle, and σ_n is the normal stress acting at the interface before pull-out. - The contribution of the ith segment to the total anchorage can be assimilated to a force F_i

- The contribution of the ith segment to the total anchorage can be assimilated to a force F_i calculated by integrating the shear stress of intensity τ_{max} on either side of that portion of the geosynthetic sheet.

3.3.1.2 Specific assumptions to individual researchers

• Hulling and Sansone Method

For Hulling and Sansone (1997), the normal stress σ n at the interface can be evaluated from the initial stress state of the soil mass. The normal stress at any point is calculated by taking into account the weight of the underlying soil (of density γ) and the coefficient K₀ of the earth at rest (Figure 104 (a)). According to this principle, the sum of the individual friction values Fi is calculated independently for each segment of the anchor.



Figure 104 : Hypotheses for normal stress state at the interface for an L-shaped anchor(Villard and Chareyre 2004): (a) Hulling and Sansone 1997, (b) Koerner 1998, (c) Guide technique 2000.

The tensions provided by each segment are then added, neglecting any possible effect of change in direction. If the anchor consists of three consecutive segments, then:

$$T_{\max} = \sum_{i=1}^{5} Fi$$

Different types of anchor trenches may be used depending on required anchorage resistance, available space, access, and available construction equipment. The anchor trench resistance (T) for various typical anchor designs was calculated and plotted in Figure 105 (Hulling and Sansone 1997).



Figure 105: Typical anchor trench resistance of various designs (Hulling and Sansone 1997).

For simplicity, the anchor trenches are for a geomembrane with only one interface strength assumed on both sides. For lower interface strengths, the resistance is well below the yield strength of the geomembrane. For larger anchorages and higher interface strengths associated with textured geomembranes under low normal loads, the anchorage resistance can exceed the yield strength of the geomembrane.

• Koerner Method

Koerner (1998) takes into account a different stress state from the initial one on the failure of L-shaped anchors (Figure 104 (b)):

1) The inclination of the tensile force T_1 produces an increase in the normal stress under the first segment of the anchor. This increase is assumed to be equivalent to the vertical component of T_1 . This means increasing the tension that can be mobilized by a factor of $1/[1 - \sin(\beta) \tan(\delta)]$, where β is the slope angle, and δ is the friction coefficient at the interface.

2) On either side of the vertical segments, the normal stress is the active or passive earth pressure, depending on the side considered. For a three-segment anchor:

$$\mathbf{T}_{\max} = \sum_{i=1}^{3} \quad \mathbf{Fi} / [\mathbf{1} - \sin(\beta) \tan(\delta)]$$

• Guide technique Method

In Guide technique (2000), as shown in Figure 104 (c), it is considered that the tension in the sheet is multiplied at each change in direction by a factor of $\exp(\lambda \tan \delta)$, where λ is the difference in orientation between two segments in radians. This exponential factor is derived from an analogy with the friction of a wire on a cylinder. Implicitly, this means taking into account an increase in the normal stress σ_n at each bend. With this approach, the corners of the trench absorb substantial stresses and increase the anchoring capacity calculated by simple friction. Hryciw 1990 gives a demonstration of this relation. Outside the bends, the normal stress at the interface corresponds to the initial stress state. Lastly, for three segments, with K_i being the coefficient associated with bend *i*, one obtains:

$$T_{max} = K_1 [F_1 + K_2 (F_2 + K_3 F_3)]$$

• Summary

Various case studies have shown that some of these hypotheses are only appropriate under certain condition. In particular, relative displacements at the interface do not always occur, the friction at the soil/geosynthetic interface may be only partially mobilized if the failure occurs in the soil, and the normal stresses acting on the interfaces at failure can be very different from the initial stresses.

3.3.2 New design methods (rigid soil mass and soil mass failure)

New analytical formulations are proposed in the section for determining the anchoring capacities of L-shaped anchors (for another various geometries; run-out anchors and V-shaped anchors see Villard and Chareyre 2004). For this geometry, the failure mechanism is analysed in the context of two different hypotheses. In the first, it is assumed that the anchoring soil mass is rigid (i.e., undergoes only elastic strain) with the exception of the cover soil, which can shift during pull-out. Pull-out failure therefore corresponds to a relative displacement between the soil and geosynthetic. In the second, it is assumed that both the strain and failure of the anchoring soil mass are taken into account by means of a block mechanism (Villard and Chareyre 2004). They showed that the rigid soil mass assumption is appropriate for the purely frictional soil.

3.3.2.1 L – shaped anchors

Consider an L-shaped anchor in a rectangular trench as shown in Figure 106. The sum of the friction values on the upper side of segment 1, R_L , is a function of the geometry and characteristics of the soil. Let H and P_1 be the height and weight, respectively, of block A, then:

1) If $H\sigma_t > P_1 \tan\phi$, the soil cover (block A) is sufficiently strong not to be dissociated from the rest of the soil mass (block B). During pull-out, it is assumed that $R_L = P_1 \tan\phi$.

2) If $H\sigma t < P_1 \tan \phi$, block A will be dissociated from the rest of the soil mass after cracking at bend 2. Given the fact that the anchor is mobilized progressively as the sheet pulled out, the failure of the upper block of soil will occur before that of the anchor. In this case, only friction at the base of the soil layer will be considered in determining the anchoring capacity, and it is assumed that $R_L = 0$.

Two failure mechanisms are considered as outlined in the following subsections.



Figure 106 : Geometry of an L-shaped anchor. The bends in the anchor are labelled 1, 2, and 3 (Villard and Chareyre 2004).

I) Failure mechanism 1: assumption of a rigid soil mass

In the case of a rigid soil mass, failure involves the relative displacement of the inclusion in relation to the mass, through slip at the interface. Thus the maximum forces that can be mobilized correspond to the limit equilibrium state at all points of the soil/geosynthetic interface (i.e., $\tau = \sigma_n \tan \delta$). The value of the anchoring capacity is therefore determined by considering the distribution of the normal stress σ_n on each segment of the interface.

- Segment 3

At the initial state it is assumed that the weight P_2 of block B of the soil mass rests entirely on the last segment of the sheet. When the tension in the sheet increases, the action of the geosynthetic at bend 3 results in an uplift force on block B. The vertical component of this uplift force is equal to T_3 (Figure 107) and opposes weight P_2 . It results in a reduction in the normal stresses acting on segment 3 of the anchor, and the final normal stress is equal to $P_2 - T_3$.



Figure 107 : Notation of forces implied in static equilibrium of the system (Villard and Chareyre 2004).

Hence, by using the notations in Figure 107, T_3' is given in eq. 1, and the relation between T_3 and T_3' at the limit slip state is defined in eq. 2:

$$T_3' = 2 (P_2 - T_3) \tan(\delta)$$
 (1)

$$\mathbf{T}_3 = \mathbf{K}_3 \mathbf{T}_3' \tag{2}$$

where P₂ is the weight of the soil above the sheet (P₂ = $\gamma B(H + D)$, and K₃ is the change-ofangle coefficient defined by K₃ = exp($\pi/2 \tan \delta$). Therefore,

$$T_3' = 2P_2 \tan(\delta) / [1 + 2K_3 \tan(\delta)]$$
 (3)

$$T_3 = 2P_2K_3 \tan(\delta) / [1 + 2K_3 \tan(\delta)]$$
(4)
- Segment 2

The horizontal forces exerted by the soil on the vertical portion of the sheet are denoted F_h and obtained from eq. 5. The friction force (proportional to F_h) that can be mobilized on each vertical side is added to T_3 to give the tension T_2' (given by eq. 6). The assumption of a limit slip state at the second bend gives eq. 7:

$$\mathbf{F}_{\mathrm{h}} = \gamma \mathbf{K}_{\mathrm{0}} \mathbf{D} \, (\mathbf{H} + \mathbf{D}/2) \tag{5}$$

$$\mathbf{T}_{2}' = \mathbf{T}_{3} + 2\mathbf{F}_{h} \tan \left(\delta \right) \tag{6}$$

$$\mathbf{T}_2 = \mathbf{K}_2 \mathbf{T}_2' \tag{7}$$

where K_0 is the earth pressure coefficient at rest, K_2 is the change-of-angle coefficient defined by $K_2 = \exp(\pi/2 \tan \delta)$, and D is the height of the trench (see Figure 106).

- Segment 1

The proposed mechanism for segment 1 is the same as that for the run-out anchor, with $R_t = R_L T_1$ 'and then T_1 obtained by adding the friction in the upper part (eq. 8) to T_2 and including the effect of bend 1 (eq.9). The expression for T_1 based on the geometric data is given in eq.10:

$$\mathbf{T}_{1}' = \mathbf{T}_{2} + \mathbf{P}_{1} \tan \left(\delta \right) + \mathbf{R}_{\mathrm{L}} \tag{8}$$

$$\mathbf{T}_1 = \mathbf{K}_1 \mathbf{T}_1' \tag{9}$$

$$\mathbf{T}_{1} = \mathbf{K}_{1} \tan \left(\delta\right) \left\{ \gamma \, \mathbf{K}_{2} \left[\mathbf{K}_{0} \mathbf{D} (2\mathbf{H} + \mathbf{D}) + \frac{2K3B(H+D)}{1+2K3\tan(\delta)} \right] + \mathbf{P}_{1} + \frac{RL}{\tan(\delta)} \right\}$$
(10)

where K_1 is the change-of-angle coefficient defined by $K_1 = \exp(\beta \tan \delta)$.

II) Failure mechanism 2: assumption of soil mass failure

With this anchoring geometry, no failure is envisaged specifically near segment 3. It is estimated that the uplift mechanism described previously remains valid, allowing the tension T_2' to be calculated (eq. 6). In contrast, for the upper bend, the possibility of failure is envisaged by taking the subhorizontal failure line of Figure 108 as a simplifying assumption. This failure scheme, which is similar to that adopted for the failure of a soil bend but extended to a larger area, was derived from the results of simulations (Chareyre 2003).

The stability of block C situated between the geosynthetic and the failure line is then considered. It is assumed that the thickness of block C is such that the total mass of the moving soil is close to that of the cover soil (block A). By writing the limit equilibrium of the system, an expression for the corresponding tension $T_1'^*$ is obtained (eq.11). For a given configuration, $T_1'^*$ must be compared with the tension T_1' in eq. 12 to determine the most critical failure mode. The value to be adopted in calculating the anchoring capacity is the lower of the two values T_1' and $T_1'^*$. Lastly, the tension T_1 that can be mobilized at the head of the system is obtained by applying the coefficient K_1^* , taking into account the change in sheet angle near the side slope (eq. 13):

$$\mathbf{T}_{1}^{\prime*} = \tan\left(\phi\right) \left\{ \mathbf{P}_{1} + \tan\delta\left[\gamma \mathbf{K}_{0} \mathbf{D}(2\mathbf{H} + \mathbf{D}) + \frac{2\gamma \mathcal{K} 3B(\mathcal{H} + D)}{1 + 2\mathcal{K} 3\tan(\delta)} \right] \right\} + \mathbf{R}_{\mathrm{L}}$$
(11)

$$\mathbf{T}_{1}' = \tan(\delta) \left\{ \mathbf{P}_{1} + \gamma \mathbf{K}_{2} \left[\mathbf{K}_{0} \mathbf{D} (2\mathbf{H} + \mathbf{D}) + \frac{2K3B(H + D)}{1 + 2K3\tan(\delta)} \right] + \mathbf{R}_{I}/\tan(\delta) \right\}$$
(12)

$$T_1 = K_1^* \min(T_1'; T_1'^*)$$
(13)

109



Figure 108 : Subhorizontal failure in soil below the upper bend (Villard and Chareyre 2004).

3.3.3 Comparison of the analytical models

Comparison of the performed tests is specifically interesting because the interface friction (δ) is the same for the two soils (silt and sand) despite their different intrinsic mechanical properties. The results obtained show that the anchorage capacities are much higher with the sandy silt, despite the similar interface characteristics. These results show that the soil plays a major role in anchorage mechanisms, and that it is not enough to take into consideration only the interface friction characteristics when determining anchorage capacities.

The analytical formulations developed previously (new methods) are compared in Figure 109 with the available experimental data (assumption of a rigid soil mass for silt and assumption of a soil mass failure for Sand). It is noted that the analytical methods provide a good approximation with T_{max} . The numerical applications were carried out with values of K_0 derived from the simulations ($K_0 = 0.6$ in Silt, $K_0 = 0.7$ in Sand).

In most design methods in the literature, T_{max} is considered to be proportional to tan δ and it is worth reminding that (δ) is the same for the two soils. Both experimental and analytical results, however, show a differential behaviour.

On the other hand, values for T_{max} obtained by traditional methods (Koerner and Guide technique Methods) for the L-shape anchorage are also calculated:

Koerner Method (A):

 T_{max} = 30.4 kN/m (silt) and T_{max} = 34.5 kN/m (sand).

Guide technique Method (B):

 $T_{max} = 107.85$ kN/m (silt) and $T_{max} = 105.6$ kN/m (sand).



Figure 109 : Experimental pull-out forces for a L-shape anchorage embedded in two different soils, and comparison with design methods (A) and (B) and proposed analytical method (Gourc et al. 2004).

That is not at all surprising that maximal pull-out forces are poorly dependent of the soil type, since interface friction is of the same order for the two different soils. The method (B) overestimated significantly the experimental values (Figure 109). This could be partially attributed to the combination of two assumptions: firstly neglecting the reduction of the vertical force acting on the last horizontal segment (3) (Figure 106 and Figure 107) far less large than the weight P_2 , secondly taking the "bend effect" (not taken into account by Koerner) which magnified the pull-out force (weighting coefficient K) at every bend.

3.3.4 Validation of the analytical models

In this section, the analytical formulations presented previously (new methods:Villard and Chareyre 2004) are compared with the results of numerical models and in certain cases with the results of full-scale experiments, whenever these have been carried out (Briançon 2001). All the experimental and numerical results showed that when an anchor in a cohesive soil (clayey silt) fails, there is no failure in the soil mass (thus validating the assumption of a rigid soil mass). Conversely, in a purely frictional soil (sand), failure is accompanied by major deformation in the soil (failure of the soil mass). The analytical formulations are compared with the numerical and experimental results with the assumption of either a nondeformable soil mass or failure of the soil mass depending on the nature of the anchoring soil.

3.4 Numerical modeling of failure

Anchor failure was simulated using a two-dimensional discrete-element model (DEM). A commercial program (PFC^{2D}, HCItasca, Minneapolis, MN) was used. In the DEM, the soil is represented by circular particles that interact with one another via their contact points, and its constitutive behaviour is defined via micromechanical parameters of the contact laws.

The geosynthetic was modelled by means of a dynamic spar elements method (DSEM), proposed by Chareyre and Villard (2004), which has been coupled with the DEM code. The advantage of DSEM elements is their ability to reproduce the behaviour of the geosynthetic and its interface directly. In particular, there are no compression forces or bending moments in the elements. To enable the numerical and experimental results to be compared, an attempt was made to reproduce in the simulations the behaviour of the two soils used during the series of tests, namely a frictional cohesive soil (soil 1) and a purely frictional soil (soil 2). The main characteristics of these soils are given in Table 6:

34 11	.7* 16.7*	
1 0) 16.7	
	34 11 41 0	34 11.7* 16.7* 41 0 16.7

Table 6: Characteristics of soils 1 and 2 (Briançon 2001).

*Corrected value.

The values associated with soil 1 (properties of the soil and results of pull-out tests) are given as corrected data related to a soil density γ of 16.7 kN/m³. The experimental values involving forces were multiplied by γ/γ_r , where γ_r is the real density of soil 1, so that the various results can be compared at constant density from one soil to another. To simulate the behaviour of soils 1 and 2, the numerical model was calibrated so that simulation of homogeneous reference tests (biaxial tests) reproduced the characteristics given in Table 6: .

The calibration procedure is described by Chareyre and Villard (2002). It should be pointed out that, to obtain internal friction angles in the model that are as high as those in the experiments, it was necessary to combine the soil particles in pairs and obtain elongated "grains." Hereafter, the terms soil 1 and soil 2 are used indiscriminately to refer to the real material or the corresponding numerical model. The geosynthetic used for the tests had a tensile stiffness modulus J of 624 kN/m (measured at 12% of strain), and the soil/geosynthetic friction angle δ was equal to 34° with both soils. J and δ were introduced directly in the DSEM model.



 $\label{eq:Figure 110:Simulated load} \begin{array}{l} (T_1) - displacement \ (U_0) \ curves \ (three \ different \ initial \ states) \ and \ mean \ curve \ (Villard \ and \ Chareyre \ 2004). \end{array}$

The main results obtained for each of the anchors modelled are the anchor failure kinematics, the tension at various points of the geosynthetic sheet, and the pull-out curve (pull-out force as a function of sheet head displacement). The arrangement of the model particles is based partly on a random draw, producing variability in the numerical results. This is why the simulation procedure is repeated three or four times for each anchor (generation of the initial state and pull-out). A trend curve is obtained (Figure 110) by calculating the mean tension for

a given displacement. Only the mean curves are represented hereafter (Villard and Chareyre 2004).

3.4.1 L-shaped anchors

Numerical simulations were carried out to compare with the available experimental data for two types of soil (clayey silt and sand) of L-shaped anchors (for another various geometries; run-out anchors and V-shaped anchors see Villard and Chareyre 2004).

The geometry of the L-shaped anchors is defined by L = 1.1 m, D = 0.5 m, B = 0.5 m, H = 0.25 m, and $\beta = 22^{\circ}$ using the notations as in Figure 106. The numerical results are close to the experimental results for both soils (Figure 111).



Figure 111 : Comparison between the tests and the simulations for an L-shaped anchor and both types of soil (Villard and Chareyre 2004).



Figure 112 : Simulated evolution of an L-shaped anchor (Villard and Chareyre 2004): (a) initial state, (b) with soil 1, (c) with soil 2.

Figure 112 (a) shows the initial arrangement of the model particles. Figure 112 (b) and (c) show the particle arrangements obtained after pull-out of the sheet in the case of the cohesive frictional soil and the purely frictional soil, respectively. With soil 1, there is no major deformation of the soil mass. With soil 2, in contrast, there is severe deformation. This confirms the pertinence of the "rigid soil mass" hypothesis in the case of cohesive frictional soil and the "soil mass failure" hypothesis in the case of purely frictional soil.

The analytical formulations developed previously (new methods) are compared in Figure 113 with the simulations and available experimental data (eqs. 1 - 10 for soil 1 and eqs. 11 - 13 for soil 2). The results for two different interface friction angles, 18.6° and 34° , are presented (it should be noted that $tan(34) \approx 2 tan(18.6)$). It is noted that the analytical methods provide a good approximation with T_{max} . The numerical applications were carried out with values of K_0 derived from the simulations ($K_0 = 0.6$ in soil 1 and 0.7 in soil 2). In most design methods in the literature, T_{max} is considered to be proportional to tan (δ).

The simulations, however, show a nonlinear dependency:

i) in Figure 113 (a), the maximum tension is more than doubled when the friction coefficient is multiplied by two;

ii) in Figure 113 (b), the maximum tension is increased by only about 50% when the friction coefficient is multiplied by two.

It is particularly noted that these nonlinearities are also found expressed in the analytical models. In the first case, the nonlinearity is attributed to the terms that are exponentially dependent on the friction, and in the second case to the term dependent on the soil friction angle.



Figure 113 : Experimental and simulated load–displacement curves and analytical prediction of the pullout strength; with two values of interface friction angle δ (Villard and Chareyre 2004): (a) soil 1, (b) soil 2.

3.5 Discussion on experimental and numerical results

Two concurrent failure mechanisms have been taken into account for the analyses:

1) instability at the soil/geosynthetic interface, and

2) instability in the anchoring soil mass.

The experimental and numerical results show that mechanism 1 governs the failure when the soil has cohesion, so the assumption of a rigid soil mass is suitable to estimate the anchoring capacity. In contrast, in the absence of cohesion, it is necessary to consider 1 and 2 as two

possible failure mechanisms, the anchoring capacity being obtained from the most critical mechanism. In practice, however, it is difficult to quantify cohesion of soil, and the most appropriate failure hypothesis will depend on the design criterion chosen.

When anchoring a geomembrane for impermeability purposes, the role of the design is to prevent the anchoring capacity from exceeding the tensile strength of the geomembrane. Considering a cohesive soil mass (undrained behaviour) and failure mechanism 1 alone will lead to a conservative design in such a case, since it gives the highest estimation of the anchoring capacity. In contrast, when a geotextile is to be anchored for reinforcement purposes (e.g., multilayered liners), the anchorage is designed in accordance with the minimum strength to be provided. In this case, a conservative design will be obtained by neglecting the cohesion (drained behaviour) and considering mechanisms 1 and 2 (Villard and Chareyre 2004).

3.6 Conclusion

Analytical modelling has been proposed to estimate the pull-out strength provided by run-out anchorages and anchorages in L- or V-shaped trenches.

The modelling was based on the results of true-scale pull-out tests and numerical DEM simulations, which have shown a number of important features of deformation and failure for this type of system (Villard and Chareyre 2004):

1) The normal stresses acting on the interfaces at failure can be very different from the initial stresses.

2) The friction at the soil/geosynthetic interface may be only partially mobilized if the failure occurs in the soil.

3) Tensioning of the sheet is accompanied by an increase in the stresses at the bend of the interface. The ratio of forces before and after the bend is an exponential function of the bend angle (mechanism 1) or a function of soil properties (mechanism 2).

4) The soil/geosynthetic interaction in a particular area of the anchor may be transferred to another area in terms of forces at the interface (e.g., right and left segments in the V-shaped anchor).

This section has shown that determining the anchoring capacity based on interface friction alone can result in a poor design. Mechanical properties of the anchoring soil must be regarded. Accordingly, the influence of the cohesion and friction angle of the soil has been taken into account in the proposed modelling. In this particular application, the numerical results were in good agreement with the experimental results (from both qualitative and quantitative standpoints), and meaningful data were obtained concerning the basic mechanisms involved in failure of the anchorage systems (Villard and Chareyre 2004).

4 GENERAL CONCLUSION

This chapter presents experimental, analytical and numerical methods for the study of soil/geosynthetic interaction. It also describes the behaviour and the capacity of geosynthetic in different anchoring systems.

The main conclusions obtained are as following:

Direct shear tests are simple tests to determine interface shear strength, but boundary conditions may influence the test results on reinforced soil samples, particularly for small shear boxes. The tests are often conducted under high normal stress. It is believed that test results at low normal stress are not accurate due to mechanical difficulties. The use of conventional direct shear apparatus for tests under low stress levels can result in misleading interface strength parameters. It is difficult to assess soil/geosynthetic interface shear stiffness, which is relevant for numerical simulations of reinforced soil structures such as walls and steep slopes.

Pull-out tests are useful for determining anchorage strength of geosynthetics under low and strong stress. The test results can be highly sensitive to boundary conditions. Lubrication of the internal frontal face of the wall or the use of a frontal sleeve is a practical measure that minimises the influence of the box frontal face on the test results. Large scale tests should be preferred, particularly because increasing the scale of the test reduces the detrimental effects of the boundaries.

Analytical and numerical models can be useful tools for the understanding the pull-out behaviour of geosynthetic and interaction mechanisms in other types of tests. They can also be employed to evaluate the behaviour and the capacity of geosynthetic in anchoring systems.

Sommaire

1 INTRODUCTION	119
2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	119
2.1 Essai d'extraction	119
2.2 Ancrage	129
2.3 Conclusions sur les modélisations expérimentales existantes	
3 ESSAIS D'EXTRACTION EN LABORÂTOIRE	136
3.1 Cuve d'expérimentation	
3.2 Capteurs	
3.3 Procédure de réalisation des essais	
3.4 Sols utilisés	
3.5 Description des nappes	
4 ESSAIS EFFECTUES	144
5 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LE	SABLE
	146
5.1 Sable/Géocomposite	
5.2 Sable/Géogrille (GRL et GRT)	153
6 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LA	GRAVE
	157
6.1 Mobilisation du renforcement	
6.2 Influence de H, D ₁ et B sur l'effort de traction	157
6.3 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour	
6.4 Mouvemente verticale de la grave sur la nappe géosynthètique	158
6.5 Comportement du géocomposite dans la grave	
6.6 Conclusion	159
7 INFLUENCE DU TYPE DE GEOTEXTILE	160
7.1 Grave/GT ₇₅ avec Grave/GT ₂₃₀	
7.2 Sable/GT ₇₅ avec Sable/GT ₂₃₀	
8 INFLUENCE DU TYPE DE SOL	161
8.1 Sable/GT ₂₃₀ avec Grave/GT ₂₃₀	
8.2 Sable/GRL avec Grave/GRL	
8.3 Conclusion	
9 ANALYSE DES MECANISMES D'ANCRAGE AVEC RETOUR POUR GRL ET GT ₂₃₀	162
10 MECANISME MOBILISE A L'INTERFACE GRAVE/GEOGRILLE	163
11 CONFRONTATION DES ETUDES PARAMETRIQUES MENEES SUR LES RESULTAT	S
EXPERIMENTAUX	163
12 EFFICACITE DES ANCRAGES POUR UN DEPLACEMENT FIXE	163
13 CONCLUSION	165

1 INTRODUCTION

Le renforcement des sols par géosynthétique 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, le type de sol utilisé et le type de système d'ancrage. 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 présentent une influence sur la distribution des contraintes entre les renforcements et sur l'adhérence à l'interface sol/renforcement. Les configurations des ancrages présentent aussi une influence sur la capacité d'ancrage.

La stabilité de ces ouvrages dépend entre autres de l'efficacité des ancrages des nappes géosynthétiques. Ces ancrages peuvent être de plusieurs types : droit ou avec retour. Ce sont les plus couramment utilisés (Figure 1).



Il a été montré récemment (Briançon et al. 2008) que dans l'ancrage avec retour, la longueur du retour (B) n'est pas le seul paramètre important pour déterminer l'efficacité de l'ancrage et que des essais complémentaires étaient nécessaires pour mieux appréhender les mécanismes et proposer un dimensionnement idoine pour chaque configuration d'ancrage.

Dans la présente étude, une quarantaine d'essais d'extraction en laboratoire en conditions contrôlées et instrumentées dans une cuve en vraie grandeur ont été effectués afin d'analyser les mécanismes d'ancrage de trois types géosynthétiques (deux géocomposites et une géogrille) dans deux matériaux différents (un sable d'Hostun RF 0/5 et une grave 0/31,5). Différentes géométries d'ancrages ont été testées sous faibles contraintes de confinement.

2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

Les éléments bibliographiques concernent d'une part les essais d'extraction et d'autre part les ancrages.

2.1 Essai d'extraction

Un essai d'extraction de nappe géosynthétique consiste en l'arrachement d'un renforcement ancré dans le sol au centre d'une cuve d'essai rigide. Différents niveaux de contraintes peuvent être appliqués à la surface de la cuve par un système de chargement pour 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 le long de l'interface sol/renforcement, le déplacement et la déformation 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 1989a, 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 études 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, de comprendre le comportement de différents renforcements extensibles et de caractériser l'interface d'interaction pour chaque type de renforcement.

2.1.1 Paramètres influençant les résultats des essais d'extraction en laboratoire

Une grande différence 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 1989a, Farrag et al. 1993, Raju 1995, Farrag et Morvant 2000, Chang et al. 2000, Sugimoto et al. 2001) ont été confrontés afin d'analyser l'influence de certains paramètres.

2.1.1.1 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 (1989a). Ces auteurs ont comparé les résultats des essais d'extraction réalisés avec un dispositif rigide et flexible. Ils déduisent 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 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 effectives 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.



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

2.1.1.2 Rigidité et rugosité de la paroi frontale de l'appareil 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 en façade 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 façade rigide, ces mécanismes d'interaction ne sont pas uniformes. En comparant les résultats des essais d'extraction effectués avec différentes rugosités de la paroi frontale (Figure 3), Palmeira et Milligan (1989a) ont démontré que le coefficient de frottement apparent à l'interface entre la paroi frontale de la cuve, des matériaux à faible frottement sont collés sur les parois.



Frottement sol/paroi frontal de la cuve δ (°)

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

Afin d'éviter les effets de la paroi frontale (rugosité et raideur), le renforcement est 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 provoque 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 sur des éléments finis pour simuler différentes conditions aux limites liées à la présence des manchons sur la paroi frontale de la cuve. Ils ont déduit que la présence des manchons provoque 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 été déterminé 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.

Dans notre étude :

Afin d'éviter les effets de la paroi frontale (rugosité et raideur), le renforcement est placé à une certaine distance (0,50 m) de celle-ci en utilisant une boîte de guidage ($0,50 \times 0,70 \times 0,16$ m) placée à l'intérieur de la cuve (voir Figure 17 à Figure 22).

2.1.1.3 Frottement sur les parois latérales de l'appareil 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 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) par un dispositif d'essai dont le rapport h / w = 0,43. Dans ces cas, afin de minimiser les effets de frottement au niveau des parois latérales, des matériaux de faible frottement sont collés aux murs (téflon, aluminium lisse, verre, membranes lubrifiées).

2.1.1.4 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 en 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 longueur d'ancrage n'est pas prise en compte lors du calcul de la résistance à l'extraction, les coefficients de frottement 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 faudrait corriger lors des essais sur les renforcements.

Dans notre étude :

Le système de traction a été conçu spécifiquement pour cet essai d'extraction (Figure 4 et annexe 2-2). Il s'agissait de proposer un système capable de transmettre l'effort de traction du vérin à la nappe de renforcement:

de la manière la plus homogène possible sur toute la largeur,

- sans autoriser de déplacement relatif de la nappe par rapport au mors (pas de glissement),

- sans risque de dégradation de la nappe au contact des mâchoires du mors (pas d'angles aigus),

qui ne nécessite pas de percer ou de dégrader la nappe lors de sa mise en place.

Dans ce cas, le renforcement est accroché en tête à un vérin d'extraction positionné à l'avant de la cuve à l'aide d'un mors adapté. Un système d'accrochage a été fabriqué pour permettre la connexion des renforcements au vérin d'extraction. Le mors coulisse dans la boîte de guidage.



Figure 4 : Mors d'ancrage (INSA de Lyon).

2.1.1.5 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 le bord 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 de la contrainte verticale.

L'augmentation de l'effort de traction peut entraîner une augmentation des paramètres d'interaction sol/renforcement comme le coefficient de frottement apparent.

De l'analyse de ces données, il peut être conclu que l'utilisation d'un renforcement étroit (rapport entre la largeur du renforcement et de la cuve < 1), afin de réduire l'influence de la friction entre le sol et des 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.

Dans notre étude :

La distance entre le renforcement et le bord de la cuve a été fixée à 0,30 m (la largeur du renforcement est de 0,50 m et la largeur de la cuve est 1,10 m).

2.1.1.6 Influence de la longueur du renforcement

La mobilisation d'un même effort de traction T, nécessite un déplacement en tête, Uq, d'autant plus grand que la longueur de géotextile est importante. La longueur des nappes renforçant un massif influe sur sa déformation (Figure 5).



Figure 5 : Essai d'extraction correspondant à trois longueurs différentes de 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 déplacement 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 ancrée continue d'augmenter jusqu'à atteindre la force de traction de rupture 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 6).



Figure 6 : Effet da la longueur du renforcement (Gouria-Malki 1998).

2.1.2 Comportement en extraction de différents renforcements extensibles

De nombreux résultats obtenus par des essais d'extraction en laboratoire ont été publiés par différents auteurs (Palmeira et Milligan 1989a, Bordeau et al. 1990, Wu 1991, Ling et al. 1992, Ballegeer et Wu 1993, Wilson-Fahmy et Koerner 1993, Alfaro et al. 1995, Abramento et Whittle 1995, Sobhi et Wu 1996, Bakeer et al. 1998, Lo 1998, Racana et al. 2003, Moraci et Gioffre 2006, Palmeira 2009). L'analyse de ces résultats (notamment ceux publiés par Alfaro et al. 1995, Moraci et Gioffre 2006) a permis de ressortir les points en commun du comportement de différents renforcements extensibles (la mobilisation progressive en extraction, la dilatance empêchée du sol) et de mettre en évidence d'autres phénomènes plus aux moins importants (influence du type de sol, de la longueur des renforcements).

• Alfaro et al. (1995)

Cet auteur a réalisé des essais d'extraction en laboratoire sur des géogrilles ancrées dans une cuve métallique de 1,5 m de longueur, 0,7 m de largeur et 0,7 m de hauteur. Les nappes testées mesurent 0,96 m de longueur et 0,44 m de largeur. Le sol utilisé est une grave bien graduée dont le poids volumique maximum est de 19,1 kN/m³. Les principaux résultats déduits de ces essais sont la mise en évidence de la mobilisation progressive de la géogrille en allant de la tête vers la queue et l'estimation de la dilatance empêchée du sol par des tiges de nivellement installées au dessus de la cuve. Les résultats ont montré que les déplacements verticaux provoqués par la dilatance du sol sont plus importants sous de faibles contraintes (Figure 7).

Des essais de cisaillement ont été effectués par le même auteur sur le même type de géogrille. Dans ce type d'essai, les nappes couvraient toute la surface de la boîte de cisaillement (1,5 m par 0,6 m). Les résultats obtenus par cisaillement direct montrent que le frottement sol/géogrille est proche du frottement sol/sol (Figure 8). La même conclusion a été faite par Jewell et al. (1984) pour un sable graveleux et une géogrille.



Figure 7 : Dilatance du sol dans des essais d'extraction effectués sous différentes contraintes de confinement ($\sigma_n = 20$ kPa et $\sigma_n = 30$ kPa) Alfaro et al. (1995).

• Moraci et Gioffre (2006)

Ces auteurs ont effectués des essais d'extraction dans une cuve métallique de grande échelle $(1,70 \times 0,60 \times 0,68 \text{ m})$ sur trois géogrilles dont la résistance à la traction est de 73 kN/m, 98 kN/m et 118 kN/m. Les essais ont été effectués sur trois longueurs différentes pour chaque type de géogrille (0,4 m, 0,9 m et 1,5 m) avec une largeur constante de 0,58 m. Les contraintes de confinement ont été étudiées entre 15 et 100 kPa. Le sol utilisé est classé comme un sable moyen uniforme avec un coefficient d'uniformité Cu = 1,5. La densité maximum γ dmax = 16,24 kN/m3.



Figure 8 : Comparaison des résultats d'essais de cisaillement sol/sol et sol/renforcement (Alfaro et al. 1995).

Les résultats obtenus (Figure 9), montrent que :

- Les renforcements plus courts présentent le plus grand coefficient de frottement apparent. Palmeira (2009) suggère de prendre en compte différentes valeurs de coefficient de frottement apparent pour les renforcements courts et longs dans un mur réel.

- Plus le niveau de contrainte est important, moins le coefficient de frottement est élevé, dû en partie à une plus grande dilatance du sol sous de faibles contraintes.



Figure 9 : Evolution du coefficient de frottement apparent d'une géogrille en fonction de la contrainte de confinement et de la longueur de renforcement ; Lr (Moraci et Gioffre 2006).

2.1.3 Essais d'extraction mis en œuvre dans la littérature sur les géosynthétiques

Le Tableau 1 résume les essais d'extraction en laboratoire selon plusieurs facteurs : 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 plus petites que les dimensions des cuves d'essai.

- De nombreux types de sol ont été utilisés dans ces essais : sable, grave, argile et sols légers.

- Plusieurs types de géosynthétiques ont été utilisés dans ces essais avec des résistances à la traction comprises entre 6,2 et 200 kN/m : géotextile, géogrille, géocomposite et bande géosynthètique.

- 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 peut simuler un remblai ou un talus avec une hauteur maximale de 10 m.

Référence	Dimensions de la cuve (L × W) en (m×m)	Sol	Géosynthétique/ Résistance à la traction (en kN/m)	Dimensions du géosynthètique (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

Tableau 1 : Résumé des essais d'extraction dans la littérature.

Chapitre 2 : Essais	d'extraction sur nappe	s de géosynthétique	en ancrage droit et	en ancrage avec retour
T T	The second se	8 9 1		0

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-lopes 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
Sieira et al. (2009)	1×1	Sable limoneux/ limon argileux	GR/97 GR/200	1×0,90		5 à 50
Ochiai et al. (1996)	0,60×0,40	sable	GR /mo/55	0,60×0,40	1	25 à 200
Lopes et Ladeira (1996)	1,53×1	sable	GR /mo/55	0,96×0,33	1,8-5,4 11,8-22	26 à 87
Abu-Farsakh et al. (2004)	1,5×1	argile	GT GR	1 × 0,33		20 à 103
Reddy et al. (2000)	1,22×0,60	sable/ pierre calcaire	GR /mo GR	1,20×0,30		41
Bolt et Duszynska (2000)	1,60×0,60	sable	GR/40	1,50×0,40 1,20×0,30	2 -5	10 à100
Bakeer et al. (1998)	0,61×0,61	granulats légers/ 9 kN/m ³	GR /mo	0,61×0,61	2,9	30-60-126
Wilson- Fahmy et al. (1994)	1,90×0,91	sable	GR	(0,31-0,92- 1,70)×0,35	1,5/ 0,4 -2,5 %/min	69
Moraci et Cardile (2009)	1,50×0,60	sable	GR/120	(0,40-0,90-1,15) ×0,58	1	10 à 100
Moraci et Recalcati (2006)	1,70×0,60	sable	GR/ 75-100-120	(0,40-0,90-1,15) ×0,58	1	10 à 100
Abdelouhab (2010)	2×1.1	Sable/grave	Bande géosynthétique /37,5 Bande métallique	1,90× (0,05-0,10)	1	8 à 80

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

2.2 Ancrage

Cette partie présente deux dispositifs d'ancrage différents : 1) ancrage en tête de talus 2) ancrage avec et sans retour en remblai et en talus.

