

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

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :



جامعة محمد خيضر – بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع:

**THESE**

Présentée pour l'obtention du diplôme de

**Doctorat en sciences**

**Spécialité : Génie Civil**

Par

**Salima ATTACHE**

Titre de la thèse :

**Etude numérique du comportement des ouvrages de  
soutènement renforcés par des géosynthétiques**

Soutenue le..... devant le jury composé de :

Mr. BENMEDDOUR Djamel	Maître de Conférences 'A'	Président	Université de Biskra
Mr. MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. BAHEDDI Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna
Mr. DEMAGH Rafik	Maître de Conférences 'A'	Examineur	Université de Batna

# Remerciements

Je tiens à adresser mes remerciements à mon rapporteur Mr. Mekki MELLAS, Professeur à l'Université de Biskra, pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse pendant ces années et m'avoir fait l'honneur de sa confiance dans la réalisation de ce travail.

Je le remercie aussi pour ses encouragements et son soutien.

Mes remerciements vont aussi à Mr. Djamel BENMEDDOUR, Maitre de conférences 'A' à l'Université de Biskra, pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de cette thèse. Aux examinateurs, Mr. Mohamed BAHEDDI professeur à l'Université de Batna et Mr. Rafik DEMAGH, Maitre de conférences 'A' à l'Université de Batna qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Je tiens également à remercier M. Mohamed LABED, Maitre Assistant 'A' à l'Université de Djelfa, pour ses remarques constructives en calcul numérique.

Ma gratitude va à tous mes collègues de l'Université de Biskra et à ceux du Laboratoire de Recherche en Génie Civil (LRGC), en particulier les membres de l'équipe Géomécanique et Ouvrages.

Enfin mes plus grands remerciements sont adressés :

A mon époux Labib, la personne qui m'a aidé, soutenu et encouragé,

A mes chers enfants, Anes, Tesnime et Jinane qui m'ont bien encouragés et supportés tout au long de mes études et pour l'aide morale qu'ils n'ont pas cessé de m'apporter.

A mes parents, et à toute ma famille.

# Résumé

L'utilisation des géosynthétiques de renforcement dans les murs de soutènement a suscité l'intérêt des chercheurs et des ingénieurs dans le domaine de la géotechnique. Afin d'analyser la stabilité interne de ces structures, il est nécessaire d'évaluer la résistance à l'arrachement des armatures mobilisées dans la zone d'ancrage dont les propriétés d'interaction sol-géosynthétique ainsi que leur évolution dans le temps est un facteur important dans la conception et la stabilité de ces structures.

Dans ce travail de thèse, nous proposons un nouveau type de renforcement basé sur une bande horizontale ondulée pour améliorer considérablement les paramètres d'interface sol-renforcement. Cependant, une étude numérique tridimensionnelle a été effectuée par la méthode aux différences finies en utilisant le logiciel FLAC3D dans le but de mieux appréhender le comportement des interfaces sol-bande ondulée et d'analyser l'influence des différents paramètres sur le comportement de la bande lors de l'essai d'arrachement.

Les résultats numériques obtenus ont montré que la géométrie de la bande horizontale ondulée améliore considérablement les paramètres d'interface sol-renforcement. L'analyse du rapport  $CIR_p$  (coefficient d'interaction) a démontré que la forme ondulée de la bande augmente l'interaction avec le sol par rapport à une bande horizontale ce qui se traduit par une meilleure performance.

Par conséquent, le renforcement par ce type de bandes peut présenter une alternative très avantageuse pour résoudre les problèmes liés aux limitations d'espace dans la conception des murs MSE.

**Mots-Clés :** Géosynthétiques, Murs de soutènement, Interaction sol-géosynthétique, Essais d'arrachement, Modélisation numérique, FLAC3D.

# Abstract

Using geosynthetic reinforcement in Soil retaining walls has attracted considerable interest researchers and engineers in the field of geotechnical. In order to analyze the internal stability of these structures, it is necessary to evaluate the tensile strength of the armatures mobilized in the anchoring zone which its interaction properties between the soil-geosynthetic as well as their evolution over time is an important factor in the design and stability of soil retaining walls.

In this thesis work, we propose a new kind of reinforcement based on a corrugated horizontal strip in order to improve the parameters interfaces between the soil and the reinforcement. However, a three-dimensional numerical study was performed using the software package FLAC3D for a better understand the horizontal corrugated reinforcement's behavior and to analyze the influence of the various parameters on the mechanical response of the strip during pull out test. The obtained numerical results showed that the geometry of horizontal corrugated strip improves significantly the interface parameters soil-reinforcement. However, by analyzing the Coefficient of Interaction Ratio in pullout test (CIRp) the corrugation increases the interaction with soil that can be enhance the horizontal corrugated strip performance compared to horizontal strip.

Therefore, the reinforcement by horizontal corrugated strip can present a very advantageous alternative to solve the problems related to space limitations in the design of mechanically stabilised earth wall (MSE wall).