2.2.1 Ancrages en tête de talus (un système de traction inclinée)

2.2.1.1 Présentation

Les différentes expérimentations et méthodes de calcul existantes permettent de déterminer avec plus ou moins de précision si le dispositif d'étanchéité par géomembrane (DEG) est auto-stable ou non. S'il ne l'est pas, la tension à reprendre en tête de talus pour assurer la stabilité de l'ensemble est déterminée. Cette stabilité est assurée par ancrage des géosynthétiques le plus souvent dans des tranchées en tête de talus et notamment par l'ancrage du géotextile supérieur (disposé sur la géomembrane) afin qu'aucun effort ne soit transmis à la géomembrane. L'ancrage en tête de talus est donc un élément important du dispositif d'étanchéité par géomembrane. Il existe deux grandes familles d'ancrage qui ont des applications plus ou moins spécifiques, dépendant du type de l'ouvrage, des matériaux rencontrés et de l'espace disponible (Koerner 1994) :

- La première correspond à la mise en place du dispositif sur une surface plane en tête de talus, sans tranchée d'ancrage. Il s'agit d'un ancrage dit "par recouvrement simple", utilisé lorsqu'il y a de la place autour de l'ouvrage.

- La seconde coïncide avec la réalisation d'une tranchée d'ancrage derrière une courte surface plane. Ce dispositif est le plus répandu et il est employé principalement pour les réservoirs et les Installation de Stockage de Déchets (ISD). Les dimensions de la tranchée varient de 0,5 à 0,7 m de largeur par 0,5 à 1 m de profondeur.

L'ancrage par recouvrement simple (Figure 10 (a)) est facile à réaliser. L'ancrage en tranchée peut être fait de deux manières selon la façon dont le géosynthétique est ancré :

- sur le parement vertical, on parle dans ce cas de fichage vertical (Figure 10 (b)),

- sur le parement et le fond de tranchée, on parle dans ce cas d'ancrage complet (Figure 10 (c)).

Cette tranchée est généralement refermée par les matériaux excavés et fait l'objet dans la plupart des cas, d'un compactage par couches de 0,2 à 0,3 m d'épaisseur.

Il existe d'autres systèmes d'ancrage, moins utilisés, donnant aussi de bons résultats mais qui nécessitent un terrassement plus contraignant et plus long, entraînant de ce fait un coût supérieur. Parmi ces ancrages, on retrouve la double tranchée (Figure 10 (d)), la tranchée réduite remplie de béton (Figure 10 (e) ou en "V" (Figure 10 (f)).



Figure 10 : Différentes géométries de tranchées d'ancrage (Briançon 2001).

2.2.1.2 Problématique

Les formulations analytiques existantes utilisées pour le dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus sont peu nombreuses et, parfois, contradictoires (Briançon 2001). Trois méthodes existent:

- La première méthode de calcul (notée M1), basée sur l'hypothèse que les efforts au niveau de l'ancrage sont repris uniquement par frottement sans aucun effet d'angle, a été présentée par Hulling et Sansone (1997).
- La deuxième a été proposée par Koerner (1998) pour les ancrages par recouvrement et pour les fichages verticaux (notée M2). Il considère d'une part que la traction du géosynthétique le long de la pente induit une contrainte supplémentaire répartie sur L augmentant la force de frottement et d'autre part que le massif de sol situé entre le fichage du géosynthétique et la pente se met en butée.
- Enfin différents concepteurs (Guide technique, 2000) ont proposé une méthode de calcul différente (notée M3): elle consiste à majorer, à chaque changement de direction dans la tranchée, la capacité d'ancrage évaluée sur les parties planes par un coefficient multiplicatif égal à e^{λ.tanδ}, λ étant l'angle du changement de direction et tanδ le coefficient de frottement. Cette méthode est basée sur les lois du fil prenant appui sur un cylindre de révolution (poulie avec frottement).

Pour mettre en évidence les divergences des résultats obtenus par les trois méthodes de calcul, Briançon (2001) les a appliqués à un exemple de tranchée d'ancrage correspondant à un fichage vertical du géotextile (le cas de l'ancrage complet n'étant pas traité par la méthode M2). Les trois méthodes de calcul présentent de résultats très différents ; en effet la capacité d'ancrage calculée avec la méthode M3 peut être dix fois supérieure à celle déterminée par la méthode M1.

A partir de ce constat, il nous est apparu intéressant de concevoir un appareillage spécifique : un banc d'ancrage (Figure 11) permettant de modéliser en grandeur réelle des tranchées d'ancrage afin de confronter les méthodes de calcul et analyser les mécanismes de l'ancrage.



Figure 11 : Schéma du banc d'ancrage (Briançon 2001).

2.2.1.3 Expériences existantes

Parmi les expériences répertoriées, on peut citer les travaux réalisés par Briançon (2001) et Girard et al. (2006) sur des tranchées d'ancrage de géotextile.

• Dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus (Briançon 2001)

Il existe de nombreux types d'ancrage des géosynthétique en tête de talus parmi lesquelles il a distingué trois types pour son étude (Figure 12) :

- le recouvrement simple sur L,

- l'ancrage partiel ou fichage vertical sur (L + D),
- l'ancrage complet sur (L + D + B).



Figure 12 : Schéma d'un ancrage complet (Briançon 2001).

Les essais d'extraction ont été réalisés avec deux types de géotextiles non tissés aiguilletés de la gamme Bidim dans deux types de sols: un sable et un sol limoneux.

Dans les conditions expérimentales mises en oeuvre, en particulier pour les sols utilisés et les dimensions des tranchées testées, les essais réalisés au banc d'ancrage ont montré que les méthodes de calculs notées M2 et M3 surestiment de manière importante la capacité d'ancrage à la rupture d'une tranchée donnée. Dans les mêmes conditions, la méthode M1 prenant en compte uniquement le frottement sur les parties linéaires donne des valeurs proches des valeurs mesurées à la rupture ; en outre les valeurs obtenues par cette méthode sont conservatives. A défaut de disposer d'une méthode plus pertinente prenant mieux en compte les mécanismes d'ancrage observés, les valeurs calculées par la méthode M1 sont acceptables pour le dimensionnement d'une tranchée d'ancrage dans un sol pulvérulent.

Les différentes géométries testées ont permis de mettre en évidence que :

- l'angle d'inclinaison de la pente à une influence non négligeable sur la capacité d'ancrage notamment pour les ancrages par recouvrement simple ;

- la longueur L est un paramètre dimensionnant pour la stabilité du massif d'ancrage ;

- les dimensions D et B sont des paramètres dimensionnant pour la capacité d'ancrage de la tranchée.

Les différents essais réalisés avec un sol sableux et un sol limoneux ont mis en évidence que la capacité d'ancrage d'une tranchée est fonction du type de sol et pas uniquement de l'angle de frottement δ à l'interface sol/géosynthétique.

L'instrumentation du géosynthétique dans le sol et les colonnes de sable colorées implantées dans le massif de sol ont permis de suivre la mobilisation des mécanismes de frottement dans la tranchée :

- selon la configuration de la tranchée et le sol envisagé, la surface de rupture peut être transférée de l'interface sol/géosynthétique vers l'intérieur du sol ;

- un tassement du sol dans le premier angle de la tranchée est observé dans cette zone.

Suite aux observations faites lors de son expérimentation, une approche de la méthode de dimensionnement des tranchées d'ancrage en tête de talus peut consister à :

- appliquer un coefficient de sécurité adéquat à la force à reprendre en tête de talus ;

- déterminer les paramètres D et B permettant de reprendre l'intégralité de cette force par l'ancrage.

• Capacité d'ancrage (solution optimale) : Girard et al. (2006)

Pour déterminer la solution optimale entre plusieurs types d'ancrage en tranchée, Girard et al. (2006) ont comparé à partir des résultats expérimentaux, la capacité d'ancrage en tranchée entre trois formes : rectangulaire, V et trapèze pour deux situations :

- Une longueur donnée de géotextile ancrée.

- Un espace donné dans la partie supérieure du talus.

I) Pour une longueur donnée de géotextile ancrée

Trois tranchées d'ancrage ont été réalisées en limon sableux dans le banc d'ancrage pour une longueur de géotextile égale à 2,1 m. La longueur entre la tranchée et la pente ; L et la couche de sol au-dessus de la nappe ; H sont les mêmes pour les trois cas (Figure 13 (a)).

II) Pour un espace donné dans la partie supérieure du talus

Quatre tranchées d'ancrage ont été réalisées en limon sableux dans le banc d'ancrage pour un espace en haut du talus égale à 1,6 m. La longueur entre la tranchée et la pente ; L et la couche de sol au-dessus de la nappe ; H sont les mêmes pour les quatre cas (Figure 13 (b)).



Figure 13 : Tranchées d'ancrage : (a) pour une longueur fixée de géotextile égale à 2,1 m (b) pour un espace fixé au-dessus de la pente égale à 1,6 m. (Girard et al. 2006).

Pour déterminer l'ancrage le plus efficace, ils ont considéré un critère de force de traction et un critère de déplacement pour déterminer la capacité d'ancrage pour chaque tranchée:

- La capacité d'ancrage est égale à la force de traction nécessaire à l'extraction du géotextile.

- La capacité d'ancrage est égale à la force de traction nécessaire pour un déplacement de 0,1 m du capteur noté C_D (Figure 13).

Ce second critère a été ajouté parce que l'ancrage devait rester en place pour éviter une grande déformation sur le talus.

Girard et al. (2006) ont montré que les mécanismes d'ancrage dans une tranchée sont complexes et varient avec la mobilisation de la force de traction. Les contraintes verticales agissant sur les interfaces peuvent être très différentes à la rupture comparant avec les contraintes initiales, le frottement à l'interface sol/géosynthétique peut être juste partiellement mobilisé si la rupture se produit dans le sol.

Lors de la conception de l'ancrage, il n'est donc pas suffisant de considérer seulement la géométrie du problème et les caractéristiques de l'interface. Les propriétés mécaniques du sol doivent être prises en compte.

La comparaison des tranchées d'ancrage pour une longueur fixée de géotextile ou pour un espace donné en haut du talus a montré que quel que soit le critère choisi, la tranchée en forme de V semble avoir la plus faible capacité d'ancrage. La tranchée trapézoïdale est plus facile à installer que les autres et sa capacité d'ancrage est presque le même que celui rectangulaire, mais il est important de noter que la valeur maximale obtenue pour la tranchée trapézoïdale correspond à un déplacement plus important du géosynthétique.

2.2.2 Ancrage avec et sans retour en remblai et en talus (système de traction horizontale)

La stabilité et la durabilité des géosynthétiques dans les structures renforcées comme remblais sur sol compressible et talus sur fondations stables, dépendent de l'efficacité des ancrages retenant les nappes de géosynthétiques. Selon l'espace disponible et des charges appliquées, les systèmes d'ancrage peuvent être configurés selon différentes formes: ancrage droit, ancrage en tranchée de différentes géométries et ancrage avec retour. L'ancrage en tranchée a été présenté dans la partie précédente. L'intérêt de l'ancrage avec retour est de réduire la zone d'ancrage (Figure 14). Les ancrages avec retour sont souvent surdimensionnés de part l'absence de connaissances précises sur les mécanismes développés.

Peu d'expérimentations ont été faites sur ce sujet. On peut citer les travaux réalisés par Briançon et al. (2008) sur des ancrages avec et sans retour.



Figure 14 : Ancrage avec et sans retour en remblai et en talus.

• Briançon et al. (2008)

Trois ancrages ont été réalisés dans un banc d'ancrage afin de comparer leur capacité d'ancrage: ancrage droit et ancrage avec retour avec deux longueurs de retour différentes ; 0,5 m et 1 m (Figure 15).



Figure 15 : Dimensionnement d'ancrage (Briançon et al. 2008).

L'ancrage droit a été spécialement fait pour estimer l'angle de frottement sol/géotextile. Deux ancrages avec retour ont été réalisés afin de déterminer l'influence de la longueur de retour sur la capacité d'ancrage. L'épaisseur de la couche de sol au-dessus des trois essais reste constante 0,36 m. Ils ont effectué ses essais dans un sol cohésif (limon sableux) avec un géotextile non tissé aiguilleté renforcé par des câbles en polyester et ont été comparés avec un modèle élément discret 2D. Ils ont aussi prolongé les études numériques en ancrage avec retour dans deux types de sols (cohésif et non-cohésif). Les études numériques ont mis en évidence le comportement de l'ancrage avec retour (voir chapitre 3, partie bibliographie). Les études expérimentales n'ont pas conduit à suffisamment de résultats et on ne peut donc pas les comparer avec les études numériques.

Par conséquence, il est nécessaire d'étudier le comportement des géosynthétiques en ancrage avec retour dans un banc d'ancrage (essai d'extraction).

2.3 Conclusions sur les modélisations expérimentales existantes

L'étude bibliographique présentée dans cette partie montre que :

- Afin d'améliorer les connaissances sur le comportement des différents types d'ancrage, des études expérimentales et numériques ont été élaborées conjointement.

- L'utilisation d'un banc d'ancrage (essai d'extraction) permet de modéliser des systèmes d'ancrage afin de déterminer leur capacité d'ancrage et d'analyser les différents mécanismes régissant de tels systèmes,

- La plupart des modélisations expérimentales ont été réalisées pour l'ancrage en tranchée,

- Il n'existe aucune étude expérimentale complète sur le comportement géosynthétique en ancrage avec retour.

Dans notre étude :

Les essais d'extraction dans un banc d'ancrage ont permis d'étudier la sensibilité de certains paramètres sur la capacité d'ancrage ;

- le type de sol (sable ou grave),
- le type de géosynthétique (géocomposite ou géogrille),

- deux types d'ancrage (droit et avec retour),
- deux contraintes de confinement (en fonction de l'épaisseur de la couche de sol au-dessus d'ancrage),
- les paramètres géométriques de la tranchée (deux distances entre les parties supérieure et inférieure de la nappe et deux longueurs de retour).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

3 ESSAIS D'EXTRACTION EN LABORATOIRE

Les premiers essais ont été effectués sur des ancrages droits. Ce qui a permis de déterminer avec précision les paramètres d'interface sol/nappe sur ces ancrages simples et de mettre en évidence l'influence de la nature du sol sur ces paramètres. Dans un second temps, ces paramètres d'interface ont été utilisés pour modéliser les ancrages avec retour. Ce second type d'essai a eut pour objectif de déterminer la longueur de retour optimale et l'efficacité de ce retour.

3.1 Cuve d'expérimentation

Tous les essais d'extraction ont été réalisés dans un banc d'essai de grande taille conforme aux préconisations des normes ASTM D6706-01 (2007) et EN 00189016 (1998) (Figure 16), associé à un système informatique d'acquisition de données (Figure 17).



Figure 16 : Vue d'ensemble de la plateforme d'essai.

La norme EN13738 (2005) indique que la distance entre la nappe et le bord de la cuve doit au moins être égale à 0,10 m, Lajevardi et al. (2010) en effectuant des essais avec différentes distances (de 0,01 à 0,30 m) ont montré que l'influence de cette distance est de l'ordre de 20 %. L'augmentation de cette distance conduit à augmenter la force d'extraction mesurée. Dans cette étude, la distance entre la nappe et le bord de la cuve a été fixée à 0,30 m.

La cuve d'extraction est constituée d'une chambre métallique de 2 m de longueur, 1,1 m de hauteur et 1,1 m de largeur dans laquelle on distingue :

- à l'avant, un châssis sur lequel un vérin servant à l'extraction est fixé. Pour cela à l'avant de la cuve, un orifice circulaire de diamètre égal à 20 cm a été effectué (Figure 16).

- à l'arrière, un dispositif de support des capteurs de déplacement a été mis en place. Des orifices sont également prévus pour laisser passer les câbles des capteurs de déplacement. Ces câbles sont connectés aux capteurs, eux-mêmes reliés au système d'acquisition.



Figure 17 : Schéma descriptif du banc d'essai.

• Position des nappes et points de mesure

La Figure 18 et la Figure 19 montrent la position des nappes dans la cuve et les points de mesure sur chaque nappe pour respectivement la configuration en ancrage droit et la configuration en ancrage avec retour. Les points de mesure sont mis en place le long de la nappe. Ils permettent ainsi, de suivre le mouvement de chaque partie de la nappe et de mettre en évidence la mobilisation progressive de la nappe.



Figure 18 : Vue d'une nappe en ancrage droit et position des capteurs de déplacement.



Figure 19 : Vue d'une nappe en ancrage avec retour et position des capteurs de déplacement.

3.2 Capteurs

Pour mesurer les déplacements le long et en tête de la nappe, l'effort exercé sur le mors et les contraintes horizontales et verticales, des capteurs de déplacement, d'effort et de contraintes ont été utilisés (annexe 2-1).

3.3 Procédure de réalisation des essais

3.3.1 Phase initiale de remplissage de la cuve d'extraction

La réalisation des essais est effectuée de la manière suivante (Figure 20):

a. La préparation d'un essai commence avec une cuve vide dans laquelle six couches de Polyfoam (de dimensions $60 \times 600 \times 1250$ mm et quasiment incompressibles) sont déposées jusqu'à une hauteur de 0,36 m.

b. Le capteur de contrainte verticale est mis en place sur les plaques de Polyfoam, la boîte de guidage de 0,50 m de longueur est ensuite placée et fixée sur la cuve.

c. Une première couche de sol (grave ou sable) est mise en place sur une épaisseur d'environ 0,18 m sur les plaques Polyfoam et le capteur de contrainte verticale est positionné. Pour la grave et le sable chacune des couches est compactée de manière régulière avec une dame.



Figure 20 : Schéma du remplissage de la cuve d'extraction pour l'ancrage droit.

d. Le niveau du sol est contrôlé pour s'assurer de la planéité de la surface. Sur le sol, la nappe mise en place est équipée au préalable des dispositifs nécessaires aux mesures (câbles en acier fixés sur la nappe et gaines en téflon).

e. La nappe est accrochée en tête à un vérin d'extraction positionné à l'avant de la cuve à l'aide d'un mors adapté. Un système d'accrochage a été fabriqué pour permettre la connexion des nappes au vérin d'extraction. Le mors coulisse dans une boîte de guidage $(0,50 \times 0,70 \times 0,16 \text{ m})$ placée à l'intérieur de la cuve (Voir annexe 2-2).

f. Des capteurs à fil installés à l'arrière de la cuve sont connectés en différents points le long de la nappe pour mesurer les déplacements. Un capteur de traction, installé entre le vérin

d'extraction et le mors d'accrochage de la nappe, permet de mesurer l'effort appliqué en tête pendant l'extraction.

g. Lorsque la nappe est en place dans la cuve, le mors est déplacé de manière à obtenir le positionnement optimal pour la nappe (Figure 21).



Figure 21 : Disposition de la nappe à travers la lumière du boîtier de guidage.

3.3.2 Remplissage de la cuve d'extraction

• Ancrage droit (sans retour)

La procédure de mise en place est la suivante :

a. 0,40 à 0,50 m de sol (sable ou grave) sont placés au-dessus de la nappe (hauteur de sol notée H). On procède en 2 couches successives de 0,20 m jusqu'à H = 0,40 m et par couches successives de 0,20, 0,10 et 0,20 m pour une hauteur H = 0,50 m que l'on compacte de façon homogène avec une dame manuelle (Figure 20).

b. Après avoir compacté la dernière couche, le vérin d'extraction qui se trouve à l'avant de la cuve est mis en fonctionnement. Celui-ci permet de tirer sur la nappe à différentes vitesses (de 0,1 mm/mn à 8 mm/mn). Dans le cadre de nos essais, la vitesse d'extraction est fixée à 1 mm/mn, elle correspond à celle utilisée en générale dans ce type d'essai (Alfaro et al. 1995). Des essais ont été réalisés sur des nappes à différentes vitesses d'extraction pour vérifier l'influence de ce paramètre sur l'effort de traction. Les résultats obtenus de ces essais sont proches (Voir annexe 2-3). L'influence de la vitesse d'extraction peut donc être considérée comme négligeable.

c. L'essai d'extraction est alors effectué et arrêté lorsque la courbe représentant l'effort de traction en fonction du déplacement en tête présente un palier et lorsque tous les capteurs à fil se sont déplacés. Cette double condition permet de s'assurer que le frottement est mobilisé sur toute la longueur de la nappe.

• Ancrage avec retour

Dans ce cas, la procédure de mise en œuvre de l'essai est la suivante :

a. Une fois la première partie de nappe (L = 1 m; ancrage droit) posée et équipée de capteurs, la nappe est maintenue verticale sur une hauteur D_1 .

b. Mise en place du sol au-dessus de la longueur de nappe horizontale (L= 1 m, ancrage droit). Si la hauteur D₁ est égale à 0,20 m, on procède en une seule couche. Si D₁ = 0,30 m, deux couches de 0,20 et de 0,10 m sont mises en place et compactées de façon homogène avec une dame manuelle (Figure 22).

c. Une fois la hauteur D_1 atteinte, la nappe est repliée sur une longueur de retour B. Cette partie est également équipée de capteurs de déplacement.

d. Mise en place du sol au-dessus de la partie supérieure de la nappe (ancrage avec retour) sur une hauteur de D_2 de 0,20 m. On compacte de façon homogène avec une dame manuelle.

e. Comme pour l'essai avec ancrage droit, après avoir compacté la dernière couche, le vérin d'extraction est mis en fonctionnement avec une vitesse de 1 mm/mn.

f. L'essai d'extraction est alors effectué et arrêté en utilisant le même double critère que pour l'ancrage droit.



Figure 22 : Schéma du remplissage de la cuve d'extraction pour l'ancrage avec retour.

3.4 Sols utilisés

Les essais ont été effectués dans deux types de sols dont les caractéristiques géotechniques sont très différentes : sable fin (sable d'Hostun RF) et sol grossier (grave). Ceci permet de mettre en évidence l'influence du type de sol sur le comportement des renforcements en ancrage.

3.4.1 Sable fin Hostun RF

Le sable fin utilisé dans les essais est connu sous le nom d'Hostun RF et est un sable mal gradué selon la classification LCP. Divers auteurs ont caractérisé ce sable (Gay 2000, Flavigny et al. 1990) qui est un sable moyen dans les classifications géotechniques (granulométrie de 0,16 à 0,63 mm) et très uniforme (Cu = 1,4). Il présente une granulométrie

serrée, constituée majoritairement de silice et de quartz (annexe 2-4). Les principales caractéristiques physiques sont reportées dans le Tableau 2.

rusieuu 27 curucteristiques uu susie u riestuir itt (Guy 2000).						
Caractéristique	Valeur	Caractéristique	Valeur			
Granulométrie (mm)	0,16-0,63	Indice de vides minimal	0,65			
D ₅₀ (mm)	0,35	Poids volumique maximal (kN/m ³)	15,9			
Indice de vides maximal	1,04	Poids volumique minimal (kN/m ³)	13,2			
Angle de frottement (contraintes de confinement faibles)	42°	Densité moyenne dans les essais	1,52			

Tableau 2 : Caractéristiques du sable d'Hostun RF (Gay 2000).

3.4.2 Sol grossier (grave 0-31,5)

Le sol grossier utilisé dans les essais comme matériau de plate-forme sous remblai, est une grave bien graduée selon la classification LCP qui distingue les sols grossiers des sols fins (annexe 2-5). Il est mis en place par couches successives de 0,20 m qui sont compactées avec une dame métallique pour obtenir une densité globale moyenne de 1,95 g/cm³. Les caractéristiques géotechniques de ce sol sont reportées au Tableau 3. Des essais à la boite de cisaillement (20×20 cm) ont permis de déterminer la cohésion et l'angle de frottement de la grave.

Tableau 3 : Caractéristiques géotechniques de la grave (Abdelouhab 2010).

Caractéristique	Valeur
Granulométrie (mm)	0-31,5
Coefficient de Hazen Cu	25
Angle de frottement interne (°)	37
Cohésion (kPa)	15
Dilatance (°)	8
Densité moyenne obtenue dans les essais	1,95

W (%) : teneur en eau moyenne dans le sol.

3.5 Description des nappes

Trois nappes géosynthétiques de marque Tencate ont été utilisées : deux géotextiles et une géogrille. Les essais d'extraction ont été réalisés sur des échantillons de dimensions : $1m \times 0,50$ m pour l'ancrage droit et 1,45 m (1 + 0,20 + 0,25) $\times 0,50$ m, 1,55 m (1 + 0,30 + 0,25) $\times 0,50$ m, 170 m (1 + 0,20 + 0,50) $\times 0,50$ m et 1,80 m (1 + 0,30 + 0,50) $\times 0,50$ m pour l'ancrage avec retour.

3.5.1 Géotextile Rock PEC 75/75 (GT₇₅)

Le matériau bi-axial testé (Rock PEC 75/75) est un géotextile haute résistance non tissé aiguilleté renforcé par des fils en polyester à haute ténacité (Figure 23). Ses caractéristiques sont données dans le Tableau 4

Tableau 4.



Figure 23 : Structure du Rock PEC 75/75 (GT₇₅).

ableau 4 : Caracteristiques du geocomposite de la gan	me PLC /	5/15 (GI75
Caractéristiques descriptives et mécaniques	Unité	GT ₇₅
Masse surfacique	g/m ²	440
Epaisseur	mm	2,6
Ouverture de la maille	mm	-
Résistance à la traction (SL)	kN/m	79
Résistance à la traction (ST)	kN/m	79
Déformation à l'effort de traction (SL)	%	11,5
Déformation à l'effort de traction (ST)	%	11
Caractéristiques spécifiques à la fonction rel	nforcement	t
Résistance à la traction à 2% de déformation (SL)	kN/m	16
Résistance à la traction à 3% de déformation (SL)	kN/m	22

Tab	eau 4 : Caractéristiques du géocomposite d	e la ga	amme	PEC 7	5/75 (0	GT75).
							-

SL : sens longitudinal, ST : sens transversal.

3.5.2 Géocomposite Bidim Rock PEC 230 (GT₂₃₀)

Le géotextile testé (Bidim Rock PEC 230) est mono-axial et de haute résistance associant un non-tissé de filaments continus en polypropylène et un réseau de câbles de renfort en polyester (Figure 24). Ses caractéristiques sont données dans le Tableau 5.



Figure 24 : Structure du Rock PEC 230 (GT₂₃₀).

Caractéristiques descriptives et mécaniques	Unité	GT ₂₃₀
Masse surfacique	g/m ²	620
Epaisseur	mm	3,2
Ouverture de la maille	mm	-
Résistance à la traction (SL)	kN/m	242
Résistance à la traction (ST)	kN/m	12
Déformation à l'effort de traction (SL)	%	11,5
Déformation à l'effort de traction (ST)	%	95
Caractéristiques spécifiques à la fonction rel	nforcement	;
Résistance à la traction à 2% de déformation (SL)	kN/m	46
Résistance à la traction à 3% de déformation (SL)	kN/m	-
SI , gong longituding ST , gong trongworgal		

Tableau 5 : Caractéristiques du géocomposite de la gamme PEC 230 (GT₂₃₀).

SL : sens longitudinal, ST : sens transversal.

3.5.3 Géogrille Miragrid (GRL et GRT)

Une géogrille de type Miragrid 55 \times 55 bi-axiale a été utilisée pour les essais (Figure 25). Ses caractéristiques sont données dans le

Tableau 6.



Figure 25 : Structure de la géogrille de la gamme GX 55/55 (GRL).

Tableau 0 : Caracteristiques de la geogrine de la gamme GA 55/55 (GRL).					
Caractéristiques descriptives et mécaniques	Unité	Géogrille			
Masse surfacique	g/m ²	440			
Epaisseur	Mm	2,4			
Ouverture de la maille	Mm	20*35			
Résistance à la traction (SL)	kN/m	58			
Résistance à la traction (ST)	kN/m	58			
Déformation à l'effort de traction (SL)	%	10,5			
Déformation à l'effort de traction (ST)	%	10			
Caractéristiques spécifiques à la fonction r	enforceme	ent			
Résistance à la traction à 2% de déformation (SL)	kN/m	10			
Résistance à la traction à 3% de déformation (SL)	kN/m	13			
Nombre de bandes longitudinales par 1 m (SL)	-	26			
Nombre de bandes longitudinales par 1 m (ST)	-	40			
	-				

Tableau 6 :	Caractéristiques	s de la géogrille	de la gamme (GX 55/55 (GRL).
Labicau V.	Caracteristiques	, ut la geografie	ut la gamme	$\mathbf{O}\mathbf{X}$ $\mathbf{O}\mathbf{X}\mathbf{D}\mathbf{D}\mathbf{D}\mathbf{D}$

SL : sens longitudinal (sens machine), ST : sens transversal.

4 ESSAIS EFFECTUES

Les essais d'extraction ont permis d'étudier la sensibilité de certains paramètres sur la capacité d'ancrage ;

- la nature du sol (sable ou grave),
- le type de géosynthétique (géocomposite (GT₇₅ et GT₂₃₀) ou géogrille (GRL et GRT)),
- deux types d'ancrage (droit et avec retour),
- la contrainte de confinement (pour l'ancrage droit, la hauteur H (0,40 ou 0,50 m) et pour l'ancrage avec retour, la hauteur D₁ + D₂ (0,40 ou 0,50 m)).
- les paramètres géométriques de la tranchée (la hauteur de retour horizontal de nappe D₁ (0,20 ou 0,30 m) et la longueur de retour B (0,25 ou 0,50 cm))

La condition et le type d'essais effectués pour chaque type de nappe et chaque type de sol en ancrage droit et avec retour sont reportés dans la Figure 1 et les Tableau 7 à 9.

	Nombre D'essais	H (m)	L (m)	D ₁ (m)	D ₂ (m)	B (m)	Sol	GSY
Ancrage droit	1	0,40	1				Sable	GRL
	1							GRT
	1							GT ₇₅
	1							GT ₂₃₀
	1	0,50						GRL
	1							GRT
	1							GT ₇₅
	1							GT ₂₃₀
	1	0,40	1				Grave	GRL
	1							GT ₇₅
	1							GT ₂₃₀
	1*	0,50						GRL
	-							GT ₇₅
	1							GT ₂₃₀

Tableau 7 : Essais d'extraction effectués sur les différents renforcements en ancrage droit.

* : La rupture de la nappe, GSY : géosynthétique.
| | Nombre
d'essais | H (m) | L (m) | D ₁ (m) | D ₂ (m) | B (m) | Sol | GSY | |
|--------------|--------------------|-------|-------|--------------------|--------------------|-------------------|-------|-------------------|-----|
| | 1 | | | | | | | GRL | |
| c retour | 1 | | | | | | | GRT | |
| | 1 | | | | | 0,25 | | GT ₇₅ | |
| | 1 | | | | | | | GT ₂₃₀ | |
| | 1 | | | 0,20 | | | | GRL | |
| | 1 | | | | | | | GRT | |
| | 1 | | | 0,50 | | GT ₇₅ | | | |
| vec | 1 | | | | ble | GT ₂₃₀ | | | |
| je a | 1 | | 1 | | 0,20 | Sable | Sa | GRL | |
| rag | 1 | | | | | | Sable | GRT | |
| Anc | 1 | | | | | 0,25 | | GT ₇₅ | |
| \checkmark | 1 | | | | | | | GT ₂₃₀ | |
| | 1 | | | 0,30 | | | | GRL | |
| | 1 | | | | | | | | GRT |
| | 1 | | | | | 0,50 | | GT ₇₅ | |
| | 1 | | | | | | | GT ₂₃₀ | |

 Tableau 8 : Essais d'extraction effectués sur les différents renforcements et le sable en ancrage avec retour.

* : La rupture de la nappe, GSY : géosynthétique.

Tableau 9 : Essais d'extraction effectués sur les différents renforcements et la grave en ancrage avec

				retour.				
	Nombre d'essai	H (m)	L (m)	D ₁ (m)	D ₂ (m)	B (m)	Sol	GSY
vec retour	1*							GRL
	1*					0,25		GT ₇₅
	1			0,20				GT ₂₃₀
	1							GR
	1					0,50		GT ₇₅
	1						ave	GT ₂₃₀
e a	2*		1		0,20		$\begin{array}{c c} & GR \\ \hline GT_{75} \\ \hline GT_{230} \\ \hline GRL \\ \hline GT_{75} \\ \hline GT_{75} \\ \hline \end{array}$	
rag	_*					0,25		GT ₇₅
vnc	2							GT ₂₃₀
A	_*			0,30				GRL
	_*					0,50		GT ₇₅
	1							GT ₂₃₀

*: Cas où la rupture de la nappe a été observée dans une configuration en ancrage droit, GSY : géosynthétique.

5 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LE SABLE

5.1 Sable/Géocomposite

5.1.1 Mobilisation du renforcement

• Sable/GT₇₅

Le comportement des nappes géosynthétiques est complexe. La Figure 26 montre le comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT_{75}) sous deux contraintes de confinement différentes pour l'ancrage droit et l'ancrage avec retour dans le sable. Le comportement de cette nappe est le même quelque soit la contrainte de confinement et l'ancrage. La courbe représentant les tractions en tête en fonction des déplacements en tête peut être assimilée à une loi tri-linéaire (deux pentes et un palier).



Figure 26 : Comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT₇₅) sous deux différentes contraintes de confinement : (a) ancrage droit (b) ancrage retour B = 25 cm (c) ancrage retour B = 50 cm.

• Sable/GT₂₃₀

Le comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT_{230}) sous deux différentes contrainte de confinement pour l'ancrage avec retour dans le sable est similaire à celui de la nappe GT_{75} (une loi tri-linéaire) mais pour l'ancrage sans retour, ce comportement peut être assimilée à une loi bi-linéaire (une pente et un palier, Figure 27 et annexe 2-6). Il semble que la nature et la raideur de la nappe de géocomposite a une influence importante sur cette courbe (voir paragraphes suivants).

5.1.2 Différence de comportement du GT₇₅ et du GT₂₃₀ dans le cas d'ancrage droit

La Figure 27 montre les déplacements des différents points (U_i : C4 et C6) sur la nappe et l'effort de traction en tête (T_T) en fonction du déplacement en tête (U_T) au cours de l'extraction. C4 est au milieu de la nappe et C6 à 5 cm du bord de nappe (voir Figure 18).



Figure 27 : Différence de comportement entre le GT₇₅ et GT₂₃₀ dans le cas d'ancrage droit.

• Dans le cas GT₇₅ :

La courbe T_T-U_T peut être assimilée à une loi tri-linéaire (deux pentes et un palier) :

· Première pente

Le changement de pente sur la courbe T_T - U_T se fait à 10 mm. Le point C4 a déjà commencé à se déplacer (point noir dans la Figure 27 (a)) lorsque U_T a déjà parcouru 6,7 mm. Il montre une mise en tension d'une première partie de la nappe (environ première moitié) pour de faibles déplacements (10 mm).

- Deuxième pente

Le palier est atteint à 80 mm de U_T . Le point C6 a déjà commencé à se déplacer (point gris dans la Figure 27 (a)) lorsque U_T a déjà parcouru 62 mm. Il montre que la deuxième moitié de la nappe finit de se mettre en tension et glisse intégralement pour des déplacements 10 fois supérieurs à la première moitié (C4 bouge à 6,7mm, C6 à 62 mm).

- Déplacement des fils longitudinaux de renfort

D'autre part, un déplacement des fils longitudinaux sur le GT_{75} a été relevé à la fin de l'essai d'extraction (voir Figure 28).



Figure 28 : Déplacement des fils longitudinaux de renfort.

Le déplacement des fils est d'environ 8 cm au total. Ceci change la nature de la nappe et donc du frottement sol/géocomposite. Le mode de déplacement des fils à l'intérieur de la nappe n'est pas connu, mais cela pourrait expliquer pourquoi il existe une deuxième pente.

Chapitre 2 : Essais d'extraction sur nappes de géosynthétique en ancrage droit et en ancrage avec retour

- Dimensions de nappe

A la fin d'essai, on peut observer que la nappe s'est étirée. Ce qui conduit à une augmentation de la longueur et à une réduction de la largeur de la nappe.

• Dans le cas GT₂₃₀ :

La courbe de l'effort de traction en fonction du déplacement en tête peut être assimilée à une loi bi-linéaire (une pente et un palier) :

Le point C4 (milieu nappe) et C6 (à 5 cm du bord de nappe) commence à se déplacer lorsque U_T a parcouru 3,9 et 7,4 mm (point noir et gris dans la Figure 27 (b) respectivement). Dans ce cas, le bout de nappe se déplace pour des déplacements 2 fois supérieurs à celui du milieu de nappe. D'autre part, les déplacements de fils mesurés sont assez faibles (<1 cm).

L'ensemble des ces observations montre que la nature de la nappe semble inchangée et la nappe se met à tension en un seul temps (une seule pente sur la courbe T_T - U_T).

• Conclusion

Il semblerait que la nature du géocomposite influe non seulement quantitativement sur la valeur de frottement à l'interface sol/géocomposite mais aussi qualitativement sur le comportement du géocomposite (tissage monodirectionnel pour le GT_{230} ou bidirectionnel pour le GT_{75}). Des essais complémentaires avec un tissage bidirectionnel GT_{230} et un monodirectionnel GT_{75} auraient permis de déterminer avec précision la part de l'influence de chaque paramètre.

5.1.3 Comportement du GT75 et du GT230 dans le cas d'ancrage avec retour

La Figure 29 montre que pour l'ancrage avec retour, la courbe T_T - U_T suit une loi tri-linéaire (deux pentes et un palier) quelque soit le géocomposite. Dans ce cas, la partie inférieure de nappe (L = 1 m) a déjà commencé à se déplacer (C4 et C6) lorsque le premier changement de pente sur la courbe T_T - U_T a été observé. Il montre que la partie inférieure de la nappe finit par se mettre en tension et glisse intégralement.



Les résultats déduits montent que la courbe T_T - U_T assimilée à une loi tri-linéaire est différente entre l'ancrage avec retour (GT_{75} et GT_{230}) et l'ancrage droit (GT_{75}).

5.1.4 Influence de H, D₁ et B sur l'effort de traction

Les variations de la hauteur H et de la hauteur D₁ sur l'effort de traction pour les essais d'ancrage avec et sans retour ont une influence importante. Le Tableau 10 montre pour le géocomposite (GT₇₅ et GT₂₃₀), cette influence est plus de 40 %. Il aussi montre la variation de la longueur du retour (B) n'est pas un facteur important sur l'effort de traction (~ 7% pour GT₇₅ et ~ 3% pour GT₂₃₀).

Paramètre	Définition	Domaine d'investigation	Ancrage	Sol	GT	Différence pour T _T (%)
	Hauteur				GT ₇₅	46
Н	sol sur la nappe	0,40 – 0,50 m	Droit		GT ₂₃₀	43
D_1	Hauteur				GT ₇₅	39 à 40
	de retour horizontal de nappe	0,20 – 0,30 m	Avec retour	Sable	GT ₂₃₀	43 à 45
В	Longueur	0.25 0.50 m			GT ₇₅	7 à 8
	du retour	0,23 - 0,30 III			GT_{230}	3 à 4

Tableau 10 : Influence des paramètres sur l'effort de traction pour sable/GT.

 $T_{T}: Effort de traction, le paramètre « Différence pour T_{T} » est calculé en prenant pour référence la plus petite valeur du domaine d'investigation. Par exemple : ((T_{H=0,50 m} - T_{H=0,40 m})/T_{H=0,40 m}) en %.$

5.1.5 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour

Pour le déplacement en tête (U_T) important, les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour (droit). Dans la mesure où la variation entre les deux possibilités de longueurs du retour (B = 0,25 et 0,50 m) n'est pas un facteur important sur l'effort de traction, la valeur moyenne d'effort de traction pour l'ancrage avec retour a été considérée. Le Tableau 11 montre une augmentation d'effort de traction de 18% et de 13% pour le GT₇₅ et de 21% et de 22% pour le GT₂₃₀ entre l'ancrage avec ou sans retour et la dépendance à la contrainte de confinement (H et D₁).

Tableau 11 : Com	paratif de la traction	maximale (en kN)	entre l'ancrage avec	et sans retour	(Sable/GT).
rubicuu II i Com	purum ac m machon		chier er aner age avec	et ballo i etoal	

S	able	Droit Retour		T _R / T _D		
L	(m)	1		1	1	
Н	(m)	0,40	0,50	0		
D	(m)	0)	0,20	0,30	
D ₂	2 (m)	0)	0,20		
В	(m)	0)	0,25 - 0	,50	
	СТ	6		7,25		1,21
T _T	GT ₂₃₀		8,6		10,45	1,22
(kN)	GT ₇₅	5,7		6,75		1,18
			8,3		9,4	1,13

 T_R : Effort de traction pour l'ancrage avec retour, T_D : effort de traction pour l'ancrage droit.

L'ensemble des ces observations montre dans le cas des essais d'ancrage avec retour entre les deux possibilités de longueurs de retour (0,25 et 0,50 m), celle de 0,25 m est suffisante.

L'effort de traction n'est donc pas proportionnel à la longueur du retour de la nappe et les mécanismes induits par le retour ne sont uniquement des glissements mais comportent également une part de butée.

5.1.6 Comparaison Sable/GT₂₃₀ avec Sable/GT₇₅

L'analyse des déplacements de la queue de la nappe sans retour (L = 1 m) en fonction des déplacements en tête des deux types de géocomposites, montre que la mobilisation de la queue n'est pas instantanée.



Figure 30 : Comparatif du déplacement en tête (mm) nécessaire au déplacement de la queue entre GT₇₅ et GT₂₃₀.

La mise en tension ainsi que les déplacements se mobilisent progressivement de l'avant vers l'arrière de la nappe. L'arrière de la nappe ne se mobilise qu'à partir d'un certain seuil de déplacement en tête. Dans le cas du GT_{75} , ce seuil augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement en revanche ce seuil est constant dans le cas du GT_{230} (Figure 30). Pour le GT_{75} , le seuil de déplacement est plus important que le GT_{230} , cette différence provenant de la différence de rigidité et de nature entre ces deux nappes.

5.1.7 Mouvement vertical du sable sur la nappe géocomposite (GT₇₅ et GT₂₃₀)

Pour étudier le comportement du géocomposite dans le sable, une mesure manuelle du déplacement vertical de la surface du sable dans la cuve après l'essai d'extraction pour chaque ancrage (avec et sans retour) a été effectué.

Un soulèvement du sable sur la largeur et la longueur de la nappe a été mesuré (annexe 2-7). Plus la hauteur de sol est importante sur la nappe, et moins on observe de soulèvements du sable.

Pour l'ancrage droit, ce soulèvement est le plus important à proximité du système de traction (boîte de guidage) et quelquefois au centre de la nappe. Un tassement du sable a été observé après la queue de la nappe. L'ensemble des ces observations montre le sol se déplace très peu sur la nappe et que l'hypothèse du frottement sur les deux faces est donc satisfaisante pour des hauteurs de sol (H = 0,40 et 0,50 m).

Pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est le plus important à proximité du retour (B) et quelquefois au centre de la nappe. Le soulèvement augmente avec l'augmentation de la longueur du retour (B). Un tassement a été observé après la queue de la nappe.

5.1.8 Comportement du géocomposite dans le sable

Pour étudier le comportement du géocomposite en ancrage avec retour, une mesure manuelle du déplacement horizontal du sable au dessous de la longueur du retour (B) et de la nappe sur la longueur des parties supérieure (B) et inférieure (L) avant et après l'essai d'extraction a été effectuée. Pour cela, la distance entre les points marqués sur la nappe de géocomposite et un point constant sur la paroi de la cuve avant et après l'essai a été mesurée. La différence entre les deux mesures montre le déplacement de la nappe de géocomposite.

Deux hypothèses sur le comportement du géocomposite (Figure 31) sont envisageables;

- soit le géocomposite ramène le sol en restant dans sa configuration initiale (H1)
- soit le géocomposite se déplace dans le sens de l'extraction (glisse jusqu'à s'aligner dans l'axe de traction) (H2).



La Figure 32 montre la disposition et le déplacement de sable et de géocomposite avant et après essai. Après essai, un déplacement de sable et de géocomposite au dessous de la longueur du retour (B) a été observé.





La hauteur de retour horizontal de nappe (D₁) aussi diminue après essai. Cette diminution de D₁ dans le cas du GT_{75} (3 cm) est plus importante que celle dans le cas du GT_{230} (0,25 cm) et la dépendance à la raideur de la nappe de géocomposite. L'ensemble des ces observations (Figure 32 et annexe 2-7) montre le comportement du géocomposite est plus proche de la deuxième hypothèse (H2).

5.1.9 Conclusion sable/géocomposite

L'étude de sensibilité a porté sur :

- le sable,
- le type de géocomposite (GT₇₅ et GT₂₃₀),
- pour l'ancrage droit, l'hauteur de H (0,40 ou 0,50 m),
- pour l'ancrage avec retour, l'hauteur de D₁ (0,20 ou 0,30 m) et la longueur du retour B (0,25 ou 0,50 m).

Les résultats des essais montrent que le comportement des nappes géocomposites pour l'ancrage avec retour dans le sable est invariable quelque soit la rigidité du géocomposite (une loi tri-linéaire). Pour l'ancrage droit, ce comportement dépend de la raideur et la nature de la nappe de géocomposite et peut varier d'un comportement de type loi tri-linéaire à une loi bi-linéaire. La loi tri-linéaire est différente entre l'ancrage avec retour (GT_{75} et GT_{230}) et l'ancrage droit (GT_{75}).

L'effort de traction maximum augmente avec l'augmentation du confinement.

Les essais effectués sur les nappes géocomposites avec la même longueur inférieure (L = 1 m) montrent que pour le déplacement en tête important, les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour (droit).

Dans les ancrages avec retour, la variation de la longueur du retour (B) entre 0,25 et 0,50 m n'est pas un facteur influençant les résultats de la force d'extraction. Il semble qu'une longueur minimale de retour existe pour mobiliser une butée dans le sol et ainsi augmenter la capacité d'ancrage.

Dans le cas de l'ancrage avec retour, le géocomposite se déplace dans le sens de l'extraction.

Pour l'ancrage droit, le soulèvement du sable est le plus important à proximité du système de traction (boîte de guidage) et pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est le plus important à proximité de la langueur du retour (B).

La raideur et la nature de la nappe de géocomposite à une influence importante sur l'effort de traction, sur le seuil de déplacement de la queue et sur le comportement des nappes.

5.2 Sable/Géogrille (GRL et GRT)

Pour vérifier que la géogrille réagit de façon identique dans le sens longitudinal et dans le sens transversal et pour la vérification de l'influence du nombre de bandes longitudinales et transversales sur les résultats, les essais avec le sable ont été réalisés dans les deux sens : sens longitudinal (essais notés GRL) et sens transverse (essais notés GRT).

5.2.1 Mobilisation du renforcement

Les essais d'extraction d'une nappe de géogrille testée dans les deux sens (GRL et GRT) et sous deux différentes contraintes de confinement pour l'ancrage avec et sans retour dans le sable mettent en évidence un comportement similaire à celui observé pour un géocomposite : une loi tri-linéaire avec deux pentes et un palier (Figure 33 et annexe 2-8). Le comportement de la géogrille est similaire quelque soit la contrainte de confinement et l'ancrage.



Figure 33 : Comportement en tête d'une nappe de géogrille dans deux sens (GRL et GRT) pour deux ancrages différents dans le sable.

5.2.2 Influence de H, D₁ et B sur l'effort de traction

Les variations de la hauteur H et de la hauteur D_1 sur l'effort de traction pour les essais d'ancrage avec et sans retour ont une influence importante (Tableau 12). Cette influence est de 33% pour la GRL et de 28% pour la GRT dans le cas de l'ancrage droit et est d'environ 25% pour la GRL et la GRT dans le cas de l'ancrage avec retour. Le Tableau 12 montre également que la variation de B n'est pas un facteur important sur l'effort de traction (~ 3% : GRL et ~ 5% : GRT) ; Cela signifie qu'entre les deux possibilités de longueurs de retour (0,25 et 0,50 m), celle de 0,25 m est suffisante pour ce type d'ancrage.

Paramètre	Définition	Domaine d'investigation	Ancrage	Sol	GR	Différence pour T_{T} (%)
		a myesugation				
	Hauteur				GRL	33
Н	sol sur la	0,40 – 0,50 m	Droit		GRT	28
	nappe			Sable		
	Hauteur				GRL	25
D_1	de retour	0,20 – 0,30 m	Avec		GRT	14 à 23
	horizontal		retour			
	de nappe					
В	Longueur	0,25 – 0,50 m			GRL	-2 à -3
	du retour				GRT	-5 à 3

Tableau 12 : Influence des paramètres sur l'effort de traction pour Sable/GR.

Voir le Tableau 10 pour le calcul de la « Différence pour T_T »

5.2.3 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour

Le Tableau 13 montre que les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour. L'augmentation d'effort de traction de 17% et de 10% pour la GRL et de 16% et de 7% pour la GRT entre l'ancrage avec et sans retour a été observée et montre la dépendance de la contrainte de confinement (H et D_1).

Tableau 13 : Comparatif de la traction maximale (en kN) entre l'ancrage avec et sans retour (Sable/GR).

Sa	able	Dr	oit	Retou	r	T_R / T_D
L	(m)	1		1		
Н	(m)	0,40	0,50	0		
D ₁	(m)	0)	0,20	0,30	
D ₂	2 (m)	0)	0,20	0,20	
В	(m)	0)	0,25 - 0,	,50	
	CDI	5,8		6,8		1,17
T _T	GKL		7,7		8,5	1,10
(kN)	GRT	5,4		6,25		1,16
			6,9		7,4	1,07

5.2.4 Influence du nombre de bandes longitudinales et transversales sur l'effort de traction

Rappelons que la résistance de traction de géogrille dans deux sens est égale à 58 kN/m. Pour une largeur de 50 cm (largeur utilisée), le nombre de bandes longitudinales dans le sens transversal (20) est plus important que celui dans le sens longitudinal (13) alors que l'effort de traction au sens longitudinal (GRL) est plus important que dans l'autre sens (GRT) (maximum 12% pour l'ancrage droit et maximum 18% pour l'ancrage retour). Elle est due à l'augmentation du nombre de bandes transversales dans le sens longitudinal de la géogrille : (26 bandes dans le cas GRT et 40 bandes dans le cas GRL) et donc une augmentation de la surface de contact de ces bandes et leur résistance passive.

La Figure 34 montre le nombre de bandes longitudinales et transversales et la résistance passive des bandes transversales dans une nappe géogrille sont des paramètres importants sur l'effort de traction.



Figure 34 : Comparatif de la traction entre GRL et GRT dans la même charge appliquée.

La Figure 35 montre que pour une nappe géogrille quelque soit le sens testé (GRL et GRT), la mobilisation de la queue de la nappe sans retour (L = 1 m) n'est pas instantanée et le seuil de déplacement est le même. Dans le cas Sable/GRL, le seuil de déplacement est moins important que celui dans le cas Sable/GT₇₅; Cela signifie que la forme de la nappe est un paramètre important sur cette valeur.



Figure 35 : Déplacement en tête (mm) nécessaire au déplacement de la queue pour GRL et GRT.

5.2.5 Mouvement vertical du sable sur la nappe géogrille (GRL et GRT)

Un soulèvement du sable sur la largeur et la longueur de la nappe a été mesuré (annexe 2-9). Pour l'ancrage droit, ce soulèvement est plus important à proximité du système de traction (boîte de guidage) et au centre de la nappe. Un tassement du sable a été observé après la queue de la nappe. L'ensemble des ces observations montre que le soulèvement du sable dans le cas du géocomposite est plus important que dans le cas de la géogrille.

Pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est très faible en effet pendant l'extraction, le sable traverse les ouvertures de la géogrille dans la partie verticale de nappe (D_1) . Le déplacement de nappe dans la partie verticale (D_1) entraîne un tassement du sable après la queue de la nappe.

5.2.6 Comportement de la géogrille dans le sable

La Figure 36 montre la disposition et le déplacement de géogrille avant et après essai.



Figure 36 : Disposition et déplacement de géogrille avant et après essai.

Après essai, aucun déplacement de géogrille ci-dessous de la longueur du retour (B) n'a été observé et la hauteur de retour horizontal de nappe (D₁) aussi reste constante. L'ensemble des ces observations (Figure 36 et annexe 2-9) montre que la géogrille se déplace dans le sens de l'extraction (H2).

5.2.7 Conclusion Sable/Géogrille

L'étude de sensibilité a porté sur :

- le sable,
- le type de géogrille (GRL et GRT),
- pour l'ancrage droit, l'hauteur de H (0,40 ou 0,50 m),
- pour l'ancrage avec retour, l'hauteur de D₁ (0,20 ou 0,30 m) et la longueur du retour B (0,25 ou 0,50 m).

Le comportement des nappes géogrilles et l'influence de différents paramètres sur les résultats des essais pour l'ancrage avec et sans retour sont très similaires à ceux des nappes géocomposites dans le sable (une loi tri-linéaire). Par ailleurs pour des conditions donnant une résistance de traction de géogrille dans deux sens égale à 58 kN/m, le nombre de bandes longitudinales géogrille et la résistance passive des bandes transversales ne sont pas un paramètre important pour le seuil de déplacement mais influencent l'effort de traction. Pour l'ancrage avec retour, le sable traverse les ouvertures de la géogrille dans la partie verticale de nappe (D₁) et le soulèvement du sable reste ainsi très faible.

6 RESULTATS DES ESSAIS EFFECTUES SUR NAPPES GEOSYNTHETIQUES DANS LA GRAVE

6.1 Mobilisation du renforcement

6.1.1 Grave/Géocomposite

Le comportement des nappes géocomposites dans la grave est similaire à celui dans le sable (Grave/GT₂₃₀ : annexe 2-10 et Grave/GT₇₅ : annexe 2-11). Ce comportement pour l'ancrage avec retour est invariable quelque soit la rigidité du géocomposite (une loi tri-linéaire) et pour l'ancrage droit, ce comportement dépend de la raideur et la nature de la nappe de géocomposite et peut varier d'un comportement de type loi tri-linéaire à une loi bi-linéaire. Dans le cas Grave/GT₇₅ où la hauteur sol sur la nappe (H ou D₁ + D₂) est de 0,50 m, la nappe s'est déchirée.

6.1.2 Grave/Géogrille

Le comportement en tête d'une nappe de géogrille (GRL) sous une seule contrainte de confinement (H ou $D_1 + D_2 = 0,40$ m) pour l'ancrage sans ou avec retour dans la grave est similaire à celui dans le sable (annexe 2-12). Dans ce cas où la hauteur sol sur la nappe (H ou $D_1 + D_2$) est de 0,50 m, la nappe s'est déchirée.

6.2 Influence de H, D₁ et B sur l'effort de traction

Dans le cas Grave/ GT_{230} , le Tableau 14 montre l'influence des variations de H et de D_1 sur l'effort de traction qui sont de 38 % pour l'ancrage droit et de 33 % et 44 % pour l'ancrage avec retour et la dépendance à la longueur du retour (B).

Ce tableau aussi montre une augmentation (1% dans le cas Grave/ GT_{75} et 8% dans le cas Grave/ GT_{230}) et une diminution (3% dans le cas Grave/GRL) d'effort de traction pour une variation de B de 25 à 50cm. Il semble que la variation de B n'est pas un facteur important sur l'effort de traction.

Tubleau III milachee acs parametres sur Penore ac traction (11) pour Grave, GS II							
Paramètre	Définition	Domaine d'investigatio	Ancrage	Sol	GSY	Différence pour T _T	
Н	Hauteur sol sur la nappe	0,40 – 0,50 m	Droit		GT ₇₅ GT ₂₃₀	* 38	
	Hauteur de				GRL GT ₇₅	*	
D ₁	retour horizontal de	0,20 – 0,30 m	Avec	Grave	$\frac{\text{GT}_{230}}{\text{GRL}}$	33 - 44	
			retour		GT ₇₅	1	
В	retour	0,25 – 0,50 m			GT ₂₃₀	0 - 8	
					UKL	-3	

Tableau 14 : Influence des paramètres sur l'effort de traction (T_T) pour Grave/GSY.

Voir le Tableau 10 pour le calcul de la « Différence pour T_T »

6.3 Comparaison entre l'ancrage avec et sans retour

Une augmentation d'effort de traction de 15% pour le GT_{230} et le GT_{75} et de 11% pour la GRL entre les ancrages avec et sans retour a été observée (Tableau 15).

G	rave	D	roit	Retour		T _R / T _D
L	(m)		1	1		
Н	(m)	0,40	0,50	0		
D ₁	(m)		0	0,20 0,30		
D ₂	D ₂ (m)		0	0,20		
В	(m)		0	0,25 - 0,5	50	
	СT	10,2		11,7		1,15
T _T	01230		14,1		16,25	1,15
(kN)	GT ₇₅	11,7		13,5		1,15
	GRL	12,3		13,7		1,11

Tableau 15 : Comparatif de la traction maximale (kN) entre l'ancrage avec et sans retour (Grave/GSY).

* : La rupture de la nappe, GSY : géosynthétique.

6.4 Mouvemente verticale de la grave sur la nappe géosynthètique

6.4.1 Géocomposite (GT₂₃₀)

Le soulèvement de la grave sur la largeur et la longueur de la nappe géocomposite (GT_{230}) pour l'ancrage avec ou sans retour a été mesuré (annexe 2-13). L'ensemble des ces observations montre que sur la nappe GT_{230} , le soulèvement de la grave est similaire au soulèvement du sable (le plus important à proximité du système de traction et de la longueur du retour (B) pour l'ancrage avec et sans retour respectivement) mais sa valeur est plus important que le sable. Un tassement de la grave a été observé après la queue de la nappe pour l'ancrage droit mais pas pour l'ancrage avec retour.

6.4.2 Géogrille (GRL)

La Figure 37 montre le soulèvement de la grave sur la longueur de la nappe géogrille (GRL) pour l'ancrage sans (en noir) et avec retour (en gris). Pour l'ancrage droit, ce soulèvement est le plus important au milieu de la nappe et aucun tassement de la grave n'a été observé après la queue de la nappe. Pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est similaire à celui de nappe géocomposite dans la grave.



Figure 37 : Soulèvement de la grave (en cm) en fonction de la longueur de la nappe GRL (en m) pour tous les ancrages.

6.5 Comportement du géocomposite dans la grave

La Figure 38 montre la disposition et le déplacement de la grave et du géocomposite avant et après essai. Après essai, un déplacement de la grave et du géocomposite au dessous de la longueur du retour (B) a été observé. La hauteur de retour horizontal de nappe (D₁) aussi diminue après essai ; Cela signifie que le frottement de la grave sur la surface du géocomposite dans cet endroit est très fort. L'ensemble des ces observations (Figure 38 et annexe 2-13 montre que le géocomposite se déplace dans le sens de l'extraction (H2).



Figure 38 : Disposition et déplacement de grave et de géocomposite avant et après essai.

6.6 Conclusion

L'étude de sensibilité a porté sur :

- la grave,
- le type de géosynthétique (géocomposite : GT₇₅ et GT₂₃₀ et géogrille :GRL),
- pour l'ancrage droit, l'hauteur de H pour :
 - GT₇₅ et GRL : 0,40 m,
 - GT₂₃₀ : 0,40 ou 0,50 m.
- pour l'ancrage avec retour :
 - l'hauteur de D₁ pour :
 - GT₇₅ et GRL : 0,20 m,
 - GT₂₃₀ : 0,20 ou 0,30 m.
 - la longueur du retour B est 0,25 ou 0,50 m

Le comportement des nappes géocomposites ou géogrilles dans la grave et l'influence de différents paramètres sur les résultats des essais pour l'ancrage avec et sans retour sont très similaires à ceux des nappes géocomposites dans le sable. L'influence du type de sol sur les nappes géogrilles est plus important que celui sur les nappes géocomposites.

7 INFLUENCE DU TYPE DE GEOTEXTILE

7.1 Grave/GT₇₅ avec Grave/GT₂₃₀

La Figure 39 montre l'influence du type de géocomposite sur l'effort de traction dans la même charge appliquée et dans un type de sol. Dans ces essais où se trouve la grave, l'effort de traction avec le GT_{75} est plus important qu'avec le GT_{230} (~ 15% pour tous les ancrages).



Figure 39 : Comparatif de la traction entre GT₇₅ et GT₂₃₀ dans la grave et dans la même charge appliquée.

7.2 Sable/GT₇₅ avec Sable/GT₂₃₀

Dans le cas du sable, la Figure 40 montre l'influence du type de géocomposite sur l'effort de traction dans la même charge appliquée. Dans ce cas, l'effort de traction avec le GT_{230} est plus important qu'avec le GT_{75} (~ 4 % pour l'ancrage droit et maximum 13% pour l'ancrage avec retour).



Figure 40 : Comparatif de la traction entre GT₇₅ et GT₂₃₀ dans le sable et dans la même charge appliquée.

En comparant les deux figures ci-dessus, dans le cas du sable, l'effort de traction avec le GT_{230} est plus important qu'avec le GT_{75} alors que l'inverse est observé dans le cas de la grave. Il montre aussi l'influence du type de sol sur l'effort de traction.

8 INFLUENCE DU TYPE DE SOL

8.1 Sable/GT₂₃₀ avec Grave/GT₂₃₀

La Figure 41 montre l'influence du type de sol sur l'effort de traction dans la même épaisseur de la couche de sol ($H = D_1 + D_2 = 0,40$ ou 0,50 m) au-dessus de la nappe géocomposite. Dans ces essais où se trouve une nappe géocomposite (GT_{230}), l'effort de traction dans la grave est plus important que dans le sable (maximum ~ 70 % pour l'ancrage droit et maximum ~ 65% pour l'ancrage retour).



Figure 41 : Comparatif de la traction entre le sable et la grave pour GT₂₃₀ dans la même charge appliquée.



8.2 Sable/GRL avec Grave/GRL

appliquée.

La Figure 42 montre l'influence du type de sol sur l'effort de traction dans la même épaisseur de la couche de sol ($H = D_1 + D_2 = 0,40$ m) au-dessus de la nappe géogrille (GRL) pour deux systèmes d'ancrage différents. Dans ces essais, l'effort de traction dans la grave est plus important que dans le sable (~ 112 % pour l'ancrage droit et ~ 101% pour l'ancrage retour).

8.3 Conclusion

Le paragraphe 8 montre que pour le géocomposite et la géogrille, l'effort de traction dans la grave est plus important que dans le sable (plus de 50% pour GT_{230} et de 100% pour GRL) tandis que la contrainte de confinement dans le cas du grave est juste 30% plus importante que celle dans le cas du sable.

Cette différence dans l'effort de traction est liée à la masse (poids) volumique élevée et au coefficient d'uniformité de Hazen (Cu) dans la grave qui mène à la dilatance élevé et donc à un plus grand frottement. La masse volumique de la grave est plus importante que la masse volumique du sable et pour la même épaisseur de la couche du sol, il n'y a pas la même contrainte de confinement et donc un frottement différent. La cohésion ou l'enchevêtrement des particules de grave dans la géogrille sont aussi des explications possibles.

9 ANALYSE DES MECANISMES D'ANCRAGE AVEC RETOUR POUR GRL ET GT_{230}

Afin de mettre en évidence les mécanismes impliqués lors de l'extraction de la géogrille (GRL) et du géocomposite (GT₂₃₀), l'analyse des essais d'extraction a été réalisée sur deux types de sol sous la même contrainte de confinement pour l'ancrage avec retour B = 0,25 m. La Figure 43 montre l'effort de traction en tête (T_T) et le déplacement requis en tête (U_T) pour avoir un déplacement en queue de la nappe (Uq) pour la grave et le sable. Elle montre que la mobilisation en queue de la partie inférieure de la nappe (L = 1 m) pour deux types géosynthétiques dans deux types sols n'est pas instantanée.



Figure 43 : Comportement en tête d'une nappe de géogrille et de géocomposite dans deux types sols sous la même contrainte de confinement en ancrage avec retour B = 0,25 m.

Pour la même contrainte de confinement (~ 8 kPa), la capacité d'ancrage est plus importante dans le cas de la grave. Cette capacité est mobilisée très rapidement dans les deux cas. Les courbes montrent que la nature du sol et le type de géosynthétique (géogrille et géocomposite) influent sur le comportement de l'extraction.

L'effort de traction atteint sa valeur maximale pour un déplacement en tête $U_T = 25$ mm et 10 mm (respectivement pour GRL et GT_{230}) dans le cas du sable (points a - Figure 43) et pour un déplacement en tête $U_T = 42$ mm et 20 mm (respectivement GRL et GT_{230}) dans le cas de la grave (points b - Figure 43). Pour ces déplacements, les formes d'ancrage ne sont pas déformées. Pour les deux types du sol, la partie supérieure de la nappe (B = 0,25 m) n'est pas sollicitée pendant l'extraction. Pour des déplacements plus importants, l'ancrage se déforme différemment selon le type de sol.

10 MECANISME MOBILISE A L'INTERFACE GRAVE/GEOGRILLE

Dans le cas du sol grossier (grave), les essais effectués montrent que l'effort de traction maximum avec la géogrille (GRL) est plus important qu'avec le géocomposite (GT₇₅) alors que dans le cas du sable fin, les tendances sont inversées. Sachons que la résistance à la traction du GT₇₅ sans sol (79 kN/m) est toutefois plus importante que celle de la GRL (58 kN/m).

Pendant l'extraction et à l'interface sol grossier (grave) /géogrille, trois mécanismes peuvent être mobilisés :

a) le frottement du sol sur la surface de la géogrille,

b) le frottement sol-sol dans les ouvertures de la géogrille,

c) la résistance passive des bandes transversales de la géogrille.

Par conséquent dans le cas du sol grossier (grave), les géogrilles ont une résistance à l'extraction plus élevée que les géocomposites. Elles sont en effet capables de mobiliser du frottement sol/sol dans les ouvertures et de la résistance passive au niveau des membres portants (bandes transversales).

11 CONFRONTATION DES ETUDES PARAMETRIQUES MENEES SUR LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Une analyse paramétrique a été effectuée pour les résultats expérimentaux sur les deux types de géosynthétiques dans les deux types de sol. Le Tableau 16 synthétise l'influence qualitative des paramètres sur l'effort de traction (T_T) .

Il montre l'augmentation du confinement (H pour l'ancrage droit et D_1 pour l'ancrage avec retour) a une grande influence sur l'effort de traction. Il montre aussi la variation de la longueur du retour (B) a une faible influence sur l'effort de traction.

12 EFFICACITE DES ANCRAGES POUR UN DEPLACEMENT FIXE

Pour certains ouvrages, des déplacements importants ne sont pas acceptables pour mobiliser l'ancrage. Pour présenter l'efficacité des ancrages, un déplacement limite en tête a été fixé et l'effort de traction en tête a ensuite été vérifié. La Figure 44 (pour le GT_{230}) et l'annexe 2-14 (pour la géogrille) présentent l'effort de traction en tête en fonction du déplacement limite en tête dans le sable et la grave. Ces déplacements limites en tête varient de 5 à 100 mm. Puisque la longueur de la nappe est égale à 1 m, ces déplacements limites peuvent être considérés comme une déformation en % : de 0,5 % à 10 %.

Ces figures montrent que pour l'ancrage droit et avec retour, l'efficacité d'ancrage est la même lorsque les déformations (déplacements) sont faibles. Avec l'augmentation des déformations, l'efficacité d'ancrage dans le cas d'ancrage avec retour est plus importante que pour l'ancrage droit. Par conséquence, les ancrages avec retour ne sont pas toujours efficaces et leur efficacité nécessite un déplacement important incompatible avec les déformations admissibles dans un ouvrage.

						(- 1)*	
Paramètre	Définition	Domaine d'investigation	Ancrage	Sol	GSY	Différence pour T _T (%)	Influence sur T _T
Н	Hauteur	0,40 – 0,50 m	Droit	Sable	GT ₇₅	46	Grande
	sol sur la				GT ₂₃₀	43	
	nappe				GRL	33	
					GRT	28	
				Grave	GT ₇₅	*	
					GT ₂₃₀	38	
					GRL	*	
D_1	Hauteur	0,20 – 0,30 m	Avec	Sable	GT ₇₅	40	Grande
	de retour		retour		GT ₂₃₀	45	
	horizontal				GRL	25	
	de nappe				GRT	23	
				Grave	GT ₇₅	*	
					GT ₂₃₀	44	
					GRL	*	
В	Longueur	0,25 – 0,50 m	Avec	Sable	GT ₇₅	8	Faible
	du retour		retour		GT ₂₃₀	4	
					GRL	-3	
					GRT	3	
				Grave	GT ₇₅	1	
					GT ₂₃₀	8	
					GRL	-3	

Tableau 16 : Influence des paramètres sur l'effort de traction (T_T).





Figure 44 : Comparatif de la traction en tête entre les différents déplacements limites en tête (GT₂₃₀).

13 CONCLUSION

Les essais d'extraction réalisés en laboratoire nous ont permis de déterminer les paramètres tels que l'effort de traction et le déplacement en plusieurs points des nappes géosynthétiques. L'exploitation de ces résultats a conduit à la détermination du comportement des nappes géosynthétiques pour l'ancrage avec retour.

L'étude de sensibilité a porté sur :

- le type de matériau (sable et grave),
- le type de géosynthétique (géocomposite et géogrille),
- pour l'ancrage droit, deux hauteurs de H,
- pour l'ancrage avec retour :
 - deux hauteurs de D_1 ,
 - deux longueurs du retour B.

Les résultats des essais montrent que le comportement des nappes géosynthétique pour l'ancrage droit et l'ancrage avec retour est très similaire. La mobilisation du frottement le long de la nappe n'est pas instantané quelque soit la contrainte de confinement et l'ancrage. Dans ce cas, les tractions en tête en fonction des déplacements en tête pour l'ancrage avec retour peuvent être assimilées à une loi tri-linéaire (deux pentes et un palier). Pour l'ancrage droit, ce comportement dépend de la raideur et la nature de la nappe du géosynthétique et peut varier d'un comportement de type loi tri-linéaire à une loi bi-linéaire (une pente et un palier).

Le comportement des nappes géosynthétiques est plus complexe. Les tractions ainsi que les déplacements sont progressivement mobilisés de la tête à l'arrière de la nappe. La queue ne se déplace qu'après un seuil de déplacement en tête. Ce seuil dépend principalement de la raideur de la nappe, de sa configuration, de la contrainte de confinement et enfin du type de sol.

L'influence de différents paramètres a été mise en évidence à partir des essais d'extraction en laboratoire :

L'effort de traction maximum augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Les essais effectués sur les nappes géosynthétiques avec la même longueur inférieure de la nappe (L = 1 m) montrent que pour le déplacement en tête (U_T) important les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour.

Dans les ancrages avec retour, la variation de la longueur du retour (B) n'est pas un facteur important sur l'effort de traction. La comparaison de l'efficacité de deux longueurs de retour (0,25 et 0,50 m) montre que celle de 0,25 m est suffisante pour ce type d'ancrage. Dans ces essais (ancrage avec retour), l'effort de traction n'est donc pas proportionnel à la longueur du retour de la nappe et la longueur du retour (B) n'est pas le seul paramètre important pour déterminer l'efficacité de l'ancrage. Les mécanismes induits par le retour ne sont uniquement des glissements mais comportent également une part de butée. Il semble qu'une longueur minimale de retour existe pour mobiliser une butée dans le sol et ainsi augmenter la capacité d'ancrage.

La comparaison des résultats obtenus dans le sable fin et le sol grossier (grave) montre que l'effort de traction est plus élevé dans les sols grossiers. Cette différence est liée à la plus forte densité et au coefficient d'uniformité de Hazen (Cu) dans les sols grossiers qui conduisent à une dilatance élevée et donc à un frottement plus élevé.

Deux hypothèses sur le comportement du géosynthétique en ancrage avec retour sont envisageables;

- soit le géosynthètique ramène le sol en restant dans sa configuration initiale,
- soit le géosynthètique se déplace dans le sens de l'extraction.

Les essais effectués sur les nappes géosynthétiques montrent que le comportement du géosynthétique est très proche de la deuxième hypothèse.

Pour l'ancrage droit, le soulèvement du sol est le plus important à proximité du système de traction (boîte de guidage) et pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est le plus important à proximité de la longueur du retour (B).

La base de données de résultats obtenue dans ce chapitre va permettre d'effectuer des simulations des ancrages, de pouvoir les valider et d'étendre leur portée.

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage Milieu continu et discret

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage

Sommaire

1 INTRODUCTION	169
2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES	170
2.1 Analyse numérique de l'interaction sol/géosynthétique	170
2.2 Modélisation numérique des essais d'extraction en cuve métallique	170
2.2.1 Comparaison l'approche continue et discontinue	170
2.2.2 Rôle du géosynthétique dans les propriétés d'interface sol/géosynthétique	171
2.2.3 Approche discontinue	171
2.2.4 Approche continue	174
2.3 Avantages et inconvénients des approches 2D et 3D	179
2.4 Conclusions sur les modélisations numériques existantes	179
3 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS CONTINUS	180
3.1 Outil de simulation numérique flac	180
3.2 Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation	180
3.2.1 Sol	181
3.2.2 Interface sol/cuve métallique	182
3.2.3 Renforcements	183
3.2.4 Interface sol/renforcement	185
3.3 Modélisation des essais d'extraction	187
3.3.1 Essai d'extraction en ancrage droit	187
3.3.2 Etude paramétrique	192
3.3.3 Essai d'extraction en ancrage avec retour	195
3.3.4 Conclusion de la modélisation continue	205
4 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISCRETS	208
4.1 Présentation de la méthode de modélisation	208
4.1.1 Choix de la méthode des éléments discrets	208
4.1.2 Modèle et résolution numérique	208
4.1.3 Principe de modélisation en PFC2D	208
4.1.4 Avantages et inconvénients majeurs du modèle DEM	209
4.2 Détermination des paramètres nécessaires à la modélisation	210
4.2.1. Essai biaxial	210
4.2.2 Essai d'extraction	213
4.2.3 Essai d'extraction en ancrage droit	215
4.2.4 Essai d'extraction en ancrage avec retour	217
4.3 Réseau de forces de contact dans la cuve	220
4.4 Conclusion de la modélisation discontinue en comparaison avec la modélisation continue	221

1 INTRODUCTION

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de comportement due à l'utilisation de nouvelles formes d'ancrage ou de nouveaux matériaux (Park et Tan 2005, Won et Kim 2007, Yoo et Kim 2008, Leshchinsky 2009, Abdelouhab et al. 2009). Les études analytiques se limitent à définir de nouveaux modèles d'ancrage pour de nouveaux types de renforcement (Bourdeau et al. 1990, Wu 1991, Ling et al. 1992, Ballegeer et Wu 1993, Sobhi et Wu 1996, Dias et Bourdeau 1998, Gurung et al. 1999, Koerner et Soong 2001, Racana et al. 2003, Sieira et al. 2009, Abdelouhab et al. 2009). La modélisation numérique, bidimensionnelle ou tridimensionnelle (éléments finis, éléments discrets ou différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de divers paramètres au sein du modèle avec un temps raisonnable (Ho et Rowe 1994, Ling et al. 2003; Hatami et Bathurst 2005, Hatami et Bathurst 2006, Skinner et Rowe 2005, Al Hattamleh et Muhunthan 2006, Yoo et Song 2006, Bergado et Teerawattanasuk 2008).

Dans ce chapitre, une étude bibliographique sur la partie simulation numérique est effectuée. Le comportement d'un renforcement est mis en évidence par des modèles numériques 2D et 3D avec des approches continues et discontinues. Les auteurs étudient l'influence des paramètres du sol (la cohésion et l'angle de frottement), des modèles de comportement du sol (simple et complexe), du renforcement (type et module élastique), de l'interface sol/renforcement dans un essai d'extraction et/ou dans un ouvrage en sol renforcé.