**Keywords:** Géosynthetics, Retaining Wall, Interaction soil-géosynthetic, Pullout tests, Numerical modeling, FAC3D.

## ملخص

أدى استخدام الدعم الجيوسنتيك في الجدران الاستنادية للتربة إلى جذب اهتمام كبير من الباحثين والمهندسين في مجال الجيوتقنية. ومن أجل تحليل الثبات الداخلي لهذه الهياكل من الضروري تقييم قوة الشد للتعزيزات التي يتم تعبئتها في منطقة التثبيت التي تكون خصائص تفاعلها مع التربة وتطورها مع مرور الوقت عامل مهم في تصميم واستقرار هذه الهياكل.

في هذه الأطروحة، نقترح نوعاً جديداً من الدعم وهو عبارة عن شريط أفقي موجه لتحسين الواجهة بين التربة والتعزيزات. من أجل فهم أفضل لسلوك التعزيز الأفقي الموجه وتحليل تأثير العوامل المختلفة على الاستجابة الميكانيكية أثناء اختبار السحب، تم إجراء دراسة رقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج FLAC3D.

لقد أظهرت النتائج المتحصل عليها أن الشكل الهندسي للشريط الأفقي الموجه حسن بشكل كبير معاملات الواجهة بين التربة والدعم. ومن خلال تحليل نسبة معامل التفاعل (CIRp) تبين أن التوجه يضعف التفاعل السطحي بين التربة والدعم مقارنة مع التعزيزات الأفقية العادية.

وعليه فإن التعزيزات بواسطة الشريط الموجه يمكن أن يشكل بديلاً مفيداً في حل المشاكل المتعلقة بضيق المكان في تصميم وبناء الجدران الاستنادية للتربة.

## الكلمات المفتاحية

الجيوسنتيك، الجدران الاستنادية، التفاعل السطحي بين التربة والدعم، تجربة الشد، نمذجة رقمية، FLAC3D

# Table des matières

<b>Résumé.....</b>	<b>i</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>ii</b>
<b>خص .....</b>	<b>iii</b>
<b>Liste des figures.....</b>	<b>vii</b>
<b>Liste des tableaux.....</b>	<b>x</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Géosynthétiques et leurs applications</b>	
1.1. Introduction .....	05
1.2. Techniques de renforcement des sols.....	05
1.2.1 Renforcements inextensibles.....	06
1.2.2 Renforcement extensibles.....	06
1.3. Définition et origine des géosynthétiques.....	07
1.3.1 Définition.....	07
1.3.2 Origine des géosynthétiques.....	07
1.4. Classification des géosynthétiques.....	08
1.4.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation.....	09
1.4.2 Classification selon leur géométrie.....	09
1.5. Types des géosynthétiques.....	10
1.5.1 Géotextiles.....	10
1.5.2 Géogrilles.....	12
1.6. Différentes fonctions des géosynthétiques.....	14
1.7. Caractérisation des géosynthétiques de renforcement.....	16
1.8. Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement .....	17
1.9. Domaines d'application des géosynthétiques.....	19
1.10. Dimensionnement des ouvrages en sol renforcés.....	20

1.11. Conclusion .....	23
------------------------	----

## **Chapitre II : Comportement d'interface sol-géosynthétique**

2.1 Introduction.....	25
2.2 Mécanisme d'interaction sol-Géosynthétiques.....	26
2.3 Paramètres influençant le frottement sol-armature.....	32
2.4 Caractérisation du frottement à l'interface sol-géosynthétique.....	34
2.4.1 Essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement.....	34
2.4.2 Essai d'extraction ou d'arrachement.....	35
2.4.3 Essai de cisaillement sur un plan incliné.....	36
2.5 Essai d'extraction et les facteurs influençant leurs résultats.....	37
2.5.1 Essai d'arrachement.....	37
2.5.2 Facteurs affectant la résistance d'arrachement.....	39
2.5.2.1 Influence des dimensions de la boîte d'extraction.....	40
2.5.2.2 Dispositif d'application de la contrainte de confinement (rigide et souple).....	41
2.5.2.3 Rigidité et rugosité de la paroi frontale de l'appareil d'essai.....	42
2.5.2.4 Frottement sur les parois latérales de l'appareil d'essai.....	47
2.5.2.5 Système de fixation de l'armature (interne ou externe).....	48
2.5.2.6 Influence de la largeur du renforcement.....	49
2.5.2.7 Influence de la longueur du renforcement.....	51
2.5.2.8 Influence de la géométrie du renforcement.....	53
2.6 Conclusion.....	55

## **Chapitre III : Outil numérique et lois de comportement utilisé**

3.1 Introduction.....	58
3.2 Méthode des différences finies.....	59
3.3 Description du code de calcul FLAC3D.....	62
3.3.1 Analyse Lagrangienne.....	63
3.3.2 Schémas de résolution explicite.....	63
3.4 Modèle de comportement et éléments de structure.....	64

3.4.1	Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke).....	65
3.4.2	Comportement élastoplastique parfait.....	66
3.4.3	Élément de structure et élément de d'interface.....	67
3.5	Conclusion.....	69