Afin de confirmer et de compléter les études expérimentales présentées au chapitre précédent, une analyse numérique bidimensionnelle est effectuée à l'aide du code de calcul aux différences finies Flac 2D. Les paramètres déduits de la modélisation physique sont utilisés dans cette étude numérique.

Dans une première partie de cette analyse, une modélisation numérique en milieu continu a été adoptée. La cuve d'extraction avec deux formes d'ancrages (ancrage droit et avec retour) a été modélisée. Les paramètres de référence des nappes géosynthétiques et de l'interface sol/nappe sont validés par calage sur les essais d'extraction (chapitre 2) et les paramètres géomécaniques du sol sur des essais triaxiaux.

Puis l'étude numérique a permis d'étendue la portée des expérimentations et de mettre en évidence l'influence d'autres paramètres sur le comportement des géosynthétiques en ancrage. Cette analyse concerne les paramètres de l'interface sol/nappe, les paramètres du sol, les dimensions de l'ancrage avec retour, la hauteur du sol sur la nappe et du modèle de comportement du sol.

La seconde partie de l'analyse a conduit à mettre en œuvre une modélisation bidimensionnelle en milieu discret. Dans un premier temps, des essais biaxiaux numériques ont été menés afin de caler les paramètres micromécaniques des grains. Puis des essais d'extraction de nappe géosynthétique ont été réalisés (ancrage droit et avec retour sur du sable). Les simulations ont été effectuées à l'aide de PFC2D. Le modèle de nappe et de grains ont été développés dans la thèse de Bruno Chareyre (sous la direction de Pascal Villard au Laboratoire 3SR, Grenoble). Nous les remercions pour la mise à disposition de ce travail important pour la thèse. Les simulations nous permettent de reproduire les phénomènes observés expérimentalement.

2 ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

La modélisation numérique des ouvrages en sol renforcé a débuté dès les années 1970 par des modèles simplifiés et sur des murs renforcés par des renforcements métalliques inextensibles. Les premières modélisations ont été consacrées à la reproduction des résultats expérimentaux. Puis, l'évolution des méthodes numériques au fil des années a permis d'effectuer des analyses plus fines par l'étude du comportement de ces structures et de l'influence de chaque élément et de leurs paramètres sur la stabilité et la sécurité. Depuis l'utilisation des renforcements géosynthétiques, plusieurs types de modélisations numériques ont été effectués pour étudier l'influence de l'extensibilité des renforcements sur la stabilité et le comportement des structures en sol renforcé.

Les simulations numériques d'essais d'extraction en laboratoire sont de plus en plus utilisées afin de déterminer les paramètres à prendre en compte pour la modélisation d'un mur réel (Abdelouhab 2010, Wilson-Fahmy et al. 1994, Yogarajah et Yeo 1994, Perkins 2001, Dias 2003) et ou pour étudier le comportement des nappes avec plusieurs types formes d'ancrage (Briançon et al. 2008, Villard et Chareyre 2004).

2.1 Analyse numérique de l'interaction sol/géosynthétique

Le comportement des géosynthétiques notamment leur interaction avec le sol est caractérisé par le biais d'études expérimentales, analytiques et numériques. La modélisation numérique est l'outil de conception et de dimensionnement le plus sophistiqué et le plus puissant. Il permet à la fois le calcul et l'analyse de la stabilité et de la déformation. La nécessité de prendre en compte l'état limite de service (EuroCodes) induit souvent l'utilisation de la modélisation numérique (Konietzky 2006).

Généralement, les structures renforcées par géosynthétiques sont construites à partir des trois éléments suivants:

- le sol au-dessus et en dessous des géosynthétiques,
- le géosynthétique lui-même et
- l'interface sol/géosynthétique.

Chacun de ces éléments doit être caractérisé par les paramètres mécaniques (rigidité, résistance, ...) et hydrauliques (perméabilité, porosité, ...) par le biais de lois de comportement à des niveaux de complexité adaptés à la problématique rencontrée.

2.2 Modélisation numérique des essais d'extraction en cuve métallique

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée comme outil pour l'analyse inverse des résultats d'essais d'extractions.

2.2.1 Comparaison l'approche continue et discontinue

Les méthodes numériques disponibles pour le calcul des éléments mentionnées (sol, géosynthétique et interface sol/géosynthétique) peuvent généralement être divisées en approches continues (méthode des éléments finis (FEM), méthode des différences finies (FDM), ou méthode des éléments de frontière (BEM)) et discontinues (méthode des éléments discrets (DEM) et méthodes particulaires).

La Figure 1 présente deux types d'études tridimensionnelles possibles du système sol/géogrille.

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



Figure 1 : Une approche continue (à gauche) et une approche discontinue (à droite) pour la modélisation du système sol/géogrille (Konietzky 2006).

La méthode des éléments discrets (DEM) est adaptée à la simulation de phénomènes discrets et discontinus, au contraire de l'approche de la mécanique continue classique. Les approches continues représentent le sol comme un maillage volumique et le géosynthétique comme un élément coque entre les deux couches sol. L'interaction est constituée par des éléments d'interface sur les deux côtés de la géosynthétique (Figure 1, côté gauche). Ces méthodes numériques seront détaillées dans les paragraphes 2.2.3 et 2.2.4.

2.2.2 Rôle du géosynthétique dans les propriétés d'interface sol/géosynthétique

En plus des propriétés du sol et du géosynthétique, les propriétés d'interface sol/géosynthétique ont une grande importance dans la modélisation. Alors qu'un géotextile transmet les contraintes de cisaillement le long de la surface par le biais du frottement, une géogrille a une interaction complémentaire avec le milieu granulaire puisque les éléments du sol pénètrent dans les interstices de la géogrille (Figure 1, côté droite). Ce mécanisme est complexe et reste un phénomène tridimensionnel à étudier.

2.2.3 Approche discontinue

2.2.3.1 Méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets développée par Cundall et Strack (1979) modélise les milieux granulaires par un ensemble d'éléments indépendants, de tailles variables, interagissant par l'intermédiaire de leurs points de contact. Ce principe de simulation discrète permet de modéliser des milieux avec des déformations et des déplacements illimités ainsi que des discontinuités macroscopiques au sein du modèle. L'état final peut donc être différent de l'état initial. Pour ces raisons, cette méthode semble bien adaptée à la simulation des essais d'ancrage, impliquant des changements de géométrie importants en cours de calcul, notamment au niveau des interfaces sol/géosynthétique (Chareyre 2003). Dans un essai d'extraction, cette méthode représente le sol et le géosynthétique comme des éléments discrets qui sont connectés. L'interaction sol/géosynthétique est exploitée par un algorithme automatique de contact. Par conséquent, les éléments d'interface supplémentaires ne sont pas nécessaires.

La Figure 2 montre les différentes étapes de modélisation un ancrage droit dans l'essai d'extraction par le logiciel PFC2D en élément discrets. Il montre les efforts de traction

mobilisés sur le géosynthétique et les contraintes dans le sol. L'analyse numérique éclaire l'effort de traction mobilisé et le niveau de contrainte dans le long du renforcement (Aydogmus et Klapperich 2003).



Figure 2 : Résultats de la simulation numérique d'un essai d'extraction avec le logiciel PFC2D (Aydogmus et Klapperich 2003).

Gourc et al. (2005), Villard et Chareyre (2004) et Chareyre et al. (2002) ont étudié le comportement de l'ancrage d'un géosynthétique qui est un facteur déterminant lors de la conception des dispositifs de renforcement sur les pentes. Afin d'optimiser la géométrie des ouvrages en question (pour réduire la surface occupée par l'ancrage en tête de pente), une solution utilisant un ancrage en tranchée avec des formes variables a été utilisée. Des ancrages simples par recouvrement ont été comparés avec des ancrages en tranchée en L ou en V (Figure 3). Deux hypothèses relatives à la nature du sol sont prises en considération en supposant soit une rupture par glissement relatif sol/renforcement (sol cohésif), soit par déformation du massif d'ancrage (sol pulvérulent). Les formulations analytiques proposées sont comparées aux résultats numériques de simulations par éléments discrets, ainsi qu'à des résultats expérimentaux d'essais d'extraction en vraie grandeur. Les résultats obtenus démontrent la validité des formulations analytiques proposées pour le dimensionnement des ancrages en tranchée. Ils ont montré que le type du sol, la forme d'ancrage et l'angle d'inclinaison de la pente (correspondant à l'angle de la traction appliquée au géosynthétique ancré) ont une influence importante sur l'effort de traction et le mécanisme de rupture.



Figure 3 : Types des systèmes étudiés: (a) la géométrie classique, (b) ancrage droit, (c) ancrage en L, (d) ancrage en V (Gourc et al. 2005, Villard et Chareyre 2004; Chareyre et al. 2002).

Briançon et al. (2008) ont étudié le comportement d'un ancrage droit et avec retour dans un essai d'extraction. Ils ont comparé les résultats numériques obtenus par éléments discrets pour un ancrage droit et un ancrage avec retour aux résultats expérimentaux dans le cas un sol cohérent et ont trouvé un bon accord entre eux. Ils ont montré qu'il y a un certain nombre de

paramètres importants sur le comportement d'ancrage avec retour. Une simulation a été réalisée avec un sol non-cohésif pour comparer le comportement d'ancrage selon le type de sol. Au contraire de l'ancrage droit, la nature du sol a une influence sur le comportement de nappe dans le cas de l'ancrage avec retour. Dans un sol cohérent, une butée de la masse de sol apparaît au cours de l'extraction et dans le cas un sol non-cohésif, l'ancrage se déplace dans le sens de l'extraction (Figure 4).



sans cohésion (Briançon et al. 2008).

La partie supérieure de la nappe n'est pas mobilisée pendant l'extraction dans les deux cas d'ancrage avec retour (avec et sans cohésion). Cette étude souligne que, pour le paramètre sélectionné le sol, la géométrie du géosynthétique, et la partie supérieure de la nappe géosynthétique ne participent pas à la capacité d'ancrage avec retour et qu'il convient de considérer une butée pour un sol cohérent. La modélisation numérique et les essais expérimentaux montrent que la forme d'ancrage ne se déforme pas lorsqu'il y a une force de

traction maximale. En outre, il est important pour dessiner d'ancrage avec un critère de déplacement: pour le grand déplacement, même si la force de traction reste constante, le déplacement de l'ancrage devient non-acceptable pour le comportement d'un ouvrage sol renforcé.

2.2.4 Approche continue

2.2.4.1 Méthode des éléments finis

Les premières études ont été effectuées par la méthode des éléments finis et elles ont été focalisées sur la reproduction des résultats expérimentaux. Plusieurs études de modélisation par éléments finis ont été rapportées dans la littérature. Des auteurs ont vérifié le comportement des géosynthétiques soit par des essais d'extraction soit dans un ouvrage en sol renforcé. En outre, pour chaque élément de sol, de géosynthétique et d'interface sol/géosynthétique un modèle de comportement différent a été considéré (Tableau 1).

Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Modélisation du renforcement /J (en kN/m)	Interface sol/renforcement	But de l'étude
Sugimato et Alagiyawanne (2003)	2D / DIANA /DP	Drucker – Prager	EL-GR/ 285-941	Bond slip- coulomb friction	Etudier les propriétés d'interface
Bergado et al. (2003)	2D/SAGE CRISP/DP	МС	EL-Acier/ 8400-10000	Elément joint	Etude d'un mur sol renforcé
Bolt et Duszynska (2002)	2D/PLAXIS/DP	МС	EL-GT/500	Elasto- plastique	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction
De et Vellone (2005)	2D/SSTIPNH	Hyperbolique	Hyperbolique- GSN (GT, GNT et GMB)	Une dimensionnel	Analyser un système linéaire multicouche
Perkins et Edens (2003)	2D/ABAQUS	1-surface de limite plasticité 2-élastique- linéaire	GR-GT Elasto-plastique	Coulomb friction	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction

Fableau	1:	Modèles	numériques	existant en	élément fini.
		1110000000			

MC : Mohr-Coulomb DP : déformations planes EL : Elastique linéaire GT : Géotextile GR : Géogrille GNT : Géonet GMB : Géomembrane.

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

Toutefois, la relation effort de traction-déformation-temps peut affecter les résultats et conduire à des écarts entre les résultats de calcul et les résultats de mesure.



Figure 5 : Modélisation numérique des essais d'extraction en élément fini (De et Vellon 2005).

De et Vellon (2005) ont rapporté l'utilisation de la méthode des éléments finis en 2D pour modéliser un système multicouches linéaire de géosynthétiques (géotextile, géonet et géomembrane) dans un essai d'extraction avec deux types d'ancrage ; ancrage droit et ancrage en L (Figure 5). Le sol et les géosynthétiques ont été modélisés en utilisant des relations hyperboliques.

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

2.2.4.2 Méthode des différences finies

Plusieurs études de modélisation en différences finies à l'aide du logiciel FLAC ont été rapportées dans la littérature. Des auteurs ont vérifié le comportement du géosynthétique (en 2D et en 3D) soit dans un essai d'extraction soit dans un ouvrage sol renforcé. Certaines études ont été menées simultanément sur des armatures métalliques et géosynthétiques afin de mettre en évidence la différence de comportement des ouvrages renforcés par ces deux types de renforcements et aux différents modèles de comportement de sol utilisés dans la modélisation numérique et l'influence de leur complexité sur les résultats (Huang et al. 2009, Hatami et Bathurst 2005, Abdelouhab et al. 2010).

Pour modéliser le comportement du renforcement et de son interface avec le sol, la plupart des auteurs ont utilisé des éléments structurels comme l'élément Geogrid en 3D et Cable ou Strip en 2D. Avec ces éléments structurels, les éléments d'interface sont déjà incorporés.

La plupart des modélisations mettent en œuvre le modèle Mohr-Coulomb pour le comportement de sol. Il n'existe aucune étude sur le comportement géosynthétique en ancrage avec retour, en L et en V (Tableau 2).

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage

rableau 2 : Moucles numeriques existant en unierences nines.									
Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Renforcement	Elément structure	But de l'étude				
Aydogmus et Klapperich (2008)	3D / FLAC	МС	EL GSY	Geogrid	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction				
Bergado et Teerawattanasuk	2D / FLAC	MC	Treillis soudés et treillis métallique	Cable	Etude un remblai sol				
(2008)	3D / FLAC		hexagonal	Shell	renforce				
Huang et al. (2009)	2D / FLAC	MC Duncan Lade	GR	Cable	Influence des types de modèle de sol				
Hatami et Bathurst (2005)	2D / FLAC	MC	GR	Cable	Etude un mur sol renforcé				
Abdelouhab et al. (2010)	2D / FLAC	MC Duncan et Chang CJS2	EL Bande métallique et synthétique	Strip	Etude un mur sol renforcé et étude paramétrique				
Reiffsteck (1996)	2D / FLAC	MC	GSY	Cable	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction				

Tableau 2 : Modèles numériques existant en différences finies.

MC : Mohr-Coulomb EL : Elastique linéaire GSY : Géosynthétique GR : Géogrille.

• Aydogmus et Klapperich (2008)

Ils ont effectué une analyse tridimensionnelle aux différences finies d'un essai d'extraction. Cette modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul aux différences finies FLAC3D. L'analyse tridimensionnelle a été réalisée en respectant au mieux les conditions de l'expérimentation. Le sol a été modélisé comme étant élasto-plastique avec le critère de rupture de type Mohr-Coulomb et le géosynthétique a été modélisé avec un modèle de comportement élastique linéaire. Dans cette étude, ils ont utilisé d'élément structurel Geogrid (GSE) pour modéliser l'interaction cisaillement et le comportement de renforcement souples comme les géotextiles ou les géogrilles.

Les résultats des calculs ont été comparés aux valeurs mesurées expérimentalement et ils ont montré un bon accord entre eux. Ils ont étudié l'influence du module d'élasticité de la géogrille sur le comportement de la nappe dans un essai d'extraction. Ils ont montré que la diminution de la rigidité de la géogrille a une influence importante. Pour une géogrille rigide et sous l'effort de traction max, toute sa longueur est pleinement mobilisée et la mobilisation de la queue de la nappe est instantanée alors que pour une géogrille moins rigide avec un module d'élasticité de E/100, la mobilisation de la queue n'est pas instantanée et juste une partie de la surface de la géogrille est mobilisée.

• Huang, Bathurst et Hatami (2009)

Ces auteurs ont utilisé le code de calcul aux différences finis FLAC2D pour étudier l'influence du modèle de comportement de sol sur le comportement de deux types de murs en sol renforcé. Le sable renforcé a été modélisé par trois différents modèles de comportement de complexité croissante: le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC), le modèle hyperbolique modifié de Duncan-Chang (D&C) et le modèle de Lade. Ces trois modèles de comportement ont été utilisés d'abord sur des essais triaxiaux afin de valider les paramètres numériques. Selon les auteurs, les résultats ont montré que le modèle hyperbolique de D&C et le modèle de Lade permettent une reproduction relativement précise des essais triaxiaux. L'erreur de calcul sur les déformations axiales est inférieure à 4%. Le modèle de Lade est jugé le plus précis pour simuler les déformations volumiques par contre le modèle de D&C ne permet pas de reproduire la dilatance du sol. Le modèle de MC donne les résultats les moins précis ; il surestime les valeurs de cisaillement mais reproduit bien la forme de la déformation volumique. Les résultats de calculs numériques ont été comparés aux résultats de mesures. D'après les auteurs, les résultats de calculs obtenus par les trois modèles sont assez proches des résultats de mesures expérimentales à la fin de la construction et aux différents niveaux de chargement. Ils ont montré par exemple, que les trois modèles donnent des résultats quasi-similaires pour les contraintes de traction en tête des armatures. Toutefois, le modèle de D&C modifié est un bon compromis entre la précision des résultats et la disponibilité des paramètres issus d'essais triaxiaux.

Les auteurs concluent que l'utilisation d'un modèle de comportement de sol simpliste tel que MC est suffisante pour reproduire le comportement des murs en sol renforcé à condition de modéliser correctement les différents éléments du mur. Les niveaux de déformation dans les murs étudiés sont de petite taille et restent dans le domaine élastique. Ce qui explique la conformité des résultats malgré l'utilisation de trois modèles de comportement différents. Pour une modélisation correcte, la déformation maximale des renforcements ne doit pas dépasser 3% pour éviter un important développement de zones de plastification dans le sol. Ces auteurs indiquent qu'un modèle de type élasto-plastique de MC est suffisamment précis pour simuler le comportement en état de service d'un mur comportant une façade rigide construit sur une fondation rigide. Le modèle de Lade est très intéressant car il prend en compte un large champ de déformation de sol. Toutefois, il requiert neuf paramètres de plasticité dont la plupart n'ont pas de signification physique évidente et ne peuvent pas être déterminés expérimentalement. Cette étude a conduit aux mêmes résultats que ceux présentés par Ling et al. (2003) et Hatami et Bathurst (2005, 2006). Ces différents auteurs concluent que la nécessité de modèles de comportement complexes n'est pas justifiée si les résultats des simulations numériques par de modèles plus simples sont compatibles avec les résultats physiques.

• Abdelouhab et al. 2010

Il a étudié le comportement d'un mur en sol renforcé (en Terre Armée) en utilisant un code de calcul aux différences finis FLAC2D. Les renforcements (Bandes métalliques et synthétiques) ont été modélisés par l'élément de structure Strip. Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des structures en Terre Armée, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique. L'importance de cette étude réside dans le fait que la méthode et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les étapes de la construction sont reproduites comme dans des conditions réelles, les paramètres de référence de l'interface sol/bandes synthétiques ont été validés par calage sur des essais d'extraction et enfin un modèle non-linéaire, validé sur un essai triaxial, est utilisé pour reproduire avec précision le comportement du sol.

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement du mur ainsi que l'importance de chaque paramètre. Dans ce cas, il a étudié l'influence des paramètres du sol (la cohésion et l'angle de frottement), des modèles de comportement du sol (MC, D&C et CJS2), de renforcement (type et module élastique), d'interface sol/renforcement, de compactage du sol et de la hauteur du mur sur un mur sol renforcé (en Terre Armée).

Il a montré le comportement du mur est légèrement différent en utilisant des trois différents modèles MC, D&C et CJS2. Il semble nécessaire d'utiliser au moins un modèle de

comportement non-linéaire des sols (comme D&C) pour modéliser correctement la déformation du mur et les efforts de traction sur les renforcements en bas du mur. En revanche, l'utilisation d'un modèle qui prend en compte l'existence de la dilatance avant la rupture (comme CJS2) permet de mieux modéliser les déplacements en cisaillement sol/renforcement et les efforts de traction sur les renforcements dans la partie supérieure du mur là où la dilatance est plus importante.

• Reiffsteck 1996

Il a modélisé des essais d'extraction par la méthode des différences finies FLAC2D pour étudier le comportement d'une nappe géosynthétique. Le sol a été modélisé avec un modèle de comportement élasto-plastique isotrope avec le critère de rupture Mohr-Coulomb. Les renforcements sont modélisés avec un modèle de comportement élastique linéaire par élément structurel Cable.

Il a effectué une étude paramétrique pour définir les paramètres influents sur la relation effort de traction-déformation des essais d'extraction ainsi que l'importance de chaque paramètre. Dans ce cas, il a étudié l'influence ces paramètres : module d'Young du renforcement, coefficient de frottement à l'interface et module élasticité de sol.

Il a aussi étudié l'influence d'un seuil de déformation initial ε_0 sur le comportement d'une nappe ancrée dans le sol. Il a considéré une la loi de traction bilinéaire afin de mieux prendre en compte la mobilisation retardée des nappes synthétiques. Cette amélioration a été effectuée en prenant en compte la loi de traction réelle correspondant aux renforcements souples (Figure 6). Celle-ci est déduite d'essais de traction directs effectués sur des nappes synthétiques libres. Un complément à cette loi a été mis en œuvre, en modifiant la loi de traction par l'introduction d'un seuil de déformation initial ε_0 (Bourdeau 1990). En effet, à cause de la souplesse des nappes et de la non planéité de la surface sur laquelle elles sont mises en place, une déformation initiale ε_0 est permise sans reprise d'effort de traction ; ce qui correspond à un défaut de mise en place initiale.



(a) Loi élastique linéaire Figure 6 : Essais de traction normalisé sur des nappes synthétiques libres (Reiffsteck 1996)

Il a montré que le paramètre ε_0 n'a pas d'influence sur l'effort de traction mobilisable mais il agit comme filtre. Plus la valeur de ε_0 est grande plus la réponse en effort de traction du modèle est perturbée. Il y a une mobilisation de l'interface par saccades. La variation de ε_0 n'a pas la même influence que dans le modèle analytique. Ici il agit sur la précision du résultat mais pas sur la valeur.

2.3 Avantages et inconvénients des approches 2D et 3D

Les ouvrages en sol renforcé par des nappes géosynthétiques représentent des problèmes tridimensionnels. Le calcul tridimensionnel permet de prendre en compte l'influence de plusieurs autres paramètres négligés dans un calcul bidimensionnel, à savoir : l'effet de bord, l'effet en 3D (comme la largeur de la nappe) et une répartition des contraintes qui ne sont pas prises en compte dans le cas d'une modélisation bidimensionnelle. Aujourd'hui, la puissance des outils informatiques est de plus en plus importante et permet d'effectuer les calculs tridimensionnels les plus complexes avec une difficulté moindre. Cependant, le calcul numérique tridimensionnel présente l'inconvénient d'être à la fois long, coûteux et complexe. Pour ces raisons, la modélisation de ce type d'ouvrage a été le plus souvent, ramenée à l'étude d'un problème bidimensionnel. Pour cela, plusieurs études numériques (Hatami et Bathurst 2005, Bergado et Teerawattanasuk 2008, Huang et al. 2009, Abdelouhab 2010, Reiffsteck 1996, Dias 2003) ont montré que de bons résultats peuvent être obtenus à partir de la modélisation numérique bidimensionnelle et qu'en dépit de certaines simplifications effectuées généralement, ce type de modélisation permet d'étudier et de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres avec un coût et dans un temps qui sont raisonnables. L'intérêt du calcul tridimensionnel réside dans une modélisation plus réaliste de plusieurs paramètres.

2.4 Conclusions sur les modélisations numériques existantes

L'étude bibliographique présentée dans cette partie met en relief :

- L'importance du comportement du renforcement,
- L'amélioration de la modélisation en utilisant des modèles plus sophistiqués du sol n'est pas garantie,
- La bonne représentatitivité des résultats numériques comparés aux résultats expérimentaux,
- Le besoin d'améliorer la connaissance de l'interface sol/géosynthétique.

Cette étude bibliographique à mis en évidence quelques lacunes dans la modélisation de ce problème :

- La plupart des modélisations mettent en œuvre le modèle de Mohr-Coulomb,
- Il n'existe aucune étude paramétrique sur le comportement géosynthétique en ancrage avec retour, en L et en V.

3 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS CONTINUS

Les études expérimentales composées d'essais d'extraction avec deux formes d'ancrages (ancrage droit et avec retour) forment une base de données intéressante sur laquelle des simulations numériques peuvent être validées.

Le modèle présente une coupe longitudinale sur laquelle sont modélisés le sol, la cuve et le géosynthétique. Les dimensions du modèle physique ont été conservées dans la modélisation. Ce modèle est présenté ci-dessous (Figure 7).



Une analyse numérique bidimensionnelle a été effectuée avec le logiciel FLAC2D. Les paramètres déduits de la modélisation physique sont utilisés dans cette étude numérique. Puis, une étude paramétrique est aussi effectuée sur les paramètres de l'interface sol/nappe, les paramètres du sol, les dimensions de l'ancrage avec retour, la hauteur du sol sur la nappe et le modèle de comportement du sol.

3.1 Outil de simulation numérique flac

Le logiciel Flac est un code de calcul aux différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billaux et Cundall 1993). Il permet la résolution de problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Une définition plus détaillée de la méthode utilisée par ce code de calcul et le principe de la modélisation est donnée en annexes 3-1 et 3-2.

3.2 Modèles constitutifs et paramètres géomécaniques de modélisation

Les dimensions du modèle physique ont été conservées dans la modélisation. La cuve est considéré comme indéformable, ainsi chacun des nœuds qui appartiennent au maillage de la cuve sera bloqué en déplacement dans toutes les directions (Figure 8, lettre B). Le maillage a été raffiné autour du géosynthétique afin d'avoir des résultats précis. Pour une hauteur de recouvrement de 40 cm ($H = D_1+D_2$) et une longueur horizontale de nappe de 1 m (L), le
nombre d'éléments du maillage est de 88 et de 71 dans le sens horizontal et vertical respectivement dans le cas d'ancrage avec retour (Figure 8 (a)). Dans le cas d'ancrage droit, ce nombre est de 79 et de 54 dans le sens horizontal et vertical respectivement (Figure 8 (b)). Le nombre et la taille d'éléments du maillage dépendent de la forme d'ancrage (droit et avec retour), des dimensions d'ancrage (L, D₁) et la hauteur de recouvrement du sol (H).



Figure 8 : Condition aux limites cuve et éléments d'interface.

L'essai d'extraction d'un ancrage est modélisé en prenant en compte des paramètres géomécaniques réels. Les paramètres de référence des nappes géosynthétiques et de l'interface sol/nappe sont validés par calage sur les essais d'extraction (chapitre 2) et les paramètres géomécaniques du sol sur des essais triaxiaux. Ces paramètres sont décrits cidessous :

3.2.1 Sol

Le sol utilisé dans cette étude est un sable fin uniforme, connu sous le nom de sable d'Hostun RF (Gay 2000, Flavigny et al. 1990).

Les modèles de comportement utilisés pour simuler ce sol sont :

1- Elasticité linéaire avec plasticité parfaite (critère de rupture de type Mohr-Coulomb).

2- Modèle CJS2 : élastoplastique avec respectivement écrouissage isotrope (Maleki et al. 2000).

La densité de sol considérée et le coefficient des terres au repos (K_0) pour les deux modèles sont de 1560 kg/m³ et de 0,5 respectivement.

3.2.1.1 Modèle de Mohr Coulomb

Le modèle le plus simple (nommé MC dans cette étude) est utilisé pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents : les sables et des sols cohérents à court et long terme : argile et limon (Mestat 2002). C'est un modèle élastique parfaitement plastique, c'est-à-dire qu'il n'y a pas d'écrouissage et la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes. Cette loi de comportement est caractérisée par la loi de Hooke (élasticité linéaire isotrope E et v), une surface de rupture et un potentiel plastique. La cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ) sont les deux paramètres caractéristiques de ce modèle. Il permet de simuler par cisaillement, la rupture du sol.

Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres: les paramètres élastiques (E: module d'Young, v : coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (ϕ : angle de frottement, c: cohésion, et ψ : angle de dilatance).

Gay 2000 et Abdelouhab 2010 définissent ces paramètres à partir de résultats d'essais oedométriques et triaxiaux de laboratoire (Tableau 3).

Paramètre	Définition	Valeur
E	Module d'Young	50 MPa
ν	Coefficient de Poisson	0,3
с	Cohésion du matériau	1,2 kPa
φ	Angle de frottement interne du matériau	42°
Ψ	Angle de dilatance du matériau	6°

Tableau 3 : Paramètres du modèle MC (Gay 2000 et Abdelouhab 2010).

3.2.1.2 Modèle CJS2

Le modèle CJS2 est une version simplifiée du modèle CJS développé à l'Ecole Centrale de Lyon (Cambou et Jafari 1988) pour simuler le comportement des sols granulaires. Ce modèle est basé sur une partie élastique non linéaire et deux mécanismes de plasticité : un mécanisme déviatoire et un mécanisme isotrope. Il prend en compte le comportement non linéaire des sols sous faibles contraintes, ainsi que la présence de la dilatance avant la rupture pour les matériaux denses ou surconsolidés (Maleki et al. 2000). L'utilisation de ce modèle exige la détermination de trois paramètres élastiques, cinq paramètres de mécanisme déviatorique et un paramètre de mécanisme isotrope (Tableau 4). La description du modèle (Jenck et al. 2009) et de ses paramètres sont donnés en annexe 3-3.

	Paramètre	Définition	Valeur
	G ₀	Module de cisaillement sous pression de référence Pa=100kPa	19 MPa
Elasticite	K ₀ ^e	Module volumique sous pression de référence Pa	41 MPa
	n	Dépendance des paramètres élastiques à la contrainte	0,6
	R _m	Taille de la surface de rupture	0,3 m
Mésaniama	R _c	Taille de la surface de rupture caractéristique	0,11 m
déviatoire	β	Pente de la dilatance au palier d'écoulement	-0,18°
deviatorie	А	Pente du déviateur	0,00029
	γ	Forme de la surface de rupture	0,83
Mécanisme isotrope	K ₀ ^p	Module de déformation volumique plastique pour la pression de référence	55 MPa

Tableau 4 : Paramètres du modèle CJS2 (Abdelouhab 2010).

3.2.2 Interface sol/cuve métallique

Des éléments d'interface ont été mis en œuvre afin de simuler l'interaction sol/cuve (Figure 8).

La raideur normale (Kn) et la raideur de cisaillement (Ks) à l'interface sont calculées en utilisant des recommandations du code de calcul Flac 2D. L'angle de frottement à l'interface est supposé être égal à 2/3 de l'angle de frottement du sol (Tableau 5).

Tableau 5 . Caracteristiques de l'internace sol/cuve.			
Paramètre	Valeur		
Modèle de comportement	Glissement de coulomb		
Raideur normale (GPa) à l'interface sol/cuve : Kn	1000		
Raideur de cisaillement (GPa) à l'interface sol/cuve : Ks	1000		
Angle de frottement (°) à l'interface sol/cuve : ϕ	28		

Fableau 5 : C	Caractéristiques	de l'interfa	ce sol/cuve.
---------------	------------------	--------------	--------------

3.2.3 Renforcements

Trois nappes géosynthétiques ont été étudiées : deux géocomposites et une géogrille :

- Géocomposite Rock PEC 75/75 (GT₇₅)
- Géocomposite Bidim Rock PEC 230 (GT₂₃₀)
- Géogrille Miragrid (GR)

Les caractéristiques des géosyntétiques utilisés sont regroupées dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Caractéristiques du géosynthétique.			
Caractéristiques GT ₇₅ GT ₂₃₀ GF			GR
Epaisseur (mm)	2,6	3,2	2,4
Résistance à la traction dans le sens longitudinal (kN/m)	79	242	58
Résistance à la traction dans le sens transversal (kN/m)	79	12	58
Déformation à l'effort de traction (%)	11,5	11,5	10,5
Résistance à 2% de déformation (kN/m)	16	46	10
Résistance à 3% de déformation (kN/m)	22	-	13
Résistance à 5% de déformation (kN/m)	37	84,75	17

Les géosynthétiques utilisés sont modélisés sous FLAC par l'élément structurel Strip (voir paragraphe 3.2.3.1). Cet élément est spécialement conçu pour simuler le comportement de renforcements utilisés en sol renforcé.

3.2.3.1 Elément Strip

L'élément Strip peut simuler une résistance en traction, en compression et au cisaillement mais ne présente aucune raideur en flexion. Les propriétés de l'élément permettent de reproduire directement les propriétés dimensionnelles et de résistance du matériau, ainsi que les lois d'interface élément/sol. Les propriétés prises en compte dans le modèle sont présentées dans le Tableau 7. Certains paramètres resteront invariants quels que soient les cas : Largeur de calcul, Nombre de nappes et Largeur de nappe et les autres paramètres en revanche varient en fonction du type de géosynthétique utilisé. Dans cette étude, la largeur de calcul est égale à la largeur unitaire (1 m) et le nombre de nappes élémentaires dans cette largeur est de 1 nappe.

La résistance à la traction est ensuite déterminée à partir de la section transversale en prenant en compte une largeur 0,5 m. Dans cette étude, la résistance à la compression est nulle. Le module élasticité est déterminé à partir du Tableau 6 dans le paragraphe suivant.

Tableau 7 : Parametres utilises dans Telement structurel type Strip.			
Propriétés des renforcements	GT ₇₅	GT ₂₃₀	GR
Modèle de comportement	EL	EL	*
Nombre de nappes (nstrips)		1	
Largeur de calcul (calwidth) m	1		
Largeur de nappe (strwidth) m 0,5			
Résistance maximale à la compression (strcomp) kN	0		
Épaisseur (strthickness) mm	2,6	3,2	2,40
Résistance maximale à la traction (stryield) kN	39,5	121	29
Module d'Young (E) MPa	270	640	*

Tableau 7 : Paramètres utilisés dans l'élément structurel type Strip.

EL: élastique linéaire *: module élasticité non linéaire.

3.2.3.2 Module élasticité (d'Young, E)

Les fiches techniques des géosynthétiques montrent la résistance à la traction (en kN) et la déformation (en %) de nappe déduite des essais de traction sur les nappes sans sol. Afin de déduire le module d'Young (en MPa), il faut au préalable tracer le graphe représentant la contrainte de traction (en MPa) dans le géosynthétique en fonction de la déformation (en %). La contrainte de traction est prise en compte de la formule suivante :

Contrainte de traction = Résistance à la traction / (Epaisseur de nappe * Largeur de nappe)

Pour le géocomposite (GT₇₅), la Figure 9 (a) présente la relation expérimentale et la relation linéaire adoptée. Sur la gamme de déformations adoptée, la relation expérimentale est non-linéaire. Le coefficient de corrélation de la relation simplifiée adoptée est toutefois proche de 1 et montre un bon accord avec l'expérimentation. La pente de cette courbe donne un module élasticité constant de 270 MPa.

Au contraire de celle des géocomposites, la courbe des géogrille (GR) est non linéaire et il est difficile de prendre l'hypothèse d'un module élasticité constant (Figure 9 (b)).



Il est alors nécessaire de prendre en compte la dépendance du module d'élasticité aux déformations de la géogrille. Pour cela, une courbe de la résistance à la traction en fonction de déformation plus précise a été tracée (Figure 10).



Figure 10: Résistance à la traction / déformations de la géogrille.

Une formule a été déterminée grâce à la régression sur cette courbe :

$$T(kN) = 43747d^3 - 4215.1d^2 + 323.42d$$

T : Résistance à la traction en kN appliqué en tête géogrille de 0,5 m de largeur,

d : Déformation de la géogrille.

La formule suivante nous donne le module d'élasticité de la géogrille :

$$E = \frac{1}{S} \frac{\partial T}{\partial d}$$

S : Section transversale de la géogrille On obtient alors :

 $E(MPa) = \frac{1}{S(m^2)} (131.2d^2 - 8.43d + 0.323)$

3.2.3.3 Prise en compte d'un module d'élasticité non linéaire

Afin de permettre au logiciel de prendre en compte les changements du module élasticité de la géogrille en fonction de sa déformation, une fonction qui combine l'utilisation de la commande *whilestepping* et de pointeurs est utilisée.

La commande *whilestepping* permet d'imposer au logiciel de lancer la fonction à chaque étape de calcul.

Les pointeurs sont un moyen d'accéder directement à la mémoire du programme et d'y extraire ou d'y modifier les paramètres qui nous intéressent. À chaque étape de calcul, ils permettent d'extraire les déplacements de chacun des nœuds et modifier le module de déformation en appliquant la formule explicitée précédemment.

Dans l'objectif de comparer les résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux de l'essai traction (géosynthétique seul), un modèle numérique sur un élément Strip a été réalisé. Le modèle permet d'obtenir des résultats en bon accord avec les résultats expérimentaux (Figure 11), et la fonction utilisée pour cet essai sera donc reprise dans l'essai d'extraction. Il sera par ailleurs nécessaire de diviser l'élément Strip en plusieurs parties, afin d'améliorer la précision du modèle.



Figure 11 : Résistance à la traction/déformation de la géogrille.

3.2.4 Interface sol/renforcement

Le comportement en cisaillement de l'interface sol/nappe est défini par une loi non-linéaire qui varie en fonction de la contrainte (pression) de confinement. L'élément Strip prend en compte dans ses propriétés la variation de contrainte de confinement. Les paramètres de cette interface sont le coefficient de frottement apparent (f*) et la raideur de cisaillement (k) définis à partir des résultats des essais d'extraction.

L'utilisation des paramètres déterminés à partir de l'étude expérimentale d'un essai d'extraction avec ancrage droit permet une modélisation précise du comportement des nappes en ancrage avec retour.

3.2.4.1 Coefficient de frottement apparent (f*)

Le coefficient de frottement apparent à l'interface sol/nappe est exprimé par la formule suivante :

$$f^* = \frac{\tau}{\sigma}$$

Dans cette formule, σ représente la contrainte normale (en kPa) dans le sol au niveau de la nappe et τ représente la contrainte tangentielle (en kPa) correspondant au rapport entre l'effort de traction maximal en tête et la surface de contact entre le sol et le géosynthétique. Ce contact s'effectuant en partie supérieure et inférieure du géosynthétique, la surface de contact est égale au double de la surface du géosynthétique.

Des coefficients f*0 et f*1 sont définis dans le modèle numérique. Ils permettent de déterminer l'évolution de f* en fonction de la contrainte de confinement (Figure 12).



Figure 12 : Obtention du coefficients f*₀ et f*₁ en fonction de la contrainte de confinement.

f*0 est le coefficient de frottement apparent en haut de l'ouvrage en sol renforcé (où $\sigma'_{c0} = 0$) et f*1 est le coefficient de frottement apparent à une profondeur. σ'_{c0} est la contrainte (pression) de confinement en kPa.

Le coefficient de frottement apparent (f*) tiréé des essais d'extraction donne une valeur initiale pour déterminer les coefficients f^*_0 et f^*_1 . Ensuite par le calage, ces coefficients vont être modifiés.

3.2.4.2 Raideur de cisaillement

La raideur de cisaillement à l'interface sol/nappe (k) est définie comme suit:

$$k = \frac{F_{\max}/L}{U*}$$

- Fmax : Force de cisaillement maximal (force de traction) sur la nappe

- L : Longueur de la nappe

- U* : Déplacement relatif sol/nappe correspondant à la mobilisation totale de la nappe dans un essai d'extraction.

Les valeurs du coefficient de frottement (f*) et de la raideur de cisaillement (k) prises dans le modèle numérique ont été définies par étalonnage sur les essais d'extraction effectués en laboratoire. En effet, la simulation numérique de ces essais a permis de définir les paramètres de l'interface sol/nappe qui sont nécessaires dans la modélisation du ouvrage sol renforcé ou la modélisation des essais d'extraction en ancrage avec retour.

3.3 Modélisation des essais d'extraction

Différents modèles ont été réalisés en fonction des différentes conditions utilisées pour les essais expérimentaux. Dans cette partie, la modélisation est effectuée sur deux types de géocomposites (GT_{75} et GT_{230}) et un seul type de sol (sable d'Hostun). Ainsi, deux modèles de base sont réalisés :

- 1) Essai d'extraction en ancrage droit
- 2) Essai d'extraction en ancrage avec retour

3.3.1 Essai d'extraction en ancrage droit

L'objectif du modèle est de déterminer la courbe de l'effort de traction en tête du géosynthétique en fonction du déplacement en tête et ensuite de définir les paramètres de l'interface sol/nappe qui seront nécessaires dans la modélisation des essais d'extraction en ancrage avec retour. Ce modèle est présenté ci-dessous (Figure 13).

L'objectif d'un tel maillage est de pouvoir prendre en compte l'interface entre le sol et la cuve et d'affiner le maillage seulement autour du géosynthétique, là où le sol est le plus sollicité, afin d'assurer une meilleure précision des résultats. Le maillage devient ensuite plus grossier en s'éloignant du voisinage du géosynthétique afin de limiter les temps de calcul.



Figure 13 : Modélisation numérique des essais d'extraction en ancrage droit.

Dans ce modèle numérique, une valeur moyenne de la raideur de cisaillement à l'interface sol/nappe (k) déduite des résultats des essais d'extraction pour chaque type de nappe a été utilisée. Les paramètres initiaux d'interface sol/nappe (f^{*0} , f^{*1} et σ'_{c0}) utilisés dans le modèle numérique ont été déduits des essais d'extraction. Plusieurs modélisations ont été effectuées sous une contrainte de confinement de 6 kPa (correspondant à une hauteur de 40 cm de sable), afin de définir les paramètres optimisés de l'interface sol/nappe. Les paramètres d'interface utilisés dans le modèle numérique sont présentés dans le Tableau 8.

Paramètres	GT ₇₅	GT ₂₃₀
Modèle de	Glissement de	Glissement de
comportement	coulomb	coulomb
f_0^*	0,95	0,95
f_{1}^{*}	0,8	0,8
σ'_{c0} (kPa)	30	30
k (kN/m/m)	70	470

Tableau 8 : Caractéristiques de l'interface sol/renforcemen	ıt.
---	-----

3.3.1.1 Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux des essais d'extraction

Après avoir défini les paramètres de l'interface sol/nappe sous une contrainte de confinement de 6 kPa, la modélisation sous l'autre contrainte de confinement de 8 kPa a été effectuée avec les mêmes paramètres d'interface. Ces modélisations ont été effectuées afin de pouvoir faire des comparaisons avec les résultats expérimentaux.

<u>Caractéristiques des essais :</u>	
Sol et modèle :	Sable d'Hostun et MC
Géosynthétique :	GT ₇₅ et GT ₂₃₀
Hauteur de recouvrement :	H = 40 et 50 cm

La Figure 14 montre pour une hauteur de recouvrement de 40 cm, les courbes expérimentales et numériques correspondent bien sur le palier, puisqu'elles ont été calées comme cela (1% pour GT_{75} et 6% pour GT_{230}) mais pour une hauteur de recouvrement de 50 cm, il induit un écart de 25% pour GT_{75} et 15% pour GT_{230} .



Figure 14 : Calage des résultats numériques sur des essais expérimentaux (Sable-ancrage droit).

3.3.1.2 Influence de la présence d'une boite de guidage dans la cuve

Dans les essais d'extraction expérimentaux (voir chapitre 2), une boite de guidage dans la cuve est utilisée pour diminuer la contrainte horizontale sur la paroi verticale de la cuve dans le sens de traction. Une étude numérique a été effectuée pour déterminer l'influence de cette boite sur les résultats. La Figure 15 montre la comparaison de cette contrainte horizontale pour les deux modèles (avec et sans boite) dans une même position (sur la paroi verticale de cuve et au dessus de la boite de guidage). Pour le point N° 5 et le modèle avec la boite, cette contrainte est de 3 kPa et pour l'autre modèle ; 6,3 kPa. Les résultats numériques confirment que la présence d'une boite guidage diminue la contrainte horizontale sur la paroi de la cuve.



Figure 15 : Champ de contrainte horizontale pour les deux modèles (avec et sans boite).

En revanche, cette présence ne montre pas une influence importante sur la courbe de l'effort de traction en fonction du déplacement en tête (Figure 16). Par conséquence, désormais tous les modèles numérique des essais d'extraction (ancrage avec et sans retour) sont effectués avec un modèle sans boite.

Les points rouges dans la Figure 15 montrent l'interface sol/cuve et sol/boite.



Figure 16 : Comparaison entre les résultats avec et sans boite de guidage.

Dans les essais d'extraction expérimentaux et dans le cas de l'ancrage droit, un capteur de contrainte horizontale a été mis en place dans le sol à une distance de 50 cm de la paroi avant de la cuve, au dessus de la boite de guidage. Pour une nappe GT_{75} et sous une contrainte verticale de 6 kPa, ce capteur montre une valeur de 3,95 kPa qu'il a été confirmé par les résultats numériques (Figure 17).

3.3.1.3 Extension retardée des nappes géocomposites

L'analyse des déplacements de la queue en fonction des déplacements en tête des géocomposites dans l'essai d'extraction montre que la mobilisation de la queue n'est pas instantanée et il y a une mise en tension progressive avec l'augmentation de la contrainte de confinement et avec la diminution de la raideur de nappe.

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



Figure 17 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

La Figure 18 présente cette mis en tension (l'extrémité de la nappe se déplace à partir d'un déplacement en tête) avec le paramètre : Déplacement en tête. Cette analyse des déplacements montre aussi une différence entre le déplacement entre la queue et la tête à la fin d'essai. La Figure 18 montre cette différence avec le paramètre : Déplacement en queue. L'extension retardée des nappes géocomposites dépend des valeurs de ces paramètres.



Figure 18 : Mis en tension (X) et différence déplacement entre la queue et la tête (Y).

Plusieurs modélisations ont été effectuées sous deux contraintes de confinement (6 et 8 kPa) et deux types géocomposites (GT_{75} et GT_{230}) afin de pouvoir effectuer des comparaisons avec les résultats expérimentaux.





Figure 19 : Mise en tension et différence entre le déplacement entre la queue et la tête en ancrage droit.

Les résultats numériques ne permettent pas de reproduire la mise en tension pour des nappes géocomposites (Figure 19). Ces résultats montrent aussi une différence entre le déplacement entre la queue et la tête ; (Y_N à la fin d'essai est moins important que Y_E issu des essais expérimentaux ; Figure 19).

Cette étude montre que la modélisation numérique ne peut pas bien reproduire l'extension retardée des nappes géocomposites.

3.3.1.4 Mouvement vertical du sol

Une étude numérique a été effectuée pour la comparaison du mouvement vertical du sol (soulèvement ou tassement du sol) dans la cuve après l'essai d'extraction aux résultats expérimentaux.



La Figure 20 présente le soulèvement du sable et montre qu'il est le plus important à proximité de la boite de guidage. Il montre aussi un tassement du sol au niveau de la queue de la nappe. La comparaison des figures obtenues entre le modèle expérimental et numérique montre une bonne cohérence des résultats mais cependant il y a une différence pour la valeur en termes de valeur de soulèvement. Ce phénomène est probablement du au modèle de comportement (MC) adopté qui ne permet pas de reproduire de manière suffisamment précise le comportement du sable. Les résultats déduits du modèle CJS2 (Figure 22 (b)) présente des valeurs plus importantes qu'avec le modèle MC et que ces valeurs sont proches des résultats expérimentaux (voir Figure 22).

3.3.2 Etude paramétrique

3.3.2.1 Influence des modèles de comportement du sol

Afin de mettre en évidence l'influence du modèle de comportement du sol dans la modélisation numérique, le modèle CJS2 a été utilisé.

Les calculs numériques montrent que les relations entre l'effort de traction et le déplacement de la nappe dans l'essai d'extraction sont identiques si l'on considère les deux modèles de comportement (Figure 21). Néanmoins dans le cas des vecteurs de déplacement et de mouvement vertical du sol (soulèvement ou tassement) dans la cuve, le modèle CJS2 conduit à des valeurs plus importantes (Figure 22 et plus proches des valeurs expérimentales obtenues.



Figure 21 : Comparaison entre les résultats des deux modèles de comportement.



Figure 22 : Comparaison des vecteurs de déplacement et du tassement en surface de deux modèles de comportement.

Une étude numérique a été aussi effectuée pour la contrainte horizontale sur la paroi verticale de la cuve (côté traction) pour les deux modèles de comportement (MC et CJS2). La Figure 23 montre le modèle CJS2 conduit à des valeurs plus importantes.

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



Figure 23 : Comparaison des contraintes horizontales de deux modèles de comportement.

3.3.2.2 Contraintes principales autour de la nappe

La Figure 24 est une représentation des contraintes principales dans les zones du modèle autour de la nappe. Les contraintes principales majeures sont dans les deux sens différents en dessous et au-dessus de la nappe quel que soit le modèle de comportement du sol. La plus grande concentration de contraintes autour de la nappe a été observée.



3.3.2.3 Influence du coefficient des terres au repos (K₀)

Dans une étude paramétrique et pour une nappe GT_{75} et sous une faible contrainte verticale (6 kPa), le coefficient des terres au repos K₀ a été modifié pour des valeurs allant de 0,5 (valeur initiale) à 1. Avec l'augmentation de K₀, l'effort de traction reste constant et seule la contrainte horizontale sur la paroi verticale de la cuve dans le sens de traction augmente (Figure 25) et le tassement en surface diminue légèrement (Figure 26). Compte tenu de la faible sensibilité à ce coefficient, les modèles numériques suivants dans cette étude des essais d'extraction (ancrage droit et avec retour) sont effectués avec un coefficient des terres au repos de 0,5.





Figure 26 : Comparaison du tassement en surface de deux K₀.

3.3.2.4 Influence d'un seuil de déformation initial ε_0

Certains auteurs ont étudié l'influence d'un seuil de déformation initial ε_0 sur le comportement d'un renforcement souple ancré dans le sol (Bourdeau et al. 1994, Bollo-Kamara 1992, Reiffsteck 1996, Abdelouhab 2010). Bollo-Kamara (1992) et Reiffsteck (1996) ont montré que ε_0 dépend de la raideur de renforcement (modules d'élongation : J) et de la taille des grains de sol ; plus le renforcement est souple (plus J est faible), plus il épousera la forme des grains, et plus ε_0 sera grand. Plus la taille des grains est grande, plus ε_0 sera grand. Bollo-Kamara (1992) et Bourdeau (1994) ont aussi montré que plus la contrainte verticale sur le renforcement est importante plus ε_0 sera important. Dans la littérature, les valeurs de ε_0 ont été rapportées entre 0,3 et 1,9 %.

Dans notre étude, à cause de la souplesse des nappes et de la non planéité de la surface sur laquelle elles sont mises en place, une déformation initiale ε_0 a été considérée.

Les valeurs de ε_0 ont été réalisées des résultats essais d'extraction et à l'aide des relations analytique pour les deux géocomposites avec les deux raideurs différents (GT₇₅ : J = 687 kN/m et GT₂₃₀ : J = 2100 kN/m). Ces valeurs sont 0,055% et 0,008% pour GT₇₅ et GT₂₃₀ respectivement sous faible contrainte verticale.

Pour le modèle de comportement du sol est MC, ces valeurs de ε_0 sont considérées dans l'étude numérique. Il montre que ces valeurs de ε_0 n'a pas d'influence sur l'effort de traction.

Dans une étude paramétrique et pour une nappe GT_{75} et sous une faible contrainte verticale (6 kPa), le seuil de déformation initial ε_0 a été modifié pour des valeurs allant de 0,8 à 2%. Il montre qu'avec l'augmentation ε_0 , l'effort de traction reste constant (Figure 27 (a)) et seule la relation entre le déplacement en tête/en queue de nappe (mise en tension et différence déplacement entre la tête et la queue) augmente (Figure 27 (b)). Cette étude montre que l'extrémité de nappe se déplace à partir d'un déplacement en tête entre 5 et 15 mm alors que les résultats expérimentaux obtenus montrent un déplacement en tête de 60 mm. Il semble donc que le mécanisme d'extension retardée n'est pas correctement modélisé.



3.3.2.5 Conclusion sur l'ancrage droit

Les paragraphes précédents montrent une validation des simulations numériques sur les essais d'extraction avec l'ancrage droit. Pour le sol, il montre que l'utilisation du modèle complexe ou du modèle simple donne pratiquement la même réponse et confirme comme les autres auteurs, que l'utilisation d'un modèle de comportement de sol simpliste tel que MC est suffisante pour reproduire le comportement de géocomposites dans un essai d'extraction. Il semble donc que la procédure numérique développée ne soit pas capable de reproduire le phénomène d'extension retardée. Une modélisation bidimensionnelle ne considère pas l'influence de la répartition des contraintes, l'effet de bord et l'effet en 3D. Dans ce genre d'analyse, certaines hypothèses simplificatrices sont prises en compte. Cependant, ce type de modélisation permet d'étudier et de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres avec un coût et un temps raisonnables. Il montre aussi que le frottement plan peut donc être correctement représenté par une modélisation numérique bidimensionnelle continue.

3.3.3 Essai d'extraction en ancrage avec retour

L'objectif du modèle est de déterminer l'effort de traction en tête du géosynthétique en fonction du déplacement en tête en ancrage avec retour et comparer avec ancrage droit et ensuite de dimensionner (dimensions géométriques) des ancrages avec retour.

Dans le cas de l'ancrage avec retour, les paramètres utilisés sont les mêmes que ceux pris dans le cas de l'ancrage droit.

3.3.3.1 Adaptation des maillages pour l'ancrage avec retour

Le modèle présente une coupe longitudinale sur laquelle sont modélisés le sol, la cuve et le géosynthétique. Les dimensions du modèle physique ont été conservées dans la modélisation. Ce modèle est présenté ci-dessous (Figure 28).

Dans ce modèle a été créé un maillage plus précis que celui utilisé pour l'ancrage droit. Ce maillage utilisé est très proche de celui du géosynthétique, et s'épaissit en s'en éloignant, pour les mêmes raisons que pour l'ancrage droit (compromis entre vitesse et précision des calculs).





Figure 28 : Modèle d'ancrage avec retour.

La modélisation a été effectuée avec ce type de maillage pour les deux modèles de comportement de sol ; MC et CJS2. Pour le modèle de comportement MC, les résultats sont raisonnables alors que pour CJS2, des instabilités numériques ne permettent pas d'obtenir des déplacements de la tête du géosynthétique supérieures à 8 cm.

Dans le cas de modèle CJS2, le problème vient des éléments à proximité des angles droits de l'ancrage. Les déformations dans ces éléments sont trop importantes (une dizaine de centimètres) par rapport à la taille de ces éléments (inférieures au centimètre).

3.3.3.2 Maillages adaptés au modèle CJS2

Lorsque le maillage réalisé dans le paragraphe précédent n'a pas pu modéliser un essai d'extraction en ancrage avec retour pour un modèle de comportement de sol CJS2, on utilise deux autres types de maillages avec les différents modules initiaux:

- Maillage avec éléments plus grossiers et angles de l'ancrage droits (Figure 29 (a)).
- Maillage optimisée avec éléments plus petits et angles de l'ancrage arrondis (Figure 29 (b)).



Figure 29 : Essai d'ancrage avec retour avec deux maillages simplifiés.

Dans ces maillages, les calculs ont convergé et confirment que dans le cas du modèle de comportement du sol complexe et non linéaire comme CJS2, on ne peut pas raffiner le maillage autour de la nappe.

La comparaison des résultats entre ces deux maillages dans le cas d'un ancrage avec retour, montre que le maillage optimisé semble être plus fidèle au cas expérimental, ce qui semble logique puisque les éléments sont fins et les angles de l'ancrage sont arrondis.

3.3.3.3 Maillage choisi

Pour comparer les résultats entre l'ancrage droit et l'ancrage avec retour dans un modèle de comportement du sol unique (MC) et effectuer une étude précise, les modélisations suivantes utilisent un maillage plus proche de celui du géosynthétique (Figure 28).

3.3.3.4 Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux des essais d'extraction

Après avoir défini les paramètres de l'interface sol/nappe dans la partie précédente (ancrage droit) et avoir choisi un maillage approprié, la modélisation des essais d'extraction en ancrage avec retour a été effectuée. La Figure 30 rappelle les dimensions de nappe en ancrage droit et avec retour.



Plusieurs modélisations ont été effectuées sous deux faibles contraintes de confinement (6 et 8 kPa corresponde à 40 et 50 cm de sable) et deux longueurs de retour (B=25 et 50 cm) afin de pouvoir effectuer des comparaisons avec les résultats expérimentaux.

<u>Caractéristiques des essais :</u>	
Sol et modèle :	Sable d'Hostuon et MC
Géosynthétique :	GT ₇₅ et GT ₂₃₀
Hauteur de retour de l'ancrage de nappe :	$D_1 = 20 \text{ et } 30 \text{ cm}$
Hauteur de sol sur la nappe :	$D_2 = 20 \text{ cm}$
Longueur de retour de l'ancrage :	B= 25 et 50 cm

La Figure 31 montre que l'augmentation de la longueur de retour (B) a une influence importante sur la courbe de l'effort de traction pour la modélisation numérique alors que dans les essais expérimentaux, cette augmentation de la longueur de retour a une faible influence surtout dans le cas d'une nappe plus raide (GT_{230}).





Figure 31: Résultats numériques et expérimentaux des essais d'extraction en ancrage avec retour.

3.3.3.5 Intérêt de l'ancrage avec retour par rapport à l'ancrage droit

En considérant la même longueur horizontale ; L et la même hauteur de recouvrement sur la nappe ; H ou $D_1 + D_2$ (Figure 30), les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour (Droit). Ces résultats confirment les résultats expérimentaux obtenus (voir chapitre2). La Figure 32 montre le gain de performance obtenu avec un ancrage avec retour par rapport à un ancrage droit (30% pour GT₂₃₀ et 20% pour GT₇₅).



Figure 32 : Comparatif de l'effort de traction pour l'ancrage avec et sans retour.

Ce comparatif entre les deux types d'ancrages en géosynthétique permet de bien comprendre l'influence du retour d'ancrage et l'influence du changement d'angle de l'ancrage (paragraphe 3.3.3.6 et 3.3.3.7).

3.3.3.6 Influence de la longueur du retour de l'ancrage

L'influence de la longueur du retour de l'ancrage (B) sur les courbes d'extraction a été étudiée. Pour chaque essai, les valeurs de D_1 et D_2 sont constantes et la valeur de B varie entre 10 et 75cm (Figure 33).



Figure 33 : Influence de la longueur du retour de l'ancrage.

La Figure 33 montre que la longueur du retour de l'ancrage avec retour (B) a une influence qui semble minime sur les courbes d'extraction. La longueur est donc un paramètre qui permet un gain de performance, mais de petite amplitude. Il paraît donc inutile de surdimensionner ce retour, car l'augmentation de la longueur du retour de 10 cm à 75 cm (7,5 fois), n'augmente l'effort de traction qu'avec un gain de 35 % pour GT_{75} et de 50% pour GT_{230} .

3.3.3.7 Influence du changement d'angle de l'ancrage (le nombre des coudes)

Pour étudier l'influence de ce paramètre, les trois types d'ancrages ont été considérés (Figure 34) ; ancrage droit (sans coude), en L (un coude) et avec retour (2 coudes).



Longueur de retour de l'ancrage :

Hauteur de recouvrement :

B = 10 cmAncrage droit et en L: H = 40 et 50 cmLa Figure 35 (a) montre que pour un GT₂₃₀ et pour une même hauteur de recouvrement,

l'augmentation du nombre des coudes a un faible gain de performance (6%) sur les courbes de l'effort de traction. La Figure 35 (b) montre que pour GT₇₅ et pour une même hauteur de recouvrement, un gain de performance de 12% sur les courbes de l'effort de traction entre l'ancrage sans coude (droit) et les ancrages avec coude (en L ; un coude et avec retour ; deux coudes).



Figure 35 : Influence du changement d'angle de l'ancrage.

La Figure 36 montre la distribution de l'effort de traction sur la nappe GT₇₅ avec plusieurs formes d'ancrage sous une faible contrainte de confinement (6 kPa). Dans la partie extrême de la nappe, pour l'ancrage en L et l'ancrage avec retour avec B = 10 cm, l'effort de traction est nul alors que pour l'ancrage avec retour avec B = 20 et 25 cm et dans la même partie, un effort de traction est observé. L'ensemble des ces observations (Figure 35 et Figure 36) montre également qu'afin d'avoir un gain de performance sur les courbes de l'effort de traction, la longueur de retour de l'ancrage (B) doit être au moins de 20 cm.



Figure 36 : Distribution de l'effort de traction sur la nappe GT₇₅ avec plusieurs formes d'ancrage.

3.3.3.8 Influence de la hauteur de l'ancrage (D_1)

L'influence de la hauteur de l'ancrage (D_1) sur les courbes d'extraction dans deux cas d'ancrage avec retour et d'ancrage en L a été étudiée.

- Ancrage avec retour

Dans ce cas, la valeur de B est constante et la valeur de D_1 varie entre 20 et 45 cm. Une même hauteur totale de sol sur la nappe (pour GT_{230} : $D_1 + D_2 = 50$ cm et pour GT_{75} : $D_1 + D_2 = 54$ cm) aussi a été considérée.

<u>Caractéristiques des essais :</u>	
Sol et modèle :	Sable d'Hostun et MC
Géosynthétique :	GT ₇₅ et GT ₂₃₀
Hauteur de retour de l'ancrage de nappe :	$D_1 = 20, 30, 40 \text{ et } 45 \text{ cm}$
Hauteur de sol sur GT ₇₅ :	$D_2 = 34, 24, 14 \text{ et } 9 \text{ cm}$
Hauteur de sol sur GT_{230} :	$D_2 = 30, 20, 10 \text{ cm}$
Longueur de retour de l'ancrage :	B = 25 cm

Dans le cas d'ancrage avec retour, la hauteur du retour de l'ancrage (longueur du fichage de la nappe : D_1) a une faible influence sur les courbes de l'effort de traction que dépend de la raideur du géocomposite (Figure 37). L'augmentation de cette hauteur diminue l'effort de traction de 4% pour GT_{75} et de 16% pour GT_{230} .



- Ancrage en L

Dans ce cas, la valeur de B est nulle et la valeur de D_1 varie entre 20 et 40cm. Une même hauteur totale de sol sur la nappe ($D_1 + D_2 = 50$ cm) a été considérée.

Caractéristiques des essais : Sol et modèle : Sable d'Hostun et MC Géosynthétique : GT₇₅ et GT₂₃₀ Hauteur de retour de l'ancrage de nappe : $D_1 = 20, 30, 40 \text{ cm}$ Hauteur de sol sur nappe : $D_2 = 30, 20, 10 \text{ cm}$ Longueur de retour de l'ancrage : B = 0 cm6 (en kN) 9 8 Effort de traction (en kN) GT230-D1+D2=50 cm GT75-D1+D2= 50 cm- en L (B = 0 1 en L (B=0) 6 D1 = 20, 30 et 40 cm 6 D1 = 20, 30 et 40 cm Effort de traction 4 Δ 2 2 0 0 10 0 50 n 20 30 100 150 Déplacement en tête (en mm) Déplacement en tête (en mm) (a) GT₂₃₀ (b) GT₇₅ Figure 38 : Influence de la hauteur de l'ancrage (D₁) dans le cas d'ancrage en L.

Dans le cas d'ancrage en L, la hauteur du retour de l'ancrage (longueur du fichage de la nappe : D_1) n'a pas d'influence sur les courbes d'extraction quelque soit le géocomposite (Figure 38).

Cette hauteur n'a donc pas d'importance dans le dimensionnement des ancrages. Néanmoins, cette valeur est imposée par les méthodes de construction des remblais. Ces derniers sont réalisés par couches successives de 20 à 30 cm, ce qui limite la hauteur de l'ancrage à ces valeurs.

3.3.3.9 Comportement du géocomposite dans le sable

Le comportement du géocomposite étudié en ancrage avec retour dans le chapitre expérimental montre que le géocomposite se déplace dans le sens de l'extraction. Pour confirmer cette hypothèse, une étude numérique sur le déplacement de nappe GT_{230} dans le sable est effectuée.

La Figure 39 montre l'évolution des vecteurs de déplacement de sable (en vert) et de géocomposite (en rouge) pendant l'essai d'extraction pour les points 1 à 4. Après essai (point

4), un déplacement de sable et de géocomposite au dessous de la longueur du retour (B) a été observé. L'ensemble des ces observations montre que le comportement du géocomposite est plus proche de l'hypothèse 2 (H2) et il confirme les résultats expérimentaux.



Figure 39 : Représentations des essais d'extraction pour l'ancrage avec retour.

3.3.3.10 Comparatif l'ancrage avec et sans retour avec une même longueur totale de nappe (L')

Dans les deux cas précédents (ancrage droit et avec retour), une même longueur horizontale de nappe (L = 1 m) a été utilisée. Dans ce paragraphe, une même longueur totale de nappe (L') estconsidérée, un essai en ancrage droit et un essai en ancrage avec retour (L' = L + D₁ + B) est effectué (Figure 40). Lorsque D₁ = 20 cm et B = 25 cm et ou D₁ = 30 cm et B = 50 cm, la valeur de L' est de 1,45 m (1 + 0.2 + 0.25) et ou de 1,80 m (1 + 0.3 + 0.50).

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



Figure 40 : Deux types ancrages.

<u>Caractéristiques des essais :</u>	
Sol et modèle :	Sable d'Hostun et MC
Géosynthétique :	GT ₇₅ et GT ₂₃₀
Ancrage avec retour :	
Hauteur de retour de l'ancrage de nappe :	$D_1 = 20 \text{ et } 30 \text{ cm}$
Hauteur de sol sur la nappe :	$D_2 = 20 \text{ cm}$
Longueur de retour de l'ancrage :	B = 25 et 50 cm
Ancrage droit :	
Longueur horizontale de nappe :	L' = 1,45 et 1,80 m

La Figure 41 montre que pour une même longueur totale de nappe (L'), le gain de performance obtenu avec un ancrage droit par rapport à un ancrage avec retour est important (20% pour GT_{230} et entre 22 et 35% pour GT_{75}). Puisque l'effort de traction d'ancrage droit est plus important que l'effort de traction d'ancrage avec retour, l'utilisation d'un ancrage avec retour n'est pas conseillé sauf dans le cas de manque d'espace.





Figure 41 : Comparatif l'ancrage avec et sans retour avec une même longueur totale de nappe (L').

3.3.3.11 Mouvement vertical du sol

Une étude numérique a été effectuée pour la comparaison du mouvement vertical du sol (soulèvement ou tassement du sol) dans la cuve après l'essai d'extraction aux résultats expérimentaux pour l'ancrage avec retour.



La Figure 42 montre que le soulèvement du sable est le plus important à proximité de la longueur de retour de l'ancrage (B) et augmente avec l'augmentation de B. La comparaison des figures obtenues entre le modèle expérimental et numérique montre une bonne cohérence des résultats mais cependant une différence en termes de valeurs de soulèvement.

3.3.4 Conclusion de la modélisation continue

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des géosynthétiques en ancrage, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique. L'importance de cette étude réside dans le fait que le modèle et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les dimensions du modèle physique sont conservées dans la modélisation, les paramètres de l'interface sol/renforcement ont été validés par calage sur des essais d'extraction et enfin un modèle non-linéaire, validé sur un essai triaxial, est utilisé pour comparer avec un modèle simple de comportement du sol. Ainsi afin de permettre une meilleure approche de l'essai expérimental, plusieurs

particularités comme la non linéarité du module de déformation de la géogrille, des angles de l'ancrage avec retour et un maillage raffiné sont considérés.

Différents modèles ont été réalisés en fonction des différentes conditions utilisées pour les essais expérimentaux. Dans cette partie, la modélisation est effectuée sur deux types de géocomposites (GT_{75} et GT_{230}) et un seul type de sol (sable d'Hostun) et deux types d'ancrage (ancrage droit et avec retour).

L'objectif de ce modèle est de déterminer la courbe de l'effort de traction en tête du géosynthétique en fonction du déplacement en tête et ensuite de définir les paramètres de l'interface sol/renforcement qui seront nécessaires dans la modélisation des essais d'extraction en ancrage avec retour.

Ces modélisations ont permis de déduire quelques résultats importants:

Les résultats des modélisations de numérique montrent que le comportement des nappes géocomposite en ancrage droit et en ancrage avec retour est très similaire. Dans ce cas, les tractions en tête en fonction des déplacements en tête peuvent être assimilées à une loi bilinéaire (une pente et un palier) quel que soit le géocomposite.

La comparaison des résultats obtenus entre le modèle expérimental et le modèle numérique montre une bonne cohérence des résultats mais cependant il y a une légère différence entre eux qui peut être dû à :

- La non considération des effets de bord dans la modélisation.
- Considération du sol comme un matériau continu et homogène.

Au contraire des géocomposites étudiés, le module d'élasticité de la géogrille n'est pas constant. La modélisation numérique a pu prendre en compte la dépendance du module d'élasticité aux déformations de la géogrille pendant l'essai d'extraction.

La modélisation numérique confirme l'hypothèse obtenue par les résultats expérimentaux concernant le comportement du géocomposite en ancrage avec retour (le mouvement de géocomposite dans le sol). Il montre que le géocomposite se déplace dans le sens de l'extraction.

La modélisation numérique confirme les résultats expérimentaux concernant le soulèvement du sol. Elle montre que ce phénomène est le plus important à proximité du système de traction pour l'ancrage droit et à proximité de la langueur du retour (B) pour l'ancrage avec retour.

Dans la modélisation numérique, l'augmentation de la longueur de retour (B) a une influence importante sur la courbe de l'effort de traction alors que dans les essais expérimentaux, cette augmentation de la longueur de retour a une faible influence surtout dans le cas d'une nappe plus raide (GT_{230}).

En considérant la même longueur horizontale de nappe; L et la même hauteur de recouvrement sur la nappe; H ou $D_1 + D_2$, on observe un gain de performance obtenu avec un ancrage avec retour par rapport à un ancrage droit. Ces résultats confirment les résultats expérimentaux obtenus.

Avec une même longueur totale de nappe $(L' = L + D_1 + B)$ considérée, deux essais ont été effectués avec deux types ancrages : ancrage droit et avec retour. Ils montrent le gain de performance obtenu avec un ancrage droit par rapport à un ancrage avec retour. Par conséquence l'utilisation d'un ancrage avec retour n'est pas conseillée sauf dans le cas de manque d'espace.

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des géosynthétiques en ancrage ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

• Ancrage droit :

Concernant la contrainte horizontale sur la paroi verticale de cuve, la présence d'une boite de guidage diminue cet effet. En revanche, cette présence ne montre pas une influence importante sur la courbe de l'effort de traction. Concernant les modèles de comportement de sol (MC et CJS2), ils n'introduisent aucune influence sur la courbe de l'effort de traction. Néanmoins si l'on se concentre sur les déplacements et notamment le mouvement vertical du sol (soulèvement ou tassement) et la contrainte horizontale sur la paroi verticale de la cuve dans le sens de traction, le modèle CJS2 (modèle le plus complexe) conduit à des valeurs plus proches des valeurs expérimentales.

Concernant le seuil de déformation initial ε_0 et pour une nappe GT₇₅ et sous une faible contrainte verticale, on observe qu'avec l'augmentation de ε_0 , l'effort de traction reste constant et seule la relation entre le déplacement en tête/en queue de nappe (mise en tension et différence déplacement entre la tête et la queue) augmente.

• Ancrage avec retour :

Dans ce type d'ancrage, un maillage fin autour de la nappe n'est pas un maillage approprié pour modéliser le sol avec un modèle de comportement complexe et non linéaire comme CJS2. Seul un maillage grossier peut être mis en œuvre compte tenu des niveaux de déformation.

La modélisation de différents types d'ancrage (ancrage sans coude : droit et avec coude : avec retour) montre que pour une même hauteur de recouvrement, l'augmentation du nombre des coudes a un gain de performance sur la courbe de l'effort de traction.

L'étude paramétrique montre que la variation de la longueur du retour de l'ancrage (B) a une influence qui semble minime sur les courbes de l'effort de traction ; cette longueur est donc un paramètre qui permet un gain de performance, mais de petite amplitude. Ces résultats ne sont pas cohérents avec ceux obtenus des résultats expérimentaux.

L'influence de la hauteur de l'ancrage (longueur du fichage de la nappe : D_1) sur les courbes de l'effort de traction est légèrement différente en utilisant les deux formes ancrages : avec retour et en L. Dans le cas d'ancrage avec retour, cette hauteur (D_1) à une faible influence qui dépend de la raideur du géotextile, l'augmentation de cette hauteur diminue l'effort de traction. Dans le cas d'ancrage en L, cette hauteur n'a pas d'influence quelque soit le géotextile.

Les paragraphes précédents montrent que malgré leur nature discontinue, les sols sont considérés comme un milieu continu, avec l'hypothèse que l'échelle d'observation est très supérieure à la taille des grains. Dans l'approche continue (méthodes des éléments finis et des différences finies), le modèle de comportement du sol est décrit à l'échelle du volume élémentaire représentatif.

Les méthodes de type éléments discrets (DEM) permettent d'envisager la simulation numérique sous un angle nouveau. Ces méthodes permettent de simuler le sol comme un milieu effectivement discontinu composé de grains en interaction et reproduisent des aspects complexes du modèle de comportement des sols moyennant des lois de contact extrêmement simples entre les grains (voir paragraphe 4). Par conséquent, ces méthodes éléments discrets présentent un intérêt potentiel pour étudier le comportement des ancrages géosynthétiques en ouvrages sol renforcés.

4 MODELISATION NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISCRETS

Les essais d'extraction dans le sable avec deux types de géocomposites (GT_{75} et GT_{230}) ont fait l'objet d'une modélisation en éléments discrets. Il s'agit des essais d'extraction en ancrage droit et en ancrage avec retour.

Les résultats de la modélisation pourront donc être comparés aux différentes mesures (les résultats expérimentaux et numériques en milieu continu). Cette modélisation a été réalisée avec l'aide de Claire Silvani, Maître de conférences au LGCIE de l'INSA de Lyon. Dans cette étude, le modèle développé dans le cadre de la thèse de Bruno Chareyre au sein du laboratoire 3SR (Grenoble) a été utilisé (Chareyre 2003).

4.1 Présentation de la méthode de modélisation

4.1.1 Choix de la méthode des éléments discrets

Les essais d'extraction sont simulés par la méthode des éléments discrets (DEM). Cette méthode développée par Cundall et Strack (1979) modélise les milieux granulaires par un ensemble d'éléments indépendants, de tailles variables, interagissant par l'intermédiaire de leurs points de contact. Ce principe de simulation discrète permet des déformations et des déplacements illimités ainsi que des discontinuités macroscopiques au sein du modèle. L'état final peut donc être radicalement différent de l'état initial. Pour ces raisons, la DEM semble bien adaptée à la simulation des essais d'extraction, impliquant des changements de géométrie importants en cours de calcul, notamment au niveau des interfaces sol/géosynthétique.

4.1.2 Modèle et résolution numérique

L'ancrage est considéré comme un problème bidimensionnel. Le modèle utilisé est un cas particulier de la DEM, constitué uniquement d'éléments circulaires (de taille variable), ce qui en fait un analogue du modèle physique de Schneebelli. On peut donc voir les éléments comme des cylindres de révolution. On suppose que les contacts entre éléments ont un comportement de type élastoplastique parfait. Toutes les grandeurs sont données par unité de longueur. La résolution numérique est basée sur une discrétisation du temps en intervalles Δt . Connaissant l'ensemble des efforts appliqués sur chaque élément, les déplacements et les rotations peuvent être intégrés sur Δt suivant une formulation explicite en différences finies des lois de la dynamique. Les efforts de contact sont ensuite recalculés pour le pas de temps suivant. Tous les calculs ont été effectués avec le logiciel PFC2D (Particle Flow Code en 2 Dimensions développé par Itasca). Ce type de modélisation répond aux limites des modèles continus dont la prise en compte des discontinuités pose de nombreux problèmes. L'utilisation de cette méthode est certainement prometteur, mais les simulations sont encore très coûteuses en temps et la modélisation de problèmes réalistes nécessite des ordinateurs puissants.

4.1.3 Principe de modélisation en PFC2D

Les modélisations numériques sur les comportements du sol s'appuient généralement sur la mécanique des milieux continus. En effet, dans les projets de géotechnique, la dimension des particules de sol est négligeable devant la taille des ouvrages réalisés. Il est alors intuitif d'assimiler l'assemblage de ces particules à un milieu continu dont les propriétés mécaniques sont basées sur le comportement macroscopique du sol. Cette hypothèse simplificatrice

justifie l'analyse des sols avec les méthodes aux différences finies qui sont parfaitement maîtrisées et adaptées aux moyens des industriels. Cependant, cette méthode ne permet pas de prendre en compte les phénomènes liés aux discontinuités présentes dans l'ouvrage.

Le principe global de la modélisation par éléments discrets consiste à définir et caractériser le milieu granulaire comme un assemblage de particules indépendantes et indéformables (annexe 3-4). Ces particules interagissent les unes avec les autres suivant des lois de comportement microscopique qui reproduisent le comportement macroscopique de la structure. Ces lois permettent de caractériser les propriétés du matériau et des interactions du type grain/grain ou grain/structure. Dans le cadre de l'étude de l'interaction sol/géosynthétique, le choix de la DEM permet de considérer les problèmes de discontinuité. Néanmoins, il est important de préciser que la DEM ne reproduit pas le comportement microscopique du matériau étudié de manière réaliste. En effet, il serait idéal de pouvoir modéliser les sols de façon réaliste mais la puissance de calcul limite souvent la modélisation en 2D. On essaie de reproduire le comportement macroscopique 3D avec des paramètres micromécaniques 2D. Ces paramètres ont un sens physique clair, mais leurs valeurs sont quelquefois différentes des valeurs des paramètres microscopiques 3D. Ainsi, les paramètres choisis pour caractériser le sol doivent faire l'objet d'une analyse basée sur les résultats d'essais de caractérisation des propriétés macroscopiques du sol.

4.1.4 Avantages et inconvénients majeurs du modèle DEM

- La méthode DEM modélise le sol comme un ensemble de grains en contact. Les modèles de ce type offrent de nouvelles possibilités pour la modélisation du comportement des sols, mais posent des problèmes en terme de calage : les paramètres locaux des lois de contact ne peuvent pas être déduits directement des grandeurs macroscopiques expérimentales. Leur utilisation en modélisation d'ouvrages reste de ce fait assez rare.
- Les méthodes DEM ont été surtout utilisées jusqu'à présent pour simuler des essais élémentaires (comme essais de compression biaxiale). Ces simulations peuvent fournir des informations macroscopiques sur le comportement des assemblages. Elles permettent ainsi un passage direct du "micro" au "macro", mais n'apportent pas de réponse explicite pour le calage des paramètres, qui nécessite de passer du "macro" au "micro". Les théories d'homogénéisation trouvent en revanche ici une application directe, puisque elles sont supposées établir des équivalences micro-macro. Mais leur développement actuel ne permet pas un calage suffisamment fiable, en particulier pour les paramètres définissant le critère de rupture. Le choix des paramètres DEM reste donc un problème ouvert, auquel il faudra nécessairement trouver une solution si l'on veut simuler le comportement d'ouvrages géotechniques.
- Les méthodes DEM sont fréquemment utilisées pour simuler des essais de laboratoire, les exemples d'application à l'échelle de l'ouvrage sont très peu nombreux. Ceci est assez compréhensible si l'on considère la perplexité du modélisateur qui doit définir des lois d'interaction entre grains, alors que sa connaissance de l'ouvrage se limite au comportement macroscopique des différents matériaux.

Dans ces méthodes, le comportement du matériau simulé dépend principalement des paramètres des lois de contact entre les éléments. A l'inverse, les mécaniciens des sols savent essentiellement mesurer des propriétés macroscopiques telles que la cohésion et l'angle de frottement. Le modélisateur qui cherche à simuler le comportement d'un sol se trouve donc assez démuni lorsqu'il s'agit de choisir les paramètres du modèle: un changement d'échelle est nécessaire.

4.2 Détermination des paramètres nécessaires à la modélisation

La modélisation à l'échelle granulaire est conditionnée par des lois locales de comportement et de contact. Ceci empêche l'introduction directe de lois de comportement telles qu'elles sont définies par la mécanique des milieux continus. Un changement d'échelle est nécessaire pour passer des paramètres géotechniques mesurables (frottement, cohésion, etc.) aux paramètres du modèle numérique.

Trois types de paramètres sont nécessaires pour la modélisation :

- Paramètres de modélisation du sol (Essai biaxial),
- Paramètres de modélisation du géosynthétique,
- Paramètre de modélisation de l'interface sol/géosynthétique.

4.2.1. Essai biaxial

L'identification des paramètres micro mécaniques de contact est obtenue en reproduisant et en ajustant le comportement macro mécanique d'un échantillon de sol soumis à des tests de laboratoire habituels.

Cette partie a consisté à mettre en place un modèle sur PFC2D capable de reproduire le comportement macroscopique du sable d'Hostun. Les résultats d'un essai triaxial sont utilisés pour caler les paramètres microscopiques.

Le logiciel PFC2D permet de réaliser uniquement des modélisations en éléments discrets en 2D (annexe 3-5). Par conséquent, nous avons transposé l'essai triaxial en deux dimensions, et ainsi utilisé un programme permettant d'analyser le comportement du sol dans le cas d'un essai biaxial. Tout comme dans l'essai triaxial, l'échantillon sera soumis à une pression hydrostatique et à une force verticale (Figure 43).



Figure 43 : Géométrie de l'échantillon.

L'objectif était de caler le modèle numérique sur le sol réel. Ce programme génère des échantillons de grains solidaires deux à deux, sans interpénétration, avec un rapport de 0.9 entre les rayons (Figure 44).



Figure 44 : Granulométries simulées.

4.2.1.1 Essais triaxiaux expérimentaux

Afin de caler les paramètres microscopiques, nous avons réalisé des essais triaxiaux sur le même sable d'Hostun que celui utilisé dans les essais d'extraction. Nous avons effectué plusieurs essais à différentes pressions de confinement (10, 20, 30 et 50 kPa). Certains essais n'ont pas fonctionné car il était difficile de maintenir une faible pression de confinement sur la presse disponible au laboratoire LGCIE. Nous avons donc retenu les essais à 30 et 50 kPa pour déterminer les caractéristiques macroscopiques du sable (Figure 45).



Figure 45 : Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun.

Au final, les caractéristiques macroscopiques retenues sont :

- C = 1,3 kPa
- $\phi_{sol} = 38.4^{\circ}$

D'autre part, bien que le modèle élastique ne soit pas un paramètre intrinsèque, nous avons retenu pour ces faibles valeurs de confinement un module élastique E = 20 MPa.

Le comportement élastique des grains dépend de deux paramètres contacts locaux: la raideur normale kn et la raideur tangentielle ks. Deux critères de rupture de contact ont été définies (PFC2D, Itasca Consulting Group 1996): un sous tension, caractérisé par une limite de résistance à la traction a_n , l'autre basée sur le modèle élasto-plastique parfaite proposé par Cundall et Strack (1979) et caractérisé par une résistance au cisaillement (indépendant de force normale) ou par un coefficient de frottement microscopique μ (Figure 46).

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



Figure 46 : Interaction entre deux particules dans DEM.

Plusieurs essais biaxiaux ont été menés. Nous avons d'abord cherché à caler la rigidité (Kn et Ks) des grains afin de représenter la rigidité initiale des courbes obtenues avec les essais triaxiaux. Le rapport Kn/Ks a été pris égal à 2 dans toutes les simulations. Pour chaque valeur de Kn, trois essais biaxiaux numériques ont été effectués (voir Figure 47).



Figure 47 : Essais biaxiaux numériques.

La Figure 48 récapitule tous les essais menés avec différents valeurs de Kn et montre le choix de la valeur finale retenue (Kn = 70 MPa).



Figure 48 : Valeur de Kn.

Ensuite, une autre étude paramétrique a été menée sur le frottement microscopique. Différentes valeurs de μ ont été testées pour différentes pressions de confinement (voir Figure 49). Nous avons obtenu les angles de frottement macroscopique en traçant la tangente aux cercles de Mohr pour chaque pression de confinement. La totalité des essais est représentée sur la Figure 49 et la valeur retenue est $\mu_{sol} = 0,6$.



Au final, les paramètres numériques microscopiques retenus sont les suivants :

-	La raideur normale des grains :	Kn = 70 MPa
-	La raideur tangentielle des grains :	Ks = Kn/2
-	La cohésion du sol :	$\mathbf{C} = 0$
-	Le coefficient de frottement :	$\mu_{sol} = 0,6$

4.2.2 Essai d'extraction

Les modèles ont pour but de déterminer numériquement le comportement du sol, du géosynthétique, et de l'interface sol/géosynthétique lors d'un essai d'extraction. La méthode de fonctionnement du modèle d'extraction est relativement proche de celle utilisée dans le modèle biaxial. En effet, à partir de paramètres d'entrée (paramètres des matériaux, géométrie de la cuve, géométrie du géosynthétique...etc.) et d'un résultat expérimental, le modèle est fixé.

Les conditions aux limites de déplacement ont été imposées à l'aide des parois rigides sur la gauche, la droite et sur la partie inférieure de l'échantillon numérique. L'extraction du géosynthétique a été réalisée par déplacement horizontal du premier élément de la nappe. En raison du caractère aléatoire de l'assemblage initial granulaire, deux simulations successives d'un même problème ne donne jamais exactement le même résultat. Chaque simulation numérique a donc été effectuée plusieurs fois pour obtenir des courbes et des valeurs moyennes.

En réalité, deux types de modélisation ont été développés: Les premiers modèles traitent des nappes géosynthétique en ancrage droit. Ces essais permettent de modéliser physiquement le comportement réel des nappes de géosynthétique et de déterminer les paramètres d'interface sol/géosynthétique en se calant sur les résultats expérimentaux. Grâce aux paramètres trouvés, un modèle numérique a été développé en ancrage avec retour. Ensuite, d'autres essais avec ancrage retour ont été réalisés dans le but de déterminer la longueur optimale du retour et l'efficacité du retour.

4.2.2.1 Modélisation du géosynthétique

D'après la littérature, il existe plusieurs méthodes pour modéliser un géosynthétique dans le cadre d'un modèle par éléments discrets. En effet, l'utilisation d'un modèle par Eléments Discrets pour simuler le comportement de sol et prendre en compte les discontinuités est

logique et apporte de nombreux avantages. Néanmoins, ajouter une nappe géosynthétique dans un DEM pose des difficultés puisqu'une nappe constitue un objet physiquement continu. Deux solutions sont proposées par Bruno Chareyre pour modéliser un géosynthétique : DEM et DSEM (annexe 3-6). La première méthode pour simuler un géosynthétique consiste à créer une chaîne d'éléments discrets liés entre eux (Figure 50 (a)). Cette méthode utilise donc la modélisation par éléments discrets classiques (DEM). L'analyse de ses propriétés d'interface montre d'importantes limites à cette approche.



Figure 50 : Représentation par éléments discrets (a) éléments barre (b).

Une solution alternative consiste à discrétiser la nappe en une série d'éléments comparables sur certains aspects aux éléments barres (Figure 50 (b)) tels qu'ils existent en éléments finis. Leurs déplacements sont régis par le principe fondamental de la dynamique, ce qui autorise un couplage avec les codes éléments discrets tels que PFC2D.

Concrètement, il y a une véritable différence de concept entre les deux modèles : le DSEM discrétise un seul objet en plusieurs éléments ; la DEM représente au contraire plusieurs objets par autant d'éléments. Sur ce point, la méthode DSEM est plus proche des méthodes de type « éléments finis » que des méthodes discrètes. Cependant, l'étude comparative des deux modèles montre que le DSEM est le plus souhaitable dans ce type de simulation.

4.2.2.2 Modélisation de l'essai d'extraction

Le programme de l'essai d'extraction fonctionne principalement en deux grandes étapes : la génération de la cuve et l'essai d'extraction. La première étape consiste à générer la cuve avec le sol et le géosynthétique contenu dans celle-ci (Figure 51). Il est nécessaire de déterminer ces caractéristiques principales dans le programme :

- La géométrie de la cuve et du géosynthétique,
- Le nombre d'éléments « barre » dans chaque portion du géosynthétique,
- Le nombre de grains et leur configuration,
- La configuration du géosynthétique : droit ou retour,
- Les propriétés physiques des parois de la cuve,
- Les propriétés physiques des grains,
- Les paramètres de compactage.



Figure 51 : Schéma d'un essai d'extraction.

La seconde étape concerne l'extraction du géosynthétique. Les paramètres majeurs influençant l'extraction sont :

- La vitesse d'extraction,
- La cohésion du sol,
- Les caractéristiques du géosynthétique (raideur),
- Les caractéristiques de l'interface (frottement).

4.2.3 Essai d'extraction en ancrage droit

Une étude paramétrique a été effectuée pour un essai d'extraction en ancrage droit. Elle a montré l'influence des paramètres ci-dessous sur la valeur de l'effort de traction et sur la courbe de l'effort de traction en fonction du déplacement en tête du géosynthétique :

- Le coefficient de frottement (ϕ) entre le sol et le géosynthétique change la hauteur du palier de courbe,
- La cohésion du sol : l'effort de traction nécessaire est plus fort dans le cas d'un sol cohésif,
- Les conditions aux limites : ne changent pas le résultat ($\varphi_{mur/sol} = 28^{\circ}$ et 20°),
- La raideur du géosynthétique (des éléments « barres ») : fait varier la tangente à l'origine de la courbe de traction.

• Raideur du géosynthétique :

Nous avons calculé la raideur du géosynthétique à partir des données de la construction (essais de traction). Pour le GT_{75} , nous avons obtenu 346 kN/ml et pour le GT_{230} , nous avons obtenu 1055 kN/ml pour des géosynthétiques de 0,5 m de large.

Au vu de l'étude paramétrique, une étude paramétrique sur le coefficient de frottement de l'interface sol/géosynthétique qui est le paramètre essentiel de l'interface a été effectuée, ainsi que sur la raideur du géosynthétique pour une hauteur de recouvrement H = 40 cm. Comme la relation mathématique entre le coefficient de frottement et les paramètres locaux des grains et des contacts n'est pas connue, les paramètres de la modélisation ont été calés en reproduisant les résultats expérimentaux des essais en ancrage droit. Ce travail a conduit aux paramètres suivants :

Caractéristiques communes des essais :	
Nombre de billes	25000 au 50000
$\Phi_{ m mur/sol}$	28°
$\mu \text{ sol/geo}$	0,44
Densité des particules	$\gamma = 2012.5 \text{ kg/m}^3$
Porosité	0,2
Raideur normale du contact sol géosynthétique	$ba_Kn = 20 MPa$
Raideur tangentielle du contact sol géosynthétique	$ba_Ks = ba_Kn/2$
Vitesse d'extraction	v = 0,01 m/incrément

4.2.3.1 Comparaison entre résultats numériques PFC2D et expérimentaux

Les simulations ont été faites sur les deux types géocomposites (GT_{75} et GT_{230}) pour les deux hauteurs de recouvrement (H = 40 et 50 cm). Le coefficient de frottement de l'interface sol/géosynthétique a été calé sur une hauteur de recouvrement (H = 40 cm) et a été considéré

le même sur une autre hauteur de recouvrement (H = 50 cm). Les Figure 52 (a) et Figure 53 (a) montrent la comparaison les résultats numériques et expérimentaux en ancrage droit.



• Géocomposite GT₇₅

Figure 52 : Comparaison les résultats numériques et expérimentaux (GT75 et ancrage droit).

La Figure 52 (a) montre que :

- Pour H = 40 cm, les courbes expérimentale et numérique correspondent bien sur le palier, puisqu'elles ont été calées comme cela.
- Pour H = 50 cm, la modélisation PFC2D (prévision) induit un écart de environ 15% avec l'expérimental.
- ➤ Les courbes numériques présentent 2 pentes, contrairement aux courbes expérimentales. Le modèle numérique arrive à représenter 2 phases : une phase de mise en tension du géosynthétique (toute la nappe est mise en tension) et la phase de glissement. Le logiciel ne présente pas les modifications de la nature de la nappe observées en expérimental (déplacement des fils longitudinaux, voir chapitre 2). En effet, le déplacement en tête expérimental est beaucoup plus élevé (pour H = 40 cm ; u = 80 mm) que le déplacement en tête observé en numérique (u = 10 mm pour H = 40 cm). Etant donné le changement dans la nature du géosynthétque (GT₇₅) au cours de l'extraction, nous avons préféré réaliser nos modélisations sur le GT₂₃₀ qui présente des courbes d'extraction à 2 pentes.

• Géocomposite GT₂₃₀

Pour avoir des courbes numériques représentatives, nous avons répété plusieurs les simulations (3 fois). La Figure 53 (a) montre les résultats obtenus. Le coefficient de frottement sol/géocomposite a été modifié ($\mu = 0.48$) afin de caler la courbe moyenne sur l'expérimental (pour H = 40 cm). Pour le cas H = 50 cm, nous nous rapprochons mieux avec la courbe moyenne des trois simulations de la courbe expérimentale correspondant à H = 50 cm (écart de 9%). Cette figure présente aussi :

- La raideur initiale des courbes numériques s'éloigne des courbes expérimentales, ce qui n'était pas le cas avec le GT₇₅.
- Le déplacement expérimental correspondant au glissement de la nappe est globalement bien modifié.


Figure 53 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (GT₂₃₀ et ancrage droit).

4.2.3.2 Comparaison résultats numériques PFC2D avec FLAC2D

Pour le GT₇₅, la Figure 52 montre:

- > Pour H = 50 cm, les courbes (prévision) induisent un écart avec l'expérimental dans les deux types modélisations.
- Dans FLAC2D, le logiciel ne simule que 2 phases dans l'extraction (mise en tension + glissement).

Pour le GT₂₃₀, la Figure 53 montre:

- Pour H = 50 cm, les courbes (prévision) induisent un écart avec l'expérimental dans les deux types modélisations.
- FLAC2D n'arrive pas à reproduire de façon quantitative la mise en tension.

4.2.4 Essai d'extraction en ancrage avec retour

Les simulations en ancrage avec retour ont été réalisées sur le GT_{230} pour deux hauteurs de recouvrement (H = D₁ + D₂ = 40 et 50 cm ; D₂ = 20 cm) avec deux longueurs du retour de l'ancrage (B = 25 et 50 cm). La Figure 54 montre la géométrie de la cuve modélisée.



Figure 54 : Géométrie de la cuve modélisée.

Le coefficient de frottement de l'interface sol/géosynthétique a été considéré identique aux essais d'extraction en ancrage droit. Dans ces essais, le gain de performance obtenu avec un ancrage avec retour par rapport à un ancrage droit et l'influence des dimensions géométriques du géosynthétique (B et D_1) sur les courbes de l'effort de traction ont été étudiés.

4.2.4.1 Intérêt de l'ancrage avec retour par rapport à l'ancrage droit

La Figure 55 montre la comparaison les résultats numériques entre les ancrages droit et avec retour (B = 25 cm) pour GT_{230} et une même hauteur de recouvrement (H = D₁ + D₂ = 40 cm).



Figure 55 : Comparaison les résultats numériques entre ancrage avec et sans retour pour GT₂₃₀.

Ce comparatif entre les deux types d'ancrages permet de bien comprendre l'influence du retour d'ancrage. Elle montre dans un premier temps les deux courbes se superposent pour les faibles déplacements. Par contre, les courbes se différencient pour les plus grands déplacements. Alors que la modélisation de l'ancrage droit atteint son palier, celle de l'ancrage avec retour continue avant de se stabiliser plus tard. Au final, le retour permet un gain de 20% sur l'effort de traction.

4.2.4.2 Influence de la hauteur de recouvrement ($H = D_1 + D_2$)

Dans cette partie, la comparaison entre résultats numériques et expérimentaux en ancrage avec retour pour deux hauteurs de recouvrement ($H = D_1 + D_2 = 40$ et 50 cm) avec une longueur du retour de l'ancrage (B = 25 cm) a été effectuée. La Figure 56 montre que l'augmentation de la hauteur de recouvrement induit un gain de performance sur l'effort de traction dans les cas numérique et expérimental.



Figure 56 : Comparaison les résultats numériques et expérimentaux (GT₂₃₀ et ancrage avec retour).

Elle montre aussi qu'au niveau modélisation, le coefficient de frottement calé sur l'ancrage droit permet de reproduire le palier (effort maximal de traction) sur l'ancrage avec retour

justement pour H = 40 cm (correspondant à $D_1 = D_2 = 20$ cm) alors que pour H = 50 cm (correspondant à $D_1 = 30$ cm, $D_2 = 20$ cm), un écart de 25% avec l'expérimental a été observé. Comme pour l'ancrage droit, il y a toujours peu de gain de résistance lorsque la hauteur de recouvrement augmente (l'effort maximal de traction a été sous-estimé). Ce phénomène est aussi observé dans la modélisation en FLAC2D. Nous pouvons penser, qu'en réalisant des courbes moyennes à partir de plusieurs simulations, cet écart pourrait être réduit.

4.2.4.3 Influence de la longueur du retour de l'ancrage (B)

L'influence de la longueur du retour de l'ancrage a été étudiée sur GT_{230} avec une hauteur de recouvrement (H = D₁ + D₂ = 40 cm). La Figure 57 montre la comparaison les résultats numériques et expérimentaux avec deux longueurs de retour (B = 25 et 50 cm). Elle montre que les courbes expérimentale et numérique correspondent bien. D'autre part, sur les courbes numériques, il y a peu d'influence de B (courbes verte et rouge). Les différences possibles dans l'influence de B sont perdues dans la précision des courbes (une seule simulation ici).



Figure 57 : Comparaison les résultats pour deux longueurs du retour B = 25 et 50 cm (GT₂₃₀).

Une étude paramétrique plus poussée a été également effectuée pour la vérification d'influence de ce paramètre. La Figure 58 montre que la variation de la longueur du retour de l'ancrage (de 12,5 à 75 cm) a une influence qui semble minime sur les courbes de l'effort de traction, ce qui est observé également dans FLAC2D (Figure 58 (b)).



Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

4.3 Réseau de forces de contact dans la cuve

La modélisation par éléments discrets permet de montrer les réseaux de forces de contact qui s'exercent entre les grains de sol. Elle nous permet d'observer la diffusion de ces forces au cours de l'essai d'extraction. La Figure 59 et la Figure 60 montrent la distribution et l'évolution des forces de contact (réactions de contact uniquement tangentielles) dans la cuve pendant l'essai d'extraction pour l'ancrage droit et avec retour respectivement.

Au départ, on observe que les contraintes sont plus fortes dans la partie basse de la cuve à cause du poids propre. Puis au cours de la mise en tension, des forces se localisent dans l'interface sol/géocomposite et on observe bien une réorientation des forces de contact qui deviennent principalement toutes horizontales dans le sens de l'extraction à la fin de l'essai.



Figure 59: Distribution des forces dans la cuve avant et après d'essai (ancrage droit, GT₂₃₀ et H = 40 cm).

D'autre part, nous observons de plus fortes concentrations de contraintes lors de l'extraction de l'ancrage avec retour (Figure 60 : $U_T = 60 \text{ mm}$ ou 140 mm) dans la zone retour de l'ancrage : le sol y est en butée. Cette concentration semble disparaître quand la zone de retour s'ouvre plus à la fin de l'essai (Figure 60 : $U_T = 180 \text{ mm}$). D'autres concentrations de contraintes sont notées au-dessus de la boite de guidage : le sol vient se mettre en butée également.

Au contraire, nous observons des zones peu sollicitées derrière l'ancrage (surtout visible pour l'ancrage avec retour) : le réseau d'efforts y est très peu dense.

Globalement, durant l'extraction, le réseau des efforts transite de la zone en butée (au-dessus de la boite de guidage) vers le géocomposite, et de la même façon de la partie basse de la cuve vers le géocomposite.

Chapitre 3 : Modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de géosynthétiques en ancrage



cm).

4.4 Conclusion de la modélisation discontinue confrontée avec la modélisation continue

Parallèlement à l'expérimentation, une approche numérique par éléments discrets (DEM) a été réalisée pour modéliser ces problèmes d'ancrage. Les résultats obtenus par cette méthode semblent réalistes. La DEM donne un point de vue différent et complémentaire de celui qu'offre les simulations de type "milieu continu".

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques (PFC2D) montrent que, après calage avec l'ancrage droit, la modélisation est assez fidèle à l'expérimentation pour H = 40 cm pour l'ancrage avec retour. Dans les cas H = 50 cm, on note certaines disparités (quantitativement les modélisations proposées sous estiment systématiquement la capacité d'ancrage, ce qui est observé également dans FLAC2D).

En considérant la même longueur horizontale de nappe (L) et la même hauteur de recouvrement (H ou $D_1 + D_2$), on a observé l'intérêt de l'ancrage avec retour par rapport à l'ancrage droit. Ces résultats confirment les résultats expérimentaux et numériques en milieu continu obtenus.

Les simulations discrètes ont montré une influence de la hauteur de recouvrement (H : en ancrage droit et D_1 : en ancrage avec retour) sur l'effort de traction, Cependant ces simulations sous-estiment l'effort d'ancrage obtenu dans les essais expérimentaux (même tendance observée dans la modélisation numérique continue).

Ensuite, une étude paramétrique a montré que la variation de la longueur du retour de l'ancrage (B : de 12,5 à 75 cm) a une influence qui semble minime sur les courbes de l'effort de traction, ce qui est observé également avec le milieu continu.

Enfin, la modélisation par éléments discrets nous a permis d'observer la diffusion des forces de contact entre les grains de sol au cours de l'essai d'extraction. Cette modélisation montre une rotation des efforts de contact de la verticale à l'horizontale lors de l'essai d'extraction, ainsi que des concentrations de contraintes plus importantes dans la zone retour de l'ancrage lors de l'extraction de l'ancrage avec retour. Cette représentation montre également bien la mise en butée du massif de sol sur les parois avant de la cuve.

Finalement, les mécanismes de comportement en ancrage obtenus lors des différentes modélisations sont très proches de ceux de l'expérimentation (progressivité de la mise en tension de la nappe, écrasement du sol au niveau des coudes, soulèvement, cisaillement de certaines parties du massif de sol et distribution des forces dans la cuve).

Cependant, les modélisations discrètes et continues en 2D sous estiment, dans certains cas la capacité d'ancrage obtenue expérimentalement. Dans le cas de la modélisation discrète, une explication possible peut provenir de la nature en deux dimensions des simulations: un assemblage 2D présente une cinématique qui peut être éloignée de celle d'un assemblage 3D. De plus, la géométrie bidimensionnelle, qui impose des cinématiques très éloignées de celles rencontrées en 3D, empêche la simulation de certains traits de comportement, comme par exemple, la reproduction du comportement d'un matériau lâche.

Les méthodes discrètes 2D seront ainsi choisies pour simuler des phénomènes qui n'existent pas dans un modèle continu, tels que les localisations des déformations, les plans de glissement, l'apparition de l'anisotropie etc. Dans notre cas, il faudrait réaliser des simulations numériques discrètes 3D pour tenter de représenter quantitativement les essais expérimentaux. Malheureusement, ces simulations sont encore très coûteuses en temps de calcul.

Conclusion générale

L'objectif de cette thèse était de développer la compréhension du comportement des systèmes d'ancrage dans des ouvrages géotechniques en sols renforcés. Ce travail a permis d'améliorer les connaissances actuelles sur le comportement des ancrages droit et avec retour. Deux différentes approches (expérimentale et numérique) ont été mises en oeuvre et ont permis de déterminer la capacité des ancrages et d'analyser leurs mécanismes.

Du point de vue expérimental, des essais d'extraction ont été effectués sur des géosynthétiques. Ces modélisations physiques ont été réalisées en laboratoire. L'exploitation des résultats déduits de ces essais, a conduit à la détermination des paramètres de l'interface sol/géosynthétique sous faibles contraintes confinements et de la capacité des ancrages. Ils ont permis d'établir la différence de comportement entre les types d'ancrages. L'extensibilité et le type de géosynthétique, la géométrie des ancrages ainsi que les caractéristiques géotechniques des sols ont été étudiées.

Les résultats des essais montrent que le comportement des nappes géosynthétique pour l'ancrage droit et l'ancrage avec retour est très similaire. La mobilisation du frottement le long de la nappe n'est pas instantanée quelque soit la contrainte de confinement et l'ancrage. Dans ce cas, les tractions en tête en fonction des déplacements en tête pour l'ancrage avec retour peuvent être assimilées à une loi tri-linéaire (deux pentes et un palier). Pour l'ancrage droit, ce comportement dépend de la raideur et la nature de la nappe de géosynthétique et peut varier d'un comportement de type loi tri-linéaire à une loi bi-linéaire (une pente et un palier).

Le comportement des nappes géosynthétiques est plus complexe. Les tractions ainsi que les déplacements sont progressivement mobilisés de la tête à l'arrière de la nappe. La queue ne se déplace qu'après un seuil de déplacement en tête. Ce seuil dépend principalement de la raideur de la nappe, de sa configuration, de la contrainte de confinement et enfin du type de sol.

L'étude expérimentale a permis de mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des géosynthétiques en ancrage :

- La capacité d'ancrage : l'effort de traction maximum augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Les essais effectués sur les nappes géosynthétiques avec la même longueur inférieure de la nappe (L = 1 m) montrent que pour le déplacement en tête important, les ancrages avec retour sont plus résistants que ceux sans retour.
- La longueur du retour : dans les ancrages avec retour, la variation de la longueur du retour (B) n'est pas un facteur important sur l'effort de traction. La comparaison de l'efficacité de deux longueurs de retour (0,25 et 0,50 m), montre que celle de 0,25 m est suffisante pour ce type d'ancrage. Dans ces essais (ancrage avec retour), l'effort de traction n'est donc pas proportionnel à la longueur du retour de la nappe et aussi la longueur du retour (B) n'est pas le seul paramètre important pour déterminer l'efficacité de l'ancrage. Les mécanismes induits par le retour ne sont uniquement des glissements mais comportent également une part de butée. Il semble qu'une longueur minimale de retour existe pour mobiliser une butée dans le sol et ainsi augmenter la capacité d'ancrage.
- Le type de sol : la comparaison des résultats obtenus dans le sable fin et le sol grossier (grave) montre que l'effort de traction est plus élevé dans les sols grossiers. Cette différence est liée à la plus forte densité et au coefficient d'uniformité de Hazen (Cu) dans les sols grossiers qui conduisent à une dilatance élevée et donc à un frottement plus élevé.

- Le comportement du géosynthétique : il y a deux hypothèses sur le comportement du géosynthétique en ancrage avec retour ; 1) le géosynthétique ramène le sol en restant dans sa configuration initiale, 2) le géosynthétique se déplace dans le sens de l'extraction. L'observation et la vérification des déplacements et des mouvements de sol et de géosynthétique pendant les essais montrent que le comportement du géosynthétique en ancrage avec retour est très proche de la deuxième hypothèse.
- Le soulèvement du sol : pour l'ancrage droit, le soulèvement du sol est le plus important à proximité du système de traction (boîte de guidage) et pour l'ancrage avec retour, ce soulèvement est le plus important à proximité de la langueur du retour (B).

Des simulations numériques en différences finies ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des géosynthétiques en ancrage, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique. L'importance de cette étude réside dans le fait que le modèle et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les dimensions du modèle physique ont été conservées dans la modélisation, les paramètres de l'interface sol/géosynthétique ont été validés par calage sur des essais d'extraction et enfin un modèle non-linéaire, validé sur un essai triaxial, a été utilisé pour comparer avec un modèle simple de comportement du sol. Cette modélisation numérique a pu prendre en compte la dépendance du module d'élasticité aux déformations du géosynthétique pendant l'essai d'extraction. La modélisation a été effectuée sur deux types de géotextiles dans le sable avec deux systèmes d'ancrage (ancrage droit et avec retour).

Ces modélisations ont permis de déduire quelques résultats importants:

- Le comportement des nappes géotextile en ancrage droit et en ancrage avec retour est très similaire. Dans ce cas, les tractions en tête en fonction des déplacements en tête peuvent être assimilées à une loi bi-linéaire (une pente et un palier) quel que soit le géotextile.
- L'augmentation de la longueur de retour (B) a une influence importante sur la courbe de l'effort de traction alors que dans les essais expérimentaux, cette augmentation de la longueur de retour a une faible influence surtout dans le cas d'un géotextile plus raide.
- Avec une même longueur totale de nappe $(L' = L + D_1 + B)$ considérée, deux essais ont été effectués avec deux types ancrages : ancrage droit et avec retour. On observe un gain de performance obtenu avec un ancrage droit par rapport à un ancrage avec retour. Par conséquence l'utilisation d'un ancrage avec retour n'est pas conseillée sauf en cas de manque d'espace.

La comparaison des résultats obtenus entre le modèle expérimental et le modèle numérique a montré une bonne cohérence des résultats. La modélisation numérique confirme les résultats expérimentaux obtenus concernant:

- Le comportement du géotextile en ancrage avec retour (le mouvement de géotextile dans le sol) : le géotextile se déplace dans le sens de l'extraction.
- Le soulèvement du sol : ce phénomène est plus important à proximité du système de traction pour l'ancrage droit et à proximité de la langueur du retour (B) pour l'ancrage avec retour.
- La capacité d'ancrage : en considérant la même longueur de horizontale de nappe; L et la même hauteur de recouvrement sur la nappe ; H ou $D_1 + D_2$, un gain de performance est obtenu avec un ancrage avec retour par rapport à un ancrage droit.

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des géosynthétiques en ancrage ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

• Ancrage droit :

- La présence d'une boite de guidage : cette présence diminue la contrainte horizontale sur la paroi verticale de cuve. En revanche, cette présence ne montre pas une influence importante sur la courbe de l'effort de traction.
- Les modèles de comportement de sol (MC et CJS2) : aucune influence n'est notés sur la courbe de l'effort de traction. Néanmoins en termes de déplacements et pour le tassement en surface dans le sol et la contrainte horizontale sur la paroi verticale de la cuve dans le sens de traction, le modèle CJS2 (modèle le plus complexe) conduit à des valeurs plus proches des résultats expérimentaux.
- Le seuil de déformation initial ε_0 : pour une nappe GT75 et sous une faible contrainte verticale, avec l'augmentation de ε_0 , l'effort de traction reste constant et seule la relation entre le déplacement en tête/en queue de nappe augmente.

• Ancrage avec retour :

- La taille du maillage : dans ce type d'ancrage, un maillage fin autour de la nappe n'est pas un maillage approprié pour modéliser le sol avec un modèle de comportement complexe et non linéaire comme CJS2. Seul un maillage grossier peut être mis en œuvre compte tenu des niveaux de déformation.
- Le nombre des coudes : la modélisation de différents types d'ancrage (ancrage sans coude : droit et avec coude : avec retour) montre que pour une même hauteur de recouvrement, l'augmentation du nombre des coudes a un gain de performance sur la courbe de l'effort de traction.
- La longueur du retour de l'ancrage (B) : la variation de cette longueur a une influence qui semble minime sur les courbes de l'effort de traction ; cette longueur est donc un paramètre qui permet un gain de performance, mais de petite amplitude. Ces résultats ne sont pas cohérents avec ceux obtenus des résultats expérimentaux.
- La hauteur de l'ancrage (D_1) : l'influence de cette hauteur (longueur du fichage de la nappe) sur les courbes de l'effort de traction est légèrement différente en utilisant les deux formes ancrages : avec retour et en L. Dans le cas d'ancrage avec retour, cette hauteur (D_1) à une faible influence qui dépend de la raideur du géotextile, l'augmentation de cette hauteur diminue l'effort de traction. Dans le cas d'ancrage en L, cette hauteur n'a pas d'influence quelque soit le géotextile.

Parallèlement à cette modélisation, une autre modélisation numérique par la méthode des éléments discrets (PFC2D) a été réalisée en collaboration avec le laboratoire 3SR de Grenoble, pour modéliser ces problèmes d'ancrage. Des essais numériques biaxiaux ont permis au préalable de caler les paramètres micromécaniques des grains. Des essais d'extraction ont ensuite été menés. La comparaison modélisation-expérimentation montre que la méthode de calcul retenue s'applique relativement bien à la modélisation des essais d'ancrage: les mécanismes de comportement en ancrage obtenus en expérimental sont bien reproduits. Ces essais numériques, du fait de leur nature bidimensionnelle, présentent cependant certaines limites en sous estimant les capacités d'ancrage.

Ce travail de thèse a permis de développer la compréhension du comportement des systèmes d'ancrage dans des ouvrages en sols renforcés. Cependant, il semble utile d'assurer sa continuité par le développement de certains éléments :

- Les résultats expérimentaux sont spécifiques aux catégories des renforcements et des sols granulaires étudiés dans cette thèse sous faible contrainte de confinement. D'autres types de renforcements et de sols pourraient être testés. Il s'agit de sols cohérents et de renforcements dont la raideur et la forme sont différentes. Ces essais pourraient être aussi effectués sous contrainte de confinement plus élevé.
- Des études expérimentales complémentaires dans un ouvrage réel (in situ) doivent être réalisées afin de confirmer les résultats des essais effectués en laboratoire et d'une meilleure compréhension des mécanismes d'ancrage (notamment sur des sols cohérents).
- La confrontation des résultats de l'étude numérique (efforts de traction et déformation des renforcements, répartition des contraintes dans le sol renforcé, ...etc.) aux résultats obtenus sur des ouvrages réels permettrait de valider et de définir les limites des modélisations utilisées.
- Une modélisation numérique tridimensionnelle permettrait de mieux prendre en compte l'influence des frottements latéraux, des effets de bord et d'extension retardée des nappes géotextiles.

Références

Abdelouhab, A. (2010). "Comportement des murs en terre armée : Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles." *Ph.D. Thesis.* INSA de Lyon, France. pp. 195 (In French).

Abdelouhab, A., Dias, D., and Freitag, N. (2009). "Physical and analytical modelling of geosynthetic strip pull-out behaviour." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 28 No. 1, pp 44-53.

Abdelouhab, A., Dias, D., and Freitag, N. (2010). "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29, pp 116-129.

Abramento, M. (1993). "Analysis and measurement of stresses in planar soil reinforcements." *Ph.D. Thesis*. Institute of Technology, USA. pp. 288.

Abu-Farsakh, M.Y., and Coronel, J. (2006). "Characterization of Cohesive Soil-Geosynthetic Interaction from Large Direct Shear Test." *85th Transportation Research Board Annual Meeting*. Washington, D.C.

Abu-Farsakh, M.Y., Farrag, K., Almoh'd, I., and Mohiuddin, A. (2004). "Evaluation of interaction between geosynthetics and marginal cohesive soils from pullout tests." *Geo Jordan 2004 : Advances in Geotechnical Engineering with Emphasis on Dams, Highway Materials, and Soil Improvement.* Irbid, Jordan.

Al Hattamleh, O., and Muhunthan, B. (2006). "Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24 No. 1, pp 52–57.

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.

Araujo, G.L.S., and Palmeira, E.M. (2008). "Numerical Analysis of the In-soil Tensile Test Under Different Boundary Conditions." *Internal Research Report, University of Brasilia, Graduate Programme of Geotechnics, Brasilia, DF, Brazil.*

ASTM D6706-01 (2007). "Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil." *ASTM International* 2007.

Aydogmus, T., and Klapperich, H. (2003). "Geosynthetik-Boden-Interaktionsprüfgerät zur Experimentellen Veranschaulichung der Interaktion von Boden-Geosynthetik-Verbundsystemen – Erste Ergebnisse." *Proc.* 8. *KGeo*. Munich, pp. 67-68 (In German).

Aydogmus, T., and Klapperich, H. (2008). "Three-Dimensional Numerical Parametric Analysis of Soil-Geosynthetic-Interaction." *EuroGeo4*. Edinburgh.

Bakeer, R.M., Abdel-Rahman, A.H., and Napolitano, P.J. (1998a). "Geotextile friction mobilization during field pull-out test." *Geotextile and Geomembranes*, Vol. 16, No. 2, pp 73-85.

Bakeer, R.M., Sayed, M., Cates, P., and Subramanian, R. (1998b). "Pullout and shear test on geogrid reinforced lightweight aggregate." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 16, No. 2, pp 119-133.

Ballegeer, J.P., and Wu, J.T.H. (1993). "Intrinsic load-deformation properties of Geotextile." *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures, Cheng, S.C.J.* proceedings of a symposium held in San-Antonio, Texas, USA.

Bathurst, R.J. (2007a). "Geosynthetics Functions." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS).*

Bathurst, R.J. (2007b). "Geosynthetics in Walls." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS).*

Bathurst, R.J. (2007c). "Geosynthetics in Slopes over Stable Foundations." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS).*

Becker, L.B. (2006). "Geogrid behaviour in reinforced soil walls and in pull-out tests." *Ph.D. Thesis*. Pontifical University of Rio de Janeiro. pp. 322.

Bell, J.R., and Hicks, R.G. (1980). "Evaluation of Test Methods and Use Criteria for Geotechnical Fabrics in Highway Applications - Interim Report." U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. pp. 190.

Bergado, D.T., and Chai, J.C. (1994). "Pullout force-displacement relationship of extensible grid reinforcement." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, No. 5, pp 295-316.

Bergado, D.T., Chai, J.C., Abiera, H.O., Alfaro, M.C., and Balasubramaniam, A.S. (1993). "Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12 No. 4, pp 327-349.

Bergado, D.T., Lo, K.H., Chai, J.C., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., and Anderson, L.R. (1992). "Pullout tests using steel grid reinforcements with low-quality backfill." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 118, No. 7, pp 1047-1063.

Bergado, D.T., and Teerawattanasuk, C. (2008). "2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26, pp 39–55.

Bergado, D.T., Youwai, S., Teerawattanasuk, C., and Visudmedanukul, P. (2003). "The interaction mechanism and behavior of hexagonal wire mesh reinforced embankment with silty sand backfill on soft clay." *Computers and Geotechnics*, Vol. 30, No. 6, pp 517-534.

Billaux, D., and Cundall, P. (1993). "Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens." *Revue française de géotechnique*, Vol. 63 pp 9-21.

Bollo-Kamara, N. O. (1992). "Etude de la mobilisation du frottement d'un géotextile sollicité en traction dans un milieu analogique bidimensionnel." *Ph.D. Thesis.* INSA de Lyon, France (In French).

Bolt, A.F., and Duszynska, A. (2000). "Pull-out testing of geogrid reinforcements." *EuroGeo2*. Bologna, Italy.

Bolt, A.F., and Duszynska, A. (2002). "Soil - geogrid interaction in pullout test at 2D - deformation conditions." *Geosynthetics - 7 ICG* Nice, France.

Bonaparte, R., Holtz, R.D., and Giroud, J.P. (1987). "Soil reinforcement design using geotextiles and geogrids, in Geotextile Testing and the Design Engineer." *ASTM*, pp 69-116.

Bourdeau, Y., Kastner, R., Bollo-Kamara, N., and Bahloul, F. (1990). "Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau bidimensionnel." *5ème colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols Appliquée*.

Bourdeau, Y., Ogunro, T., Lareal, P., and Riondy, G. (1994). "Use of strain gages to predict soil-geotextile interaction in pullout tests." *V Congrès international des géotextile*. Singapore.

Boyle, S.R., Gallagher, M., and Holtz, R.D. (1996). "Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties." *Geosynthetics international*, Vol. 3, No. 2, pp 205-225.

Briançon, L. (2001). "Stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques - Caractérisation du frottement aux interfaces et applications." *Ph.D. Thesis.* University of Bordeaux I, France. pp. 200 (In French).

Briançon, L., Girard, H., and Poulain, D. (2002). "Slope stability of lining systemsexperimental modeling of friction at geosynthetic interfaces." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, No. 3, pp 147-172.

Briançon, L., Girard, H., Poulain, D., and and Mazeau, N. (2000). "Design of anchoring at the top of slopes for geomembrane lining systems." *2nd European geosynthetics conference*. Bologna, Italy.

Briançon, L., Girard, H., and Villard, P. (2008). "Geosynthetics Anchorage: Experimental and Numerical Studies." *EuroGeo4*. Edinburgh.

Brinkgreve, R.B.J., and Vermeer, P.A. (1998). "PLAXIS-Finite Element Code for Soil and Rock Analyses-Version 7." Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Broms, B.B. (1977). "Triaxial tests with Fabric-Reinforced Soil." C. R. Coll. Inst. Soils Text, Vol. 3, pp 129-133.

Brown, S.F., Kwan, J., and Thom, N.H. (2007). "Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast." *Geotechnical testing journal*, Vol. 25, No. 6, pp 326-335.

Cambou, B., and Jafari, K. (1988). "Modèle de comportements des sols non cohérents." *Revue française de géotechnique*, Vol. 44, pp 43-55.

Cancelli, A., Rimoldi, P., and Togni, S. (1992). "Frictional characteristics of geogrids by means of direct shear and pull-out tests." *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*. Kyushu.

Cazzuffi, D., Picarelli, L., Ricciuti, A., and Rimoldi, P. (1993). "Laboratory investigations on the shear strength of geogrid reinforced soils." *ASTM Special Technical Publication 1190*, pp 119-137.

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,.

Chang, J.C., Hannon, J.B., and Forsyth, R.A. (1977). "Pullout resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil." *National Research Council, Washigton, DC* Transportation Research Record 640. pp. 1-7.

Chareyre, B. (2003). "Modélisation du comportement d'ouvrages composites solgéosynthétique par éléments discrets - Application aux ancrages en tranchées en tête de talus (Discrete element modelling of composites soilgeosynthetics structures - Application to anchor trenches at the top of slopes)." *Ph.D. Thesis.* University of Grenoble I, France. pp. 222 (In French).

Chareyre, B., Briançon, L., and Villard, P. (2002). "Numerical versus experimental modelling of the anchorage capacity of geotextiles in trenches." *Geosynthetics international*, Vol. 9, No. 2, pp 97-123.

Chareyre, B., and Villard, P. (2002). "Discrete element modelling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties. Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods." *Proc. of the First International PFC Symposium*. Gelsenkirchen, Germany.

Chareyre, B., and Villard, P. (2004). "Dynamic Spar Elements and DEM in 2D for the modelling of soil-inclusion problems." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 131, No. 7, pp 689-698.

Chen, R.H., and Chen, C.C. (1994). "Investigation of pull-out resistance of geogrid." *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapor.

Chenggang, B. (2004). "Study on the interaction behavior of Geosynthetics and soil in China." *GeoAsia*. Korea.

Collios, A., Delmas, P., Gourc, J.P., and Giroud, J.P. (1980). "Experiments of Soil Reinforcement with Geotextiles." *Proc. Symp. Use of Geotextiles for Soil Improvement, ASCE*. Portland, OR.

Costa-Lopes, P., Pinho-Lopes, M., Lopes, M.L., and Lopes, M.G. (2002). "Evaluation of soilgeosynthetic interface resistance using inclined plane shear tests and pullout tests." *Proceeding of the 7th International Conference on Geosynthetics* Nice, France.

Cundall, P.A., and Strack, O.D.L. (1979). "A discrete element model for granular assemblies." *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp 47-65.

De, A., and Vellone, D.A. (2005). "Experimental and Numerical Modeling of Geosynthetic Anchor Trench." *Geo-Frontiers 2005 Congress*. Austin, Texas.

Degoutte, G., and Mathieu, G. (1986). "Experimental research of friction between soil and geomembranes or geotextiles using a 30 x 30 cm shearbox." *Proc. third international Geotextiles Conference*. Vienna, Austria.

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.

Dias, A.C. (2003). "Numerical analyses of soil-geosynthetic interaction in pull-out tests." *MSc. Thesis.* University of Brasilia. pp. 115.

Dias, D., and Bourdeau, Y. (1998). "Comportement en ancrage de armatures en fibre de verre scellés au coulis de ciment." *Congrès Universitaire de Génie Civil*. Reims, France.

Dwyer, S.F., Bonaparte, R., Daniel, D.E., Koerner, R.M., and Gross, B. (2002). "Technical guidance for RCRA/CERCLA final covers." US Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste and Emergency Response.

Dyer, M.R. (1985). "Observation of the stress distribution in crushed glass with applications to soil reinforcement." *Ph.D. Thesis.* University of Oxford, UK.

Eigenbroad, KD. , and Locker, JG. (1987). "Determination of friction values for the design of side slopes lined or protected with geosynthetics." *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*, Vol. 24, No. 4, pp 509-519.

EN 13738 (2005). "Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol." *NF EN 13738-2005*.

EN 00189016 (1998). "Geotextiles and geotextile related products : Determination of pullout resistance in soil." *NORME EUROPEENNE prEN 00189016. 1998*.

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.

FHWA (2001). "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes." *Design and constructions guidelines. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.*

Flavigny, E., Desrues, J., and Palayer, B. (1990). "Le sable d'Hostun RF." *Revue française de géotechnique*, Vol. 53, pp 67-70.

Forsman, J., and Stunga, E. (1994). "The Interface Friction and Anchor Capacity of Synthetic Georeinforcements." *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapor.

Fox, P.J., and Kim, R.H. (2008). "Effect of progressive failure on measured shear strength of geomembrane/GCL interface." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 134 No. 4, pp 459-469.

Gay, O. (2000). "Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art." *Ph.D. Thesis.* Laboratoire 3S, Grenoble 1, France.

Ghionna, V.N., Moraci, N., and Rimoldi, P. (2001). "Experimental evaluation of the factors affecting pull-out test results on geogrids." *International Symposium: Earth Reinforcement*. Fukuoka, Kyushu, Japan.

Girard, H., Berroir, G., Gourc, J.P., and Matheu, G. (1994). "Frictional Behaviour of Geosynthetic and Slope Stability of Lining Systems." *5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapore.

Girard, H., Briançon, L., and Rey, E. (2006). "Experimental tests for geosynthetic anchorage trenches." *Proc. of the Eighth International Conference on Geosynthetics, "8th ICG".* Yokohama, Japan.

Girard, H., Fisher, S., and Alonso, E. (1990). "Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopesexamples and measurements." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, No. 2, pp 29-143.

Giroud, J.P. (1979). "Behavior of geotextiles." NATO Advanced Study Institute, Mechanics of Flexible Fibre Assemblies. Kilini, Greece.

Giroud, J.P., Swan, R.H., Richer, P.J., and Spooner, P.R. (1990). "Geosynthetic landfill cap: laboratory and field tests, design and construction." *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*. The Hague, The Netherlands.

Gomes, R.C. (1993). "Soil-reinforcement interaction and failure mechanisms in geotextile reinforced soils." *Ph.D. Thesis*. University of Sao Paulo, Sao Carlos School of Engineering, Brazil. pp. 294.

Goodhue, M.J., Edil, T.B., and Benson, C.H. (2001). "Interaction of foundry sands with geosynthetics." *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* Vol. 127, No. 4, p 353.

Gourc, J.P., Reyes-Ramirez, R., and Villard, P. (2004). "Assessment of Geosynthetics Interface Friction for Slope Barriers of Landfill." *GeoAsia*. Korea.

Gourc, J.P., Lalarakotoson, S., Müller-Rochholtz, H., and Bronstein, Z. (1996). "Friction measurements by direct shearing or tilting process - Development of a European standard." *1st European Conference on Geosynthetics - EuroGeo1*. Maastricht, The Netherlands.

Gourc, J.P., Reyes-Ramirez, R., and Villard, P. (2005). "Geostnthetic reinforcement in landfill design: European perspectives." *Geo-Frontiers 2005 Congress*. Austin, Texas.

Gouria-Malki, F. (1998). "Reinforcement des sols par géotextiles." *Ph.D. Thesis.* INSA de Lyon, France. pp. 178 (In French).

Guide technique (2000). "Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier- guide complémentaire." Service d'Études techniques des Routes et autoroutes (SETRA) and Laboratoire central des Ponts et chaussées (LCPC), Paris, France.

Gurung, N. (2001). "1-D analytical solution for extensible and inextensible soil/rock reinforcement in pull-out tests." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, No. 4, pp 195-212.

Gurung, N., and Iwao, Y. (1999). "Comparative model study of geosynthetic pull-out response." *Geosynthetics international*, Vol. 6, No. 1, pp 53-68.

Gurung, N., Iwao, Y., and Madhav, M.R. (1999). "Pullout Test Model for Extensible Reinforcement." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 23, pp 1337-1348.

Hatami, K., and Bathurst, R.J. (2005). "Parametric analysis of reinforced soil walls with different backfill material properties." *NAGS'2006 Conference*. Las Vegas, Nevada, USA.

Hatami, K., and Bathurst, R.J. (2006). "A numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading." *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, Vol. 132, No. 6, pp 673–684.

Hausman, M.R., and Clarke, J. (1994). "Fly Ash - geosynthetic intraction." *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapor.

Helwany, S.M.B., and Shih, S. (1998). "Creep and stress relaxation of geotextile-reinforced soils." *Geosynthetics international*, Vol. 5, No. 4, pp 425-434.

Ho, S.K., and Rowe, R.K. (1994). "Prediction behavior of two centrifugal model soil walls." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 10, pp 1845–1873.

Holtz, R.D. (1977). "Laboratory Studies of Reinforced Earth Using a Woven Polyester Fabric." C.R. Coll. Int. Sols Textiles. Paris.

Hryciw, R.D. (1990). "Load transfer mechanisms in anchored geosynthetic systems." University of Michigan Research Report to the Air Force Office of Scientific Research, Grant No. 88-0166.

Hsieh, C., and Hsieh, M.W. (2003). "Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interfaces." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21, No. 1, pp 25-48.

Huang, B., Bathurst, R.J., and Hatami, K. (2009). "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 10, pp 1486–1498.

Hulling, D.E., and Sansone, L.J. (1997). "Design concerns and performance of geomembrane anchor trenches." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, pp 403-417.

IGS (2009). "Recommended Descriptions of Geosynthetics Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols (5th Edition)." *The International Geosynthetics Society.*

Ingold, T.S. (1982). "Some Observations on the Laboratory Measurement of Soil-Geotextile Bond." *Geotechnical testing journal*, Vol. 5, No. 3/4, pp 57-67.

Ingold, T.S., and Templeman, J.E. (1979). "The comparative performance of polymer net reinforcement." *Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and other techniques*. Paris.

Izgin, M., and Wasti, Y. (1998). "Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 16, No. 4, pp 207-219.

Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2009). "Three-dimensional numerical modeling of a pile embankment." *International Journal Of Geomechanics, ASCE*, Vol. 9, p 102.

Jewell, R.A. (1981). "Some effects of reinforcement on soils." *Ph.D. Thesis*. University of Cambridge, UK.

Jewell, R.A. (1996). "Soil Reinforcement with Geotextiles." London: Thomas Telford.

Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D. (1984). "Interaction between soil and geogrids." *Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*. ICE, London.

Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D. (1985). "Interaction between soil and geogrids." *Proceedings from the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Ed.* London.

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.

Juran, I., and Christopher, B. (1989). "Laboratory Model Study on Geosynthetic Reinforced Soil Walls." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 7, pp 905-926.

Koerner, R.M. (1994). "Designing with geosynthetics." Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, Upper Saddle River, New Jersey, USA, Third Edition. pp. 783.

Koerner, R.M. (1998). "Designing with geosynthetics." 4th ed, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J, New Jersey, USA, Fourth Edition. pp. 761.

Koerner, R.M., and Soong, T.Y. (2001). "Geosynthetic reinforced segmental retaining walls." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19 No. 6, pp 359-386.

Koerner, R.M., Wayne, M.H., and Carroll, R.G. (1989). "Analytic Behavior of Geogrid Anchorage." *Proc. Geosynthetics* '89. San Diego.

Kokkalis, A., and Papacharisis, N. (1989). "A simple laboratory method to estimate the in soil behaviour of geotextiles." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 8, No. 2, pp 147-157.

Konietzky, H. (2006). "Neue Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Geogittern." *Proc. Symposium: Bauen in Boden und Fels.* TAE Esslingen.

Koutsourais, M.M., Sprague, C.J., and Pucetas, R.C. (1991). "Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 10, No. 5-6, pp 531-548.

Kuwano, J., Izawa, J., and Hayashi, Y. (2004). "Behavior of soils around the geogrid during pullout test." *GeoAsia*. Korea.

Lajevardi, S.H. (2013). "Comportement des géosynthétiques en ancorage: modélisation physique et numérique." *Ph.D. Thesis.* INSA de Lyon, France. pp. 300 (In French).

Lajevardi, S.H., Briançon, L., and Dias, D. (2012a). "Geosynthetics Anchorage: Experimental Studies." *Geo-Environmental Engineering 2012*. Caen National University, Caen, France.

Lajevardi, S.H., Briançon, L., and Dias, D. (2012b). "Geosynthetics Anchorage: Experimental Studies." *EuroGeo5*. Valencia, Spain.

Lajevardi, S.H., Couradin, A., Dias, D., and Herault, A. (2009). "Pull out tests of a geosynthetic composite: influence of soil on shear resistance." *Geosynthetics 2009*. Salt Lake City, Utah.

Lajevardi, S.H., Dias, D., and Briançon, L. (2010). "Essais d'extraction au banc d'ancrage : caracterisation de l'interface sol/geosynthetique sous faible contrainte verticale." *XXVIIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil*. La Bourboule, France.

Lalarakotoson, S., Villard, P., and Gourc, J.P. (1999). "Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes." *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 22, No. 4, pp 284-291.

Lee, K.M., and Manjunath, V.R. (2000). "Soil-geotextile interface friction by direct shear test." *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 37, No. 1, pp 238-252.

Leshchinsky, D. (2009). "On Global Equilibrium in Design of Geosynthetic Reinforced Walls." *Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, Vol. 135, p 309.

Leshchinsky, D., and Field, D.A. (1987). "In-soil load, elongation, tensile strength and interface friction of nonwoven geotextiles." *Geosynthetics*'87. New Orleans, USA.

Ling, H.I., Leshchinsky, D., and Tatsuoka, F. (2003). "Reinforced soil engineering: advances in research and practice." *Marcel Dekker, Inc.* NY.

Ling, H.I., Wu, J.T.H., and Tatsuoka, F. (1992). "Short-term strength deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, No. 2, pp 185-219.

Liu, C.N., Ho, Y.H., and Huang, J.W. (2009). "Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp 19-30.

Lo, S.C.R. (1998). "Pull-Out Resistance of Polyester Straps at Low Overburden Stress." *Geosynthetics international*, Vol. 5, No. 4, pp 361-382.

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.

Lopes, M.L., and Silvano, R. (2010). "Soil/Geotextile Interface Behaviour in Direct Shear and Pullout Movements." *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 28, pp 791-804.

Lopes, P.C., Lopes, M.L., and Lopes, M.P. (2001). "Shear behaviour of geosynthetics in the inclined plane test - influence of soil particle size and geosynthetic structure." *Geosynthetics international*, Vol. 8, No. 4, pp 327-342.

Madhav, M.R., Gurung, N., and Iwao, Y. (1998). "A theoretical model for the pull-out response of geosynthetic reinforcement." *Geosynthetics international*, Vol. 5, No. 4, pp 399-424.

Maleki, M., Dubujet, P., and Cambou, B. (2000). "Modélisation hiérarchisée du comportement des sols." *Revue Française de génie civil*, Vol. 4, No. 7-8, pp 895-928.

Martin, J.P., Koerner, R.M., and Whitty, J.E. (1984). "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles and Soils." *Proceedings of International Conference on Geomembranes*. Denver, Colorado.

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.

McGown, A. (1982). "Progress report to Tensar steering committee." University of Strathclyde. pp. 33.

McGown, A., Andrawes, K.Z., and Kabir, M.H. (1982). "Load-extension testing of geotextiles confined in soil." 2nd International Conference on Geotextiles. Las Vegas, USA.

Mendes, M.J.A. (2006). "Load-deformation behaviour of geotextiles under confinement." *MSc. Thesis.* University of Brasilia. pp. 151.

Mendes, M.J.A., Palmeira, E.M., and Matheus, E. (2007). "Some factors affecting the in-soil load-strain behaviour of virgin and damaged nonwoven geotextiles." *Geosynthetics international*, Vol. 14, No. 1, pp 39-50.

Mestat, P. (2002). "Modélisation élastoplastique des sols. I - Chargements monotones." *In: HICHER P. Y., SHAO J. F. Elastoplasticité des sols et des roches*, Vol. 1, pp 91-153.

Milligan, G.W.E., Earl, R.F., and Bush, D.I. (1990). "Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids." *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* The Hague, The Netherlands.

Mitchell, J.K., and Schlosser, F. (1979). "Mechanism, Behavior and Design Methods for Earth Reinforcement." *Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement, Vol. I.* Paris, France.

Moraci, N., and Cardile, G. (2009). "Use of Pullout Test Results in The Serviceability Limit State Design of Earth Reinforcement Structures." *GIGSA GeoAfrica 2009*. Cape Town.

Moraci, N., and Gioffre, D. (2006). "A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 24, No. 2, pp 116-128.

Moraci, N., Gioffre, D., Romano, G., Montanelli, F., and Rimoldi, P. (2002). "Pullout behaviour of geogrid embedded in granular soils." *Geosynthetics - 7 ICG*. Nice, France.

Moraci, N., and Montanelli, F. (2000). "Analise di prove di sfilamento di geogriglie estruses installate in terreno graulare compattato." *Revista Italiana di Geotecnica*, Vol. 4, pp 5-21.

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.

Moraci, N., Romano, G., and Montanelli, F. (2004). "Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout conditions." *EuroGeo3*. Munich, Germany.

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.

Oostveen, J.P., Maas, K.C., and Hendrikse, C.S.H. (1994). "The Coefficient of Interaction for Geogrids in a Non-Cohesive Soil." *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapor

Otani, J., and Palmeira, E.M. (2007). "Geosynthetics in Embankments on Soft Soils." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.

Palmeira, E.M. (1984). "First year Report." University of Oxford, UK. pp. 72.

Palmeira, E.M. (1987a). "Guide-lines for the Use of the Large Direct Shear and Pull-out Boxes." *Research Report OUEL, University of Oxford. Oxford, UK.*

Palmeira, E.M. (1987b). "The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests." *Ph.D. Thesis.* pp. 238.

Palmeira, E.M. (1996). "An apparatus for in-soil tensile tests on geotextiles-Version 2 Research Report." University of Brasilia, Brasilia, Brazil. pp. 37.

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. (2007). "Geosynthetics in Unpaved Roads." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.

Palmeira, E.M. (2008). "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis, MERCER LECTURE 2007-2008." *EuroGeo4*. Edinburgh Conference CentreHeriot-Watt University, Edinburgh, Scotland, United Kingdom.

Palmeira, E.M. (2009). "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp 368-390.

Palmeira, E.M., and Dias, A.C. (2007). "Experimental and numerical study on the behaviour of geogrids in large scale pullout tests." *5th Brazilian Symposium on Geosynthetics*. Recife, PE.

Palmeira, E.M., Lima Junior, N.R., and Melo, L.G.R. (2002). "Interaction between soil and geosynthetic layers in large scale ramp tests." *Geosynthetics international*, Vol. 9, No. 2, pp 149-187.

Palmeira, E.M., and Milligan, G.W.E. (1989a). "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., and Milligan, G.W.E. (1989b). "Large scale direct shear tests on reinforced sand." *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp 18-30.

Palmeira, E.M., and Milligan, G.W.E. (1989c). "Scale effects in direct shear tests on sand." *XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro. Brazil.

Palmeira, E.M., Tupa, N., and Gomes, R.C. (1996). "In-soil tensile behaviour of geotextiles confined by fine soils." *International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu-96*. Fukuoka, Japan.

Palmeira, E.M., and Viana, H.N.L. (2003). "Effectiveness of geogrids as inclusions in cover soils of slopes of waste disposal areas." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21, No. 5, pp 317-337.

Park, T., and Tan, S.A. (2005). "Enhanced performance of reinforced soil walls by the inclusion of short fiber." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No. 4, pp 348–361.

Perkins, S.W. (2001). "Numerical modelling of geosynthetic reinforced flexible pavements." *Report No. FHWA/MT-01- 003/99160-2.* pp. 97.

Perkins, S.W., and Cuelho, E.V. (1999). "Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests." *Geosynthetics international*, Vol. 6, No. 5, pp 321-346.

Perkins, S.W., and Edens, M.Q. (2003). "Finite element modeling of a geosynthetic pullout test." *Geotechnical and Geoligical Engineering*, Vol. 21, pp 357-375.

Pimentel, K.C.A., Bathurst, R.J., and Palmeira, E.M. (2007). "Geosynthetics in Railroads." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS).*

Pinho-Lopes, M., Silvano, R., and Lopes, M.L. (2006). "Geosynthetic pullout in fine-grained soil: Analysis of soil/geosynthetic interface behaviour." 8 *Icg*. Rotterdam.

Racana, N., Grédiac, M., and Gourvès, R. (2003). "Pull-out response of corrugated geotextile strips." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 21, pp 265-288.

Raju, D.M. (1995). "Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetic." *Ph.D. Thesis*. University of British Columbia.

Raju, D.M., and Fannin, R.J. (1998). "Load-strain-displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp 183-193.

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.

Reddy, D.V., Gao, S., Navarrete, F., and Lai, P. (2000). "Pull-out of backfill geogrid reinforcement for retaining walls." *2nd european geosynthetic*. Bologne, Italy.

Reiffsteck, P. (1996). "Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMATER." *Ph.D. Thesis* Pascal - Clermont II, France. pp. 157 (In French).

Reyes-Ramirez, R., and Gourc, J.P. (2003). "Use of the Inclined Plane in Measuring Geosynthetic Interface Friction Relationship." *Geosynthetics international*, Vol. 10, No. 5, pp 165-175.

Reyes-Ramirez, R., Gourc, J.P., and Billet, P. (2002). "Influence of the friction test conditions on the characterization of the geosynthetics interfaces." *Proceeding of the 7th International Conference on Geosynthetics*. Nice, France.

Richards, E.A., and Scott, J.D. (1985). "Soil Geotextile Frictional Properties." *Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomenbranes*. Edmonton.

Santos, E.C.G. (2007). "The use of construction residues and recycled rubble in reinforced soil structures." *MSc. Thesis.* University of Sao Paulo. pp. 168.

Santos, E.C.G., and Vilar, O.M. (2008). "Use of recycled construction and demolition wastes (rcdw) as backfill of reinforced soil structures." *EuroGeo4* Edinburgh Conference CentreHeriot-Watt University, Edinburgh, Scotland, United Kingdom.

Sarsby, R.W. (1985). "The Influence of Aperture Size/ Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement." *Proc. 2nd Canadian Symp. on Geotextiles and Geomembranes*. Edmonton.

Shibuya, S., Mitachi, T., and Tamate, S. (1997). "Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear." *Géotechnique*, Vol. 47 No. 4, pp 767-790.

Sieira, A.C.C.F. (2003). "Experimental study on soil-geogrid interaction mechanisms." *Ph.D. Thesis.* Pontifical University of Rio de Janeiro. pp. 377.

Sieira, A.C.F., Gerscovich, D.M.S., and Saya^o, A.S.F.J. (2009). "Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp 241-253.

Siel, B.D., Tzong, W.H., and Chou, N.N.S. (1987). "In-soil stress-strain behavior of geotextile." *Geosynthetics*'87. New Orleans, USA.

Silvano, R., Pinho-Lopes, M., Marques, J.C., and Lopes, M.d.L. (2004). "Pull out tests: experimental and numerical results." *EuroGeo3*. Munich, Germany.

Skinner, G.D., and Rowe, R.K. (2005). "Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No. 3, pp 235–260.

Sobhi, S., and Wu, J.T.H. (1996). "An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement." *Geosynthetics international*, Vol. 3, No. 5, pp 565-582.

Sugimato, 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.

Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.N.M., and Kadoguchi, K. (2001). "Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19, No. 5, pp 257-277.

Tatlisoz, N., Edil, T.B., and Benson, C.H. (1998). "Interaction between reinforcing geosynthetics and soil-tire chip mixtures." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 11, pp 1109-1119.

Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T., and Fufushima, S. (1986). "Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain at Extremely Low Pressure." *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp 65-84.

Teixeira, S.H.C. (2003). "A study on soil-geogrid interaction in pull-out tests and its application to the analysis and design of reinforced structures." *Ph.D. Thesis.* University of Sao Paulo. pp. 214.

Tupa, N. (1994). "A study on adherence and interaction between soils and geosynthetics." *MSc. Dissertation*. University of Brasília. pp. 188.

Venkatappa Rao, G., and Balan, K. (1994). "Application potential of coir geotextiles." *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products.* Singapor.

Villard, P., and Chareyre, B. (2004). "Design methods for geosynthetic anchor trenches on the basis of true scale experiments and discrete element modelling." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 6, pp 1193 -1205.

Villard, P., Gourc, J.P., and Feki, N. (1997). "Anchorage strength and slope stability of a landfill liner." *Proceedings of the Conference Geosynthetics*'97. Long Beach, California, USA.

Voottipruex, P., Bergado, D.T., and P., Ounjaichon (2000). "Pullout and direct shear resistance of hexagonal wire mesh reinforcement in weathered Bangkok clay." *Geotechnical Engineering Journal*, Vol. 31, No. 1, pp 43-62.

Whittle, A.J., Larson, D.G., and Abramento, M. (1991). "Annual technical report on geosynthetic reinforcement of soil masses." *Research Report*. Department of Civil Engineering.

Wilson-Fahmy, R., and Koerner, R.M. (1993). "Finite Element Modeling of Soil-Geogrid Interaction in Pullout Loading Conditions." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, No. 5, pp 479-502.

Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M., and Harpur, W.A. (1995). "Long-term pullout behavior of polymeric geogrids." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 10, pp 723-728.

Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M., and Sansone, L.J. (1994). "Experimental behaviour of polymeric geogrids in pullout." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 4, pp 661-677.

Won, M.S., and Kim, Y.S. (2007). "Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, No. 1, pp 10-22.

Wu, J.T.H. (1991). "Measuring inherent load-extension properties of Geotextile for design of reinforced structures." *Geotechnical testing journal*, Vol. 14 No. 2, pp 157-165.

Wu, J.T.W., and Arabian, V. (1988). "New tests for determining in-soil stress-strain properties of geotextiles." *Geotechnical Engineering Report*. University of Colorado at Denver.

Yasuda, S., Nagase, H., and Marui, H. (1992). "Cyclic pull-out tests of geogrids in soils." *Proceedings of Earth Reinforcement Practice Kyushu, Japan.* Rotterdam, The Netherlands.

Yogarajah, I., and Yeo, K.C. (1994). "Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, No. 1, pp 43-54.

Yoo, C., and Kim, S.B. (2008). "Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26 No. 6, pp 460-472.

Yoo, S., and Song, A.R. (2006). "Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: A numerical investigation." *Geosynthet. Int.*, Vol. 13, No. 5, pp 181–194.

Références

Annexes

Annexes

ANNEXE 2-1 : Capteurs

• Capteurs de déplacement

Pour mesurer les déplacements le long et en tête de la nappe, des capteurs à fil dont la course est de 250 mm sont utilisés. Deux capteurs à fil sont placés à l'arrière de la cuve, pour mesurer les déplacements le long de la nappe en partie avec retour. D'autres capteurs à fil sont placés sur des supports à l'arrière de la cuve (C1, C2, C4 et C6), pour mesurer les déplacements en tête et le long de la nappe en partie droit (Figure 18, Figure 19 au chapitre 2 et Figure A2-1.1).



Figure A2-1.1 : Capteurs de déplacement.

Les fils des capteurs sont rallongés par des câbles en acier de 1 mm de diamètre pour pouvoir les accrocher aux différents points le long de la nappe. Afin d'éviter tout effet de frottement avec le sol lors de leur déplacement dans la cuve, ces câbles sont gainés par du téflon (Figure A2-1.2).



Figure A2-1.2 : Fixation des câbles de capteurs de déplacement le long de nappe.

• Capteur d'effort

Un capteur d'effort à action directe, de charge maximale 100 kN, est placé au bout du vérin d'extraction, entre le pas de vis de la tête du vérin et le dispositif d'extraction (Figure A2-1.3). Ce capteur permet de mesurer l'effort exercé sur le mors au cours de l'essai d'extraction. Ce capteur est un anneau de marque SCAIME et a été étalonné au début de la série d'essais réalisée.



Figure A2-1.3 : Disposition du capteur de force.

• Capteurs de contrainte horizontale

Un capteur de contrainte horizontale, $(0,10 \times 0,20)$ m² a été mis en place. Pour les essais en ancrage droit, il est placé dans le sol à une distance de 0,50 m de la paroi avant de la cuve, au dessous de la boîte de guidage (Figure 20 au chapitre 2). Pour les essais en ancrage avec retour, il est placé dans le sol au dessous de la partie supérieure de la nappe (Figure 22 au chapitre 2).

• Capteur de contrainte verticale

Un capteur de contrainte verticale, $(0,36 \times 0,36)$ m², est placé sur des panneaux Polyfoam et sous la nappe, entre la boîte de guidage et la paroi arrière de la cuve (Figure 20 et Figure 22 au chapitre 2).

ANNEXE 2-2 : Système de traction

Le système de traction a été conçu spécifiquement pour cet essai d'extraction. Il s'agissait de proposer un système capable de transmettre l'effort de traction du vérin à la nappe de renforcement:

- de la manière la plus homogène possible sur toute la largeur,

- sans autoriser de déplacement relatif de la nappe par rapport au mors (pas de glissement),

- sans risque de dégradation de la nappe au contact des mâchoires du mors (pas d'angles aigus),

- qui ne nécessite pas de percer ou de dégrader la nappe lors de sa mise en place.

Le principe suivant a donc été retenu: une lame d'acier rainurée $(0,60 \times 0,04 \times 0,01 \text{ m})$ coulisse sur un châssis rigide $(0,60 \times 0,10 \times 0,13 \text{ m})$ et vient pincer la nappe (sans la percer) sur une autre plaque présentant un rainurage complémentaire à celui de la plaque (Figure A2-2.1).



Figure A2-2.1 : Système de traction.

Des vis placées tous les 53 mm permettent un pincement uniforme pour autant qu'elles soient serrées avec le même couple. Ainsi, la traction sera exactement la même sur toute la largeur. Lors du démontage, des ressorts de rappel repoussent la lame d'acier au fur et à mesure que les vis sont desserrées.

Un trou taraudé sur la partie arrière où vient une tige filetée de diamètre 18 mm permet le raccordement au capteur de force, lui-même raccordé au vérin par une pièce cylindrique.

Le mors coulisse dans une boîte de guidage $(0,50 \times 0,70 \times 0,16 \text{ m})$ placée à l'intérieur de la cuve. Un tel système présente l'avantage d'un montage rapide et aisé mais aussi l'inconvénient qu'une partie de la nappe sort de la cuve et ne participe pas au frottement.

Enfin, des balais ont été fixés au niveau de la lumière de la boîte de guidage pour limiter l'introduction du sol pendant l'expérience qui pourrait être entraîné par le mouvement de la nappe.

ANNEXE 2-3 : Différance vitesse d'extraction



ANNEXE 2-4 : Sable

Un sable d'Hostun RF dont les principales caractéristiques physiques et granulométriques sont données dans le Tableau A2-4.1 :

Tableau A2-4.1 . Caracteristiques du sable d'Hostuli KF (Gay 2000).				
Granulométrie (mm)	0,16 à 0,63			
$d_{50}(mm)$	0,35			
Indice de vides maximal	1,041			
Indice de vides minimal	0,648			
Poids spécifique des grains (kN/m ³)	26,5			
Poids volumique maximal (kN/m ³)	15,99			
Poids volumique minimal (kN/m ³)	13,24			

Tableau A2-4.1 : Caractéristiques du sable d'Hostun RF (Gay 2000).

Les valeurs d'angles de frottement du Tableau A2-4.2 (Gay 2000) sont calculées sur l'ensemble des essais à 5, 10 et 20 kPa (les contraintes de confinement faibles) et des essais à 50, 150 et 250 kPa (les contraintes de confinement fortes).

Ce tableau montre l'angle de frottement augmente lorsque la contrainte diminue.

Dans cette étude, l'angle de frottement utilisé est égal à 42° et sa cohésion utilisée est de 1,2 kPa pour le sable d'Hostun RF.

Tableau A2-4.2 : Comparatif φ' et c' du sable d'Hostun ; Contraintes de confinement faibles et fortes (Gay 2000).

=000)						
Contrainte de	Apparailla	Densité	¢'pic	ø'palier	C'	
confinement (kPa)	Apparente	relative	(°)	(°)	(kPa)	
faible	Triaxial	lâche	35	35	0,8	
(5, 10 et 20)		dense	42	34	1,2	
forto	Boîte de	dense				
(50, 150 et 250)	cisaillement	(15,5	39,4	31,5	0	
(30, 130 et 230)	$(100 \times 100) \text{ mm}^2$	kN/m^3)				

ANNEXE 2-5 : Grave

Une grave (Figure A2-5.1) a une granulométrie 0-31,5 mm dont les principales caractéristiques sont présentées à Figure A2-5.2:



Figure A2-5.1 : Grave 0/31,5.





Figure A2-5.2 : Analyse granulométrique par tamisage (Lajevardi et al. 2009).

Classification LPC:

Cette classification est basée sur la courbe granulométrique. Les éléments essentiels qui permettent de classer un sol sont les suivants :

- D₅₀
- D_{10} , D_{30} et D_{60}
- $C_u = D_{60}/D_{10}$ (coefficient d'uniformité)
- $C_c = D_{30}^2 / (D_{60} \times D_{10})$ (coefficient de courbure)

Deux grandes catégories de sol sont distinguées:

- les sols fins ($D_{50} < 80 \ \mu m$)
 - les sols grenus ($D_{50} > 80 \mu m$)

L'analyse de la Figure A2-5.2conduit aux résultats suivants :

 $D_{50} = 4,5$ mm, $D_{10} = 0,5$ mm, $D_{30} = 2,3$ mm et $D_{60} = 9,5$ mm Et donc à : $C_u = 19 > 4$ et $C_c = 1,11, 1 < 1,11 < 3$

Pour cette grave :

- Plus de 50 % des éléments supérieurs à 80 µm ont un diamètre supérieur à 2 mm.

- Moins de 5 % d'éléments inférieurs à 80 µm.

De plus Cu > 4 et 1 < Cc < 3, la grave utilisée est donc classifiée comme une grave propre bien graduée.

Des essais à la boîte de cisaillement $(0,20 \times 0,20 \text{ m}^2)$ ont été effectués afin de caractériser les caractéristiques en cisaillement de ce matériau. L'angle de frottement est égal à 37° et sa cohésion est de 15 kPa (Abdelouhab 2010).

ANNEXE 2-6 : Sable/GT₂₃₀

A) Comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT₂₃₀) sous deux différentes contraintes de confinement dans le sable.



B) Comparatif de la traction maximale entre l'ancrage droit et l'ancrage avec retour.





ANNEXE 2-7 : Soulèvement du sable (en cm) en fonction (a) de la largeur (b) de la longueur de la nappe $(GT_{75} \text{ et } GT_{230})$ (en m).

(a) Largeur Ancrage avec retour B = 0,50 m

(b) Longueur
ANNEXE 2-8 : Sable/Géogrille









Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés



ANNEXE 2-9 : Soulèvement du sable (en cm) en fonction (a) de la largeur (b) de la longueur de la nappe géogrille (GRL et GRT) (en m).

Ancrage avec retour B = 0,50 m

ANNEXE 2-10 : Grave/GT₂₃₀

A) Comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT₂₃₀) sous deux différentes contraintes de confinement dans la grave.







B) Comparatif de la traction maximale entre l'ancrage droit et l'ancrage avec retour.



ANNEXE 2-11 : Comportement en tête d'une nappe de géocomposite (GT₇₅) sous une seule contrainte de confinement dans la grave pour ancrage avec et sans retour B = 0,25 et 0,50 m.



ANNEXE 2-12 : Grave/GRL

A) Comportement en tête d'une nappe de géogrille (GRL) sous deux contraintes de confinement dans la grave pour ancrage droit et ancrage retour B = 0,25 et 0,50 m.





Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

B) Comparatif de la traction maximale entre l'ancrage droit et l'ancrage avec retour.









Ancrage avec retour B = 0,50 m



ANNEXE 2-14 : Comparatif de la traction en tête entre les différents déplacements limites en tête (GRL et GRT).

ANNEXE 3-1 : Description de la méthode des différences finies utilisée par le code de calcul Flac 2D.

1) Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en terme des variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

2) Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3) Schéma de résolution explicite

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas. La Figure A3-1.11 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt .



Figure A3-1.1. Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).

Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses

calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_{t}}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{y}}{\partial x_{t}} + \rho g_{t}$$
(1)
Avec :
• ρ : masse volumique
• t : temps
• \hat{u} : vecteur vitesse
• x : vecteur position

g , accélération due aux forces de volume

Les taux de déformations e'_{ij} (Équation 2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{e}_{y} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_{i}}{\partial x_{j}} + \frac{\partial \dot{u}_{j}}{\partial x_{i}} \right)$$

$$\sigma_{n} = f \left(\sigma_{p}, \varepsilon, k \right)$$
(2)
(3)

Avec :

σ_n: nouvelles contraintes

σ_p: contraintes du cycle de calcul précédent

ε : déformation

• k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau A3-1.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquelles nous nous sommes intéressés.

Explicite	Implicite	
Le pas de temps doit être intérieur à une valeur critique	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour	
pour assurer la stabilité	certains schémas de résolution	
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps	
Par d'amortissement numérique significatif introduit	Amortissement numérique dépendant du temps pour	
pour les problemes dynamiques	les schémas inconditionnellement stables	
Prise en compte de lois de comportement non linéaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en	
sans itérations supplémentares	compte de comportements non linéares	
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie c'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procé- dure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct	
Aucune matrice n'est construite. La mémoire néces-	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire	
saire est minimum	nécessaire est importante	
Aucune matrice n'étant construite, des grandes défor- mations et de grands déplacements peuvent être pris er compte avec quasiment aucun calcul supplémen- tare	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands dépla- cements	

Tableau A3-1.1 : Méthodes	s explicite et implicites	(Cundall, 1980).
---------------------------	---------------------------	------------------

4) Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure A3-1.2. La force exercée sur un noeud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.



Figure A3-1.2 Discrétisation mixte.

A chaque étape de la Figure 1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss : Annexes

$$\int_{s} n_{i} \cdot f \cdot ds = \int_{A} \frac{\partial f}{\partial x_{i}} \cdot dA$$
où
(4)

- s : périmètre de l'élément de surface A,
- n_i: vecteur unitaire normal à s,
- f: scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

a) Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation 2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure A3-1.2):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum (u_i^{(\omega)} + u_i^{(b)}) n_j \Delta s$$
(5)

- ⊿s : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations *e'ij*, on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 3).

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume Fg = g mg

d) Σ Fi est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$u_{i}^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = u_{i}^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \sum F_{i}^{(t)} \frac{\Delta t}{m}$$

(6)

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement au nœud puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

(7)

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + u_i^{(t+\Delta t)} \Delta t$$

• Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\Sigma F_i^{(t)}$ est remplacé par $\Sigma F_i^{(t)} - \alpha \Sigma F_i^{(t)}$ signe (Ui ^{t- $\Delta t/2$}) dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

• Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

ANNEXE 3-2 : Principe de la modélisation (FLAC)

Le logiciel FLAC utilise la méthode des différences finies. Le principe est de discrétiser le milieu de l'étude en éléments de petite taille et la dimension temporelle en intervalles de temps, afin de pouvoir traduire les équations de comportement en remplaçant les dérivées par des différences entre les éléments. Plus les éléments pris en compte sont de petites dimensions et le pas de temps petit, plus les résultats des calculs sont précis et fidèles à la réalité, mais plus ils seront longs.

L'application d'une telle méthode impose la connaissance d'un état initial et de conditions limites dans le milieu. Le logiciel considère le sol étudié comme un matériau continu dont les propriétés sont définies en fonction du modèle de comportement utilisé. Lorsque plusieurs éléments sont définis dans le modèle, comme par exemple dans cette étude (géosynthétique, sol et cuve), il est également nécessaire de définir les lois de contact entre ces éléments.

Le logiciel FLAC possède la particularité de pouvoir utiliser la méthode Lagrangienne dans la résolution du modèle ; les déformations des matériaux entraînent en général des déplacements sur les nœuds du maillage, et les coordonnées des nœuds des éléments peuvent changer. La méthode Lagrangienne consiste à recalculer ces coordonnées, afin d'utiliser l'état déformé du système lors des calculs, et ainsi prendre en compte les effets du second ordre, et permettant aussi les études sous grands déplacements. En d'autres termes, pour simuler l'effet membrane dans la nappe, les calculs doivent être effectués en grandes déformations.

ANNEXE 3-3 : Modèle CJS2

Cette partie pour objectif d'expliquer le fonctionnement du, en rappelant les relations utilisées. L'incrément de déformation global est divisé en trois principales parties : $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^{e} + d\varepsilon_{ij}^{tp} + d\varepsilon_{ij}^{dp}$

Avec : $d\varepsilon_{ii}^{s}$ est l'incrément de déformation élastique

 $d\varepsilon_{ij}^{ip}$ est l'incrément de déformation plastique isotrope lié au mécanisme plastique isotrope

 $d\varepsilon_{ij}^{dp}$ est l'incrément de déformation plastique lié au mécanisme plastique déviatoire

• Comportement élastique

Le modèle prend en compte un comportement élastique non linéaire. Les modules volumique (K) et de cisaillement (G) dépendent de la contrainte moyenne :

$$G = G_0 \left(\frac{l_1}{3 \times P_a}\right)^n$$
$$K = K_0^s \left(\frac{l_1}{3 \times P_a}\right)^n$$

Avec : I_1 est le premier invariant du tenseur des contraintes : $I_1 = \sigma_{kk}$, où σ_{ij} est le tenseur des contraintes

 P_a est la pression de référence égale à 100 kPa (pression atmosphérique) K_0^e , G_0 et n sont les paramètres régissant le comportement élastique du modèle

Mécanisme déviatoire

On a :
$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{l_i}{3} \delta_{ij}$$

Avec : s_{ij} le tenseur des contraintes déviatoires δ_{ij} l'indice de Kronecker

Ce mécanisme est décrit pat trois surfaces dans l'espace des contraintes déviatoriques (Figure A3-3.1).

1) Surface de charge

$$f^d = s_{II} \times h(\theta) - R \times I_1$$

Avec : $s_{II} = \sqrt{s_{ij}s_{ji}}$ est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires h(θ) est une fonction de l'angle de Lobe θ

R est une taille de la surface de charge, qui varie au cours de l'écrouissage. C'est la force thermodynamique associée à l'écrouissage



Figure A3-3.1 : Mécanisme déviatorique du modèle CJS2 dans le plan de la contrainte déviatorique (S1, S2, S3).

La fonction $h(\theta)$ est définie par la formule suivante :

$$h(\theta) = (1 - \gamma \times \sqrt{54} \times \frac{\det s_{ij}}{s_{II}^3})^{1/6}$$

Avec : γ un paramètre permettant d'exprimer le comportement dissymétrique des sols en compression et en extension

$$\left(\frac{1-\gamma}{1+\gamma}\right)^{1/6} = \frac{3-\sin\varphi}{3+\sin\varphi}$$

Avec : ϕ l'angle de frottement interne du sol

2) Surface de rupture

 $f^{R} = s_{II} \times h(\theta) - R_{m} \times I_{1}$

Avec : R_m le rayon de rupture, paramètre du modèle

3) Surface caractéristique

Le modèle CJS2 prend en compte la notion d'état caractéristique par l'intermédiaire d'une surface caractéristique de taille R_C , qui est aussi un paramètre du modèle. On peut, grâce à ce paramètre, prendre en compte la dilatance avant la rupture :

$$f^{C} = s_{II} \times h(\theta) - R_{C} \times I_{1}$$

Si la surface de charge se trouve à l'intérieur de la surface caractéristique ($R < R_C$), on observe de la contractance.

Si la surface de charge se trouve à l'extérieur de la surface caractéristique ($R>R_C$), on observe de la dilatance.

La loi d'évolution de l'écrouissage isotrope s'exprime :

$$dR = g(p) \times dp$$

Avec :
$$dp = -d\lambda^{d} \times \frac{df^{d}}{\partial R} \times \left(\frac{3p_{a}}{I_{1}}\right)^{3/2}, \text{ soit } dp = d\lambda^{d} \times I_{1} \times \left(\frac{3p_{a}}{I_{1}}\right)^{3/2}$$
$$g(p) = \frac{A \times R_{m}^{2}}{(R_{m} + A \times p)^{2}}$$

 $d\lambda^d$ est le multiplicateur plastique du mécanisme déviatoire A est un paramètre du modèle P est la variable d'écrouissage

La loi d'écoulement est définie par :

$$d\varepsilon_{ij}^{dp} = d\lambda^d \, \frac{\partial g_{ij}}{\partial \sigma_{ij}}$$

Avec : g la fonction potentielle : $\frac{\partial g_{ij}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial f^d}{\partial \sigma_{kl}} \times n_{kl} \times n_{ij}$

$$n_{ij} = \frac{\beta^{S_{ij}} / S_{II} - \delta_{ij}}{\sqrt{\beta' + 3}}$$

$$\beta' = \beta \times \left(\frac{S_{II}}{S_{II}^{C}} - 1\right) \times signe(s_{ij} \times de_{ij}^{dp})$$

Avec : β un paramètre du modèle

 e_{ij}^{dp} le tenseur des déformations plastiques déviatoires

 $signe(s_{ij} \times de_{ij}^{dp})$ est nécessaire afin d'éviter la dilatance en cas de décharge plastique

$$e_{ij}^{dp} = arepsilon_{ij}^{dp} - rac{1}{3}arepsilon_{v}^{dp} imes \delta_{ij}$$

 S_{II}^{C} est l'état de contrainte caractéristique

$$S_{II}^{C} = \frac{R_{C} \times I_{1}}{h(\theta)}$$

Si $S_{II}>S_{II}^{c}$, la variation de volume plastique est négative (contractance) Si $S_{II}>S_{II}^{c}$, la variation de volume plastique est positive (dilatance)

• Mécanisme isotrope

La surface de charge de ce mécanisme est un plan perpendiculaire à l'axe hydrostatique dans l'espace des contraintes principales.

$$f^i = \frac{I_1}{3} - Q = 0$$

Avec : Q la force thermodynamique associée à l'écrouissage isotrope La loi d'écoulement est associée. De ce fait, la règle de normalité permet d'exprimer l'évolution de la déformation plastique volumique :

$$d\varepsilon_{ij}^{ip} = d\lambda^i imes rac{\partial f^i}{\partial \sigma_{ij}} = rac{d\lambda^i}{3} imes \delta_{ij}$$

Avec : $d\lambda^i$ le multiplicateur plastique du mécanisme isotrope

La loi d'évolution de la surface de charge s'écrit :

$$dQ = K_p \times dq = K_o^p \times \left(\frac{Q}{P_a}\right)^n \times dq$$

Avec : K_p le module de déformation volumique plastique, fonction de la contrainte moyenne. K_0^p est un paramètre du modèle

n est le même paramètre que celui qui régit l'élasticité q est la variable d'écrouissage dont la loi d'évolution est :

$$dq = -d\lambda^i imes rac{\partial f^i}{\partial Q} = d\lambda^i = darepsilon_v^{ip}$$

On a aussi : $dQ = H^i \times d\lambda^i$

Avec Hⁱ le module plastique du mécanisme isotrope :

$$H^{i} = K_{0}^{p} \times \left(\frac{Q}{P_{a}}\right)^{n}$$

ANNEXE 3-4 : Description de la méthode des éléments discrets

1) Hypothèses

Cette partie explique les lois de comportements définies dans la DEM. Dans un premier temps, le comportement mécanique au point de contact entre deux éléments désignés (loi de contact), puis sont détaillés dans une seconde partie, les lois de mouvements qui caractérisent le comportement du matériau.

2) La loi de contact

Les lois de contact intervenant dans la DEM sont définies par les paramètres suivants : les raideurs normale et tangentielle, le coefficient de frottement et la cohésion du contact.

2.1) Définition des coefficients de raideur

Dans la méthode DEM, les particules modélisées sont soumises à deux types de sollicitations au niveau des points de contacts.



Figure A3-4.1 : Schéma des forces de contact entre deux grains.

Concernant les sollicitations normales, on fait l'hypothèse que les billes modélisées ont une certaine déformabilité. Cependant, il serait trop complexe de prendre en compte la déformation réelle de chacune des billes. Ainsi l'hypothèse de déformabilité est traduite par une légère interpénétration des grains d'une distance d_n au niveau du point de contact. Cette approche est généralement appelée « soft contact ». La composante normale f_n de la force de contact est régie par la distance entres les centres des deux éléments en contact.

Lorsque le coefficient n'est pas nul, la force de contact possède une composante tangentielle, notée f_t . Cette force tangentielle est définie comme une fonction du déplacement tangentiel relatif d_t .



Figure A3-4.2 : Mesure de l'interpénétration entre deux grains.

Il existe plusieurs lois de contact qui définissent la relation entre les termes f_n et d_n et entre les termes f_t et d_t .

On peut citer la loi d'Hertz-Mindlin dans laquelle ces paramètres sont reliés de façon non linéaire en fonction des propriétés des billes en contact (rayon r, module de cisaillement G et coefficient de Poisson v). Ces relations font également apparaître les facteurs k_n et k_t qui sont respectivement les coefficients de raideur normale et de raideur tangentielle. Néanmoins, cette méthode de définition des raideurs au contact nécessite plus de temps de calcul pour un résultat équivalent à ceux obtenus par à la méthode des raideurs constantes. Dans cette dernière, on considère les raideurs constantes et on assimile le comportement normal et tangentiel à deux ressorts.

L'effort normal est alors défini par : $f = k^* d$

$$f_n = k_n^* \cdot d_n$$

L'effort tangentiel est calculé à chaque pas de temps en fonction de l'incrément Δd_t par la formule :

 $\Delta f_t = k_t^* . \Delta d_t$



Figure A3-4.3 : Représentation des raideurs entre deux grains.

2.2) Définition du coefficient de frottement

Pour caractériser un matériau purement frottant, on utilise une loi définie par Coulomb. Celleci consiste à limiter la force tangentielle par rapport à la force normale suivant la formule : $|f_t| \leq f_n \cdot \tan(\mu_s)$

où μ_s est l'angle de frottement inter-granulaire du matériau.

S'il n'y a pas d'adhésion entre les grains, f_n ne peut pas être négatif car un matériau non cohésif ne possède pas de résistance en traction. Ainsi, si des grains s'écartent suffisamment pour provoquer une perte de contact, il n'y aura plus aucun effort d'interaction.

2.3) Définition du contact cohésif

Un contact cohésif, assimilable à l'adhésion entre deux particules, est caractérisé par une résistance entre les grains indépendante de f_n . Cette résistance est définie en traction, R_n , et en cisaillement, R_t . Si les efforts de contacts f_n ou f_t dépassent ces résistances de cohésion, la liaison est alors détruite. Pour autant, le contact entre les grains n'est perdu que lorsque la force normale f_n devient négative (traction). Dans le cas où la liaison est rompue, mais où f_n est positive, l'effet du coefficient de frottement μ_s reprend effet.

Dans notre programme, nous avons cherché à reproduire le comportement d'un matériau noncohésif (sable) et n'avons donc pas utilisé ce type de loi de contact.

Cependant, dans l'objectif d'augmenter le coefficient de frottement entre les grains, nous avons défini des assemblages rigides de plusieurs billes. Ces liaisons étaient alors définies comme permanentes et possédaient donc des résistances infinies.

3) La loi de mouvement

Dans la modélisation DEM, les particules sont définies à chaque instant par leur position y, leur vitesse de translation dy/dt, et de rotation $d\theta/dt$. A partir de la connaissance de ces paramètres et de la valeur du rayon des billes, on peut établir la liste précise des contacts à un instant donné. On définit le contact entre deux éléments lorsque la distance entre leurs centres est inférieure à la somme de leurs rayons. Comme nous l'avons vu précédemment, ces interactions sont définies par des lois de comportement. Les forces résultantes de contact définissent un torseur (F, M) qui entraîne une accélération en translation et en rotation suivant le principe fondamental de la dynamique :

$$\ddot{y}_{i} = \frac{F_{i}}{m_{n}}$$
$$\ddot{\theta}_{3} = \frac{M_{3}}{L}$$

I_D

avec m_D la masse de l'élément et I_D son moment d'inertie.

La position de l'élément et les forces de contact évoluent au cours de la simulation et seront donc recalculées à chaque intervalle de temps Δt . Pour cela, les accélérations $\ddot{y}_1 et \ddot{\theta}_3$ sont intégrées suivant le schéma des différences finies centrées du premier ordre, comme indiqué dans les équations ci-dessous :

$$\begin{split} [\dot{y}_i]_{t+\Delta t/2} &= [\dot{y}_i]_{t-\Delta t/2} + [\ddot{y}_i]_t \times \Delta t \\ [\dot{\theta}_3]_{t+\Delta t/2} &= [\dot{\theta}_3]_{t-\Delta t/2} + [\ddot{\theta}_3]_t \times \Delta t \\ [y_i]_{t+\Delta t} &= [y_i]_t + [\dot{y}_i]_{t+\Delta t/2} \times \Delta t \\ [\theta_3]_{t+\Delta t} &= [\theta_3]_t + [\dot{\theta}_3]_{t+\Delta t/2} \times \Delta t \end{split}$$

Cette méthode d'intégration suppose les vitesses constantes sur chaque intervalle de temps. Le calcul sera réalisé par itération jusqu'à ce que le système converge vers un état d'équilibre statique. Dans notre cas, le pas d'itération, qui est fonction du temps, sera pris en compte dans la vitesse de chargement de l'échantillon.

Le schéma suivant résume clairement le fonctionnement de la modélisation.



Efforts sur chaque particule

Figure A3-4.4 : Schéma de principe de la modélisation par éléments discrets.

ANNEXE 3-5 : Principe de la modélisation de l'essai biaxial

La modélisation de l'essai biaxial sur PFC2D se réalise en plusieurs étapes qui correspondent à un schéma type.

La première étape dans un programme d'essai biaxial consiste à générer les billes dans un volume donné. Ces billes qui sont des disques ou rouleaux modélisent les grains du sol. La génération de ces billes est effectuée dans un volume correspondant au volume de l'échantillon (15 cm x 7,5 cm). Lors de la génération de ces billes, il est nécessaire de définir le rayon ou l'étendue des rayons des billes à générer ainsi que leur nombre. Premièrement, il est important de préciser que le choix du nombre de billes est primordial dans ce type de modélisation puisqu'il conditionne à la fois la précision des résultats mais aussi le temps de calcul. Deuxièmement, le choix des rayons des billes est un paramètre relativement tronqué dans nos modélisations. En effet, comme nous le verrons dans la seconde étape de la modélisation, le contrôle de la porosité modifie la taille des grains.

La seconde étape du programme consiste à générer les murs qui correspondent aux limites des parois de l'échantillon. Ainsi, nous générerons 4 parois sur le contour de l'échantillon avec des caractéristiques de résistance à la pénétration et au frottement. La suite de la seconde étape consiste à grossir la taille des grains par un facteur multiplicateur dépendant de la porosité mesurée et de la porosité voulue. La modification de la taille des grains permet d'obtenir la porosité fixée initialement. Lors de ce grossissement, les billes vont alors rentrer en contact les unes avec les autres mais aussi avec les parois de l'échantillon. L'un des objectifs de notre modélisation est de contrôler ces interactions et de définir leurs propriétés. Suite à cette opération, le rayon moyen des billes est modifié mais le type de distribution granulométrique reste conservé.

La troisième étape du programme consiste à homogénéiser l'échantillon en lui appliquant une contrainte hydrostatique σ_3 , permettant d'obtenir une répartition homogène des efforts dans l'échantillon avant d'appliquer la contrainte verticale. Cette étape est réalisée en déplaçant les murs de l'échantillon et en calculant la contrainte qui leur est appliquée. Elle prend fin lorsque chacune des parois de l'échantillon possède une contrainte égale à σ_3 . Ici encore, on se doit de contrôler les caractéristiques du sol dont les propriétés peuvent différer de l'étape de génération pour des questions pratiques.

Enfin, la dernière étape de l'essai biaxial consiste à appliquer une contrainte verticale tout en maintenant la contrainte σ_1 constante. Ici encore, la génération de cette contrainte sera réalisée par déplacement des parois horizontales de l'échantillon. Au cours de cette dernière étape, nous demandons au programme d'enregistrer les caractéristiques de l'échantillon (σ_1 , σ_3 , ε_{11} , ε_{33} , n,...) afin de pouvoir tracer les courbes du déviateur, (σ_1 - σ_3)= $f(\varepsilon_{11})$, et de la variation volumique $\Delta V = f(\varepsilon_{11})$. L'exploitation des résultats numériques est ensuite comparée aux résultats expérimentaux. Ainsi, nous pouvons analyser l'influence des paramètres microscopiques sur le comportement macroscopique de l'échantillon et caler leurs valeurs sur les résultats expérimentaux.

ANNEXE 3-6 : DEM et DSEM

1) Limites de l'approche DEM pour modéliser la nappe

L'étude de cette méthode met en évidence une sérieuse limite à ce type d'approche. Dès lors que le frottement de l'interface est inférieur à celui du sol, la résistance au cisaillement montre des variations irréalistes, périodiques et de grande amplitude. Par conséquent, le modèle ne permet pas de modéliser des interfaces peu frottantes et de garder en même temps une bonne maîtrise du comportement d'interface.

2) Choix de la méthode DSEM (éléments barres dynamiques) pour modéliser la nappe

L'approche DSEM utilise une méthode de résolution identique à celle développée dans les travaux de Cundall. En effet, celle-ci est basée sur la répétition, à chaque pas de temps, d'un cycle comprenant deux étapes de calcul fondamentales : le calcul des efforts de contact entre éléments puis leur déplacement suivant les lois de la dynamique. Ainsi, la méthode DSEM peut être vue comme une application à un cas particulier de la méthode des éléments discrets. Cependant, les éléments du modèle DSEM seront dits « éléments barres », et la forme de ces éléments, leur déformabilité, et le comportement des liaisons inter-éléments seront différents de ce qui a été vu dans le modèle DEM. Comme nous l'avons dit, la méthode DSEM est plus proche des méthodes de type « éléments finis » que des méthodes discrètes. Le DSEM a été introduit initialement pour simuler une inclusion avec une résistance en flexion nulle mais il peut être adapté pour des inclusions « raides ».

2.1) Discrétisation

Le DSEM consiste donc à discrétiser dans le sens longitudinal l'inclusion en un ensemble d'éléments rectangulaires de faible épaisseur liés par des nœuds.



Figure A3-6.1 : Modèle d'inclusion par éléments « barre » (DSEM)

On considère leur longueur variable, la déformation axiale de l'inclusion étant assimilée à une variation de la distance entre nœuds. La flexion de l'inclusion est prise en compte par rotation au niveau des nœuds, qui jouent le rôle de rotules, tandis que l'inclusion est supposée rectiligne entre deux nœuds consécutifs. Du point de vue inertiel, l'inclusion est assimilée à un ensemble de masses ponctuelles liées aux nœuds.



Figure A3-6.2 : Représentation schématique des éléments "barre"

Les interactions de contact sol-inclusion sont de type élasto-plastique, et il y a interpénétration entre les éléments du sol et ceux de l'inclusion dès lors que la force de contact est non nulle (dans le cas d'une compression).

2.2) Calcul des déplacements

Les positions des nœuds sont déterminées pas à pas, à intervalles de temps Δt , avec une méthode par différences finies centrées. En connaissant la résultante $\mathbf{R}_{i}^{\mathbf{q}}$ des efforts appliqués sur un nœud, on peut connaître son accélération d'après la seconde loi de Newton :

$$\ddot{x}_i^q = R_i^q / m^q$$

Avec : \ddot{x}_i^q le vecteur accélération du nœud x^q R_i^q le vecteur de la résultante des efforts appliquées sur le nœud x^q m^q la masse de l'élément b^q

Si on connaît la vitesse du nœud x^{q} à l'instant *t*- $\Delta t/2$ et qu'on suppose l'accélération constante entre *t*- $\Delta t/2$ *et t*+ $\Delta t/2$, on obtient la vitesse à l'instant *t*+ $\Delta t/2$:

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_i^q \end{bmatrix}_{t+\Delta t/2} = \begin{bmatrix} \dot{x}_i^q \end{bmatrix}_{t-\Delta t/2} + \begin{bmatrix} \ddot{x}_i^q \end{bmatrix}_t \times \Delta t$$

De la même façon, la relation entre les positions aux instants t et $t+\Delta t$ est calculée en supposant la vitesse constante sur l'intervalle de temps :

$$\begin{bmatrix} x_i^q \end{bmatrix}_{t+\Delta t} = \begin{bmatrix} x_i^q \end{bmatrix}_t + \begin{bmatrix} \dot{x}_i^q \end{bmatrix}_{t+\Delta t/2} \times \Delta t$$

La convergence vers un état d'équilibre statique requiert l'introduction d'un amortissement dans les équations de la dynamique. L'amortissement choisi est un amortissement visqueux introduit à l'aide d'un coefficient adimensionnel χ dans l'équation pour devenir :

$$\ddot{x}_{i}^{q} = \left[R_{(i)}^{q} - \chi \cdot \left| R_{(i)}^{q} \right| \cdot sign\left(\dot{x}_{(i)}^{q} \right) \right] / m^{q}$$

Ce type d'amortissement n'a pas de réel sens physique, mais il est numériquement très efficient puisqu'il permet de diminuer le nombre de cycles de calcul nécessaires à l'obtention de l'état d'équilibre statique.

2.3) Calcul des efforts résultants sur les nœuds

L'effort agissant sur un nœud x^q résulte de plusieurs types de sollicitations dues aux efforts internes et externes. Les efforts de tension-compression dans les barres, les moments de flexion aux nœuds, et les forces de gravité constituent les efforts internes. Leurs contributions à la résultante sont notées respectivement $R_i^{q(T)}, R_i^{q(M)}$ et $R_i^{q(G)}$. Les efforts externes sont dus aux éventuels contacts avec des grains de sol. En considérant l'ensemble $\{y^1, y^2, ..., y^{N^c}\}$ des grains en interaction avec le nœud, on notera $R_i^{p \to q(C)}$, avec $1 \le p \le N^c$, l'effort appliqué sur le nœud x^q sous l'effet du contact avec le grain.

L'effort total résultant $\mathbf{R}_{i}^{\mathbf{q}}$ est obtenu en sommant les contributions des différentes actions :

$$R_{i}^{q} = R_{i}^{q(T)} + R_{i}^{q(M)} + R_{i}^{q(G)} + \sum_{p=1}^{p=N^{c}} R_{i}^{p \to q(C)}$$

Comme nous avons pu le voir lors de l'explication du fonctionnement du modèle DEM, la valeur des efforts est calculée via une loi de comportement de type ressort (normal kn et tangentiel ks) et une loi de frottement de type Coulomb (angle de frottement μ). Nous avons déjà explicité les équations décrivant ces lois de contact. Cependant nous rappelons que la distance entre les éléments (entre éléments sol-géosynthétique par exemple) intervient dans la loi de contact. Par conséquent, une partie de la programmation a consisté à déterminer la distance entre chaque élément (Chareyre 2003).

Notons aussi que l'algorithme DSEM intègre la possibilité pour un contact de passer d'un élément d'inclusion à un autre au cours d'un glissement sans que l'effort de frottement soit remis à zéro, ce qui n'est pas le cas avec le modèle DEM.

3) Couplage DEM-DSEM

L'algorithme du DSEM a été couplé avec le code aux éléments discrets PFC2D. Le concept du couplage est présenté sur la figure ci-dessous. Au début du cycle « DSEM », les efforts externes sont calculés en connaissant les positions et les vitesses des grains et des nœuds. On détermine ensuite les efforts internes. Après avoir sommé ces efforts sur chaque nœud, on calcule les déplacements induits. Ils seront pris en compte au pas de temps suivant.

Dans la deuxième phase, le cycle « DEM », les actions de contact sol-inclusion calculées précédemment sont intégrées dans PFC2D sous la forme de forces et de moments résultants appliqués sur les grains. Les déplacements des grains peuvent alors être calculés et les positions sont mises à jour pour le cycle DSEM suivant.



Figure A3-6.3 : Schéma de principe du couplage DEM - DSEM

Une procédure de calcul correspondant au cycle DSEM de la figure ci-dessus a été écrite par Bruno Chareyre 2003 en langage FISH (langage de commande de PFC2D). Elle est exécutée automatiquement après chaque pas de calcul. Son seul effet perceptible dans l'environnement PFC2D est la mise à jour, après chaque pas de temps, des efforts externes appliqués sur les grains.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2013ISAL0038/these.pdf © [S. H. Lajevardi], [2013], INSA de Lyon, tous droits réservés

Comportement des géosynthétiques en ancrage : Modélisation physique et numérique.

Résumé : Le renforcement des sols par géosynthétique est appliqué dans de nombreux types d'ouvrage : remblais sur sol compressible, talus sur fondations stables, remblais sur des cavités et ouvrages de soutènement. La stabilité de ces ouvrages dépend entre autres de l'efficacité des ancrages des nappes géosynthétiques. Les ancrages droit et avec retour sont les plus couramment utilisés. Afin d'améliorer les connaissances actuelles sur le comportement des systèmes d'ancrage, des études expérimentales et numériques ont été développées conjointement. Ce travail de thèse concerne dans une première partie, la modélisation physique tridimensionnelle du comportement des géosynthétiques pour deux types ancrages (ancrage droit et ancrage avec retour). Ces essais ont été réalisés dans une chambre d'étalonnage en conditions contrôlées et instrumentées en laboratoire. Dans une deuxième partie de cette thèse, les paramètres d'interaction sol/géosynthétique déduits à partir de l'étude expérimentale ont été implémentés dans le code de calcul numérique bidimensionnel en milieu continu FLAC2D pour une meilleure compréhension du comportement des géosynthétique en ancrage. L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement du géosynthétique en ancrage avec et sans retour a été traitée dans cette étude numérique. Parallèlement à cette modélisation, une autre modélisation numérique (discontinue) par la méthode des éléments discrets (PFC2D) a été réalisée. Ces modélisations ont donné des résultats proches de ceux obtenus expérimentalement et confirme l'analyse faite au sujet des mécanismes d'ancrage.

Mots-clés: Essais d'extraction, Modélisation numérique, Interaction sol/ géosynthétique, Systèmes d'ancrage, Faible contrainte de confinement, Effort de traction, FLAC2D, PFC2D.

Behaviour of geosynthetics in anchorage: Physical and numerical models.

Abstract: The soil reinforcement by geosynthetic is used in many types of structures: embankments on compressible soil, slope on a stable foundation, embankments on cavities and retaining structures. The stability of these structures specially depends on the efficiency of the anchors holding the geosynthetic sheets. The simple run-out and anchorage with wrap around are most commonly used. In order to improve the available knowledge of the anchorage systems behaviour, experimental and numerical studies were developed jointly. This thesis work concerns in the first part a three-dimensional physical modelling of the behaviour of geosynthetics in two anchors (simple run-out and anchorge with wrap around). The pull-out tests were performed in a test tank under controlled conditions in the laboratory. In the second part, the parameters of the interaction soil/geosynthetic found from the experimental study were used into the numerical code "FLAC2D" (continuous) for a better understanding of the behaviour of geosynthetics in anchorage. The influence of several parameters on the behaviour of geosynthetic was treated in this numerical study. In parallel with this model, another numerical modelling (discontinuous) by the discrete element method (PFC2D) was carried out. The results of these models are closely to experimental results which confirm the analysis about th150 e anchoring mechanisms.

Keywords: Pull-out test, Numerical modelling, Interaction soil/geosynthetic, Anchorage systems, Low confinement stresses, Tensile strength, FLAC2D, PFC2D.