## **Chapitre IV : Modélisation numérique du comportement en extraction d'une bande horizontale ondulée**

4.1	Introduction.....	72
4.2	Cas d'étude.....	72
4.3	Présentation du modèle numérique d'essai d'arrachement.....	73
4.4	Discussion des résultats obtenus.....	78
4.4.1	Influence de la contrainte de confinement.....	78
4.4.1.1	Mobilisation de l'armature.....	78
4.4.1.2	Frottement à l'interface sol-renforcement.....	82
4.4.2	Etude paramétrique.....	85
4.4.2.1	Influence de la variation de l'angle de frottement interne et la règle d'écoulement du sol .....	85
4.4.2.2	Influence de la géométrie de la bande horizontale ondulée.....	87
	a) Influence de l'amplitude de l'ondulation.....	88
	b) Influence de la longueur d'onde.....	93
4.5	Conclusion.....	98
	<b>Conclusion générale et Perspectives.....</b>	<b>101</b>
	<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>105</b>
	<b>Annexe.....</b>	<b>112</b>



# Liste des figures

## CHAPITRE I

<b>Figure 1.1</b>	Différents types de géosynthétiques.....	11
<b>Figure 1.2</b>	Différents types de géotextiles.....	12
<b>Figure 1.3</b>	Processus de fabrication des géogrilles.....	13
<b>Figure 1.4</b>	Structure de géogrilles.....	13
<b>Figure 1.5</b>	Exemples d'application des géosynthétiques (d'après Haidar, 1992].....	14
<b>Figure 1.6</b>	Courbe typique de résistance à la traction d'un géosynthétique de renforcement (NF EN IS10319).....	18
<b>Figure 1.7</b>	Comportement des géosynthétiques en traction (d'après Gourc, 1982).....	18
<b>Figure 1.8</b>	Exemples d'utilisation des géosynthétiques (d'après Gourc, 1993).....	20
<b>Figure 1.9</b>	Modes des ruptures des massifs en sol renforcé : stabilité externe (a, b, c), stabilité interne (d, e, f), stabilité du parement (g, h, i).....	22

## CHAPITRE II

<b>Figure 2.1</b>	Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007)...	26
<b>Figure 2.2</b>	Mécanismes d'interaction entre une grille et un sol granulaire.....	27
<b>Figure 2.3</b>	Dimensions d'une géogrille (d'après Jewell, 1996).....	28
<b>Figure 2.4</b>	Phénomène de dilatance empêchée dans un matériau granulaire dilatant (D'après Schlosser et Guilloux, 1981).....	31
<b>Figure 2.5</b>	Influence de la contrainte normale initiale sur le coefficient de frottement apparent $f^*$ dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981).....	32
<b>Figure 2.6</b>	Influence de l'état de surface de l'armature sur le coefficient de frottement apparent $f^*$ dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981).....	33
<b>Figure 2.7</b>	Influence de la compacité de milieu granulaire sur le coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981).....	33
<b>Figure 2.8</b>	Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Moraci et al. 2014).....	34
<b>Figure 2.9</b>	Essai de cisaillement direct sur une boîte de cisaillement.....	35
<b>Figure 2.10</b>	Essai d'arrachement.....	36
<b>Figure 2.11</b>	Essai de cisaillement sur plan incliné.....	37
<b>Figure 2.12</b>	Influence des dimensions de boîte d'arrachement (Dias 2003).....	41
<b>Figure 2.13</b>	Influence de la rigidité du dispositif de chargement (Palmeira et Milligan 1989a).....	42
<b>Figure 2.14</b>	Influence of the box top boundary rigidity on the test results – numerical analyses (Dias 2003) (a) $H = 0.3$ m; (b) $H = 1$ m.....	43
<b>Figure 2.15</b>	Influence de la rigidité de la paroi frontale de la cuve d'essai (Sugimoto et al., 2001).....	44
<b>Figure 2.16</b>	Influence de la mobilité de la paroi frontale de la cuve d'essai (Sugimoto et al., 2001).....	45

<b>Figure 2.17</b>	Influence de la rugosité de la paroi frontale de la cuve d'essai. (Palmeira et al. 1989).....	45
<b>Figure 2.18</b>	Influence de la longueur des manchons [Farrag et al. 1993].....	46
<b>Figure 2.19</b>	Influence de la longueur de manchon positionné sur la paroi frontale de la boîte (Palmeira 2009).....	48
<b>Figure 2.20</b>	Effet tridimensionnel et répartition idéalisée de la contrainte normale sur l'interface du renforcement (Hayashi et al. 1996).....	50
<b>Figure 2.21</b>	Influence de largeur de renforcement sur les résultats d'essai d'extraction.....	51
<b>Figure 2.22</b>	Evolution du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte de confinement et pour différent type de géogrilles.....	52
<b>Figure 2.23</b>	Evolution du coefficient de frottement apparent d'une géogrille en fonction de la contrainte de confinement et de la longueur de renforcement.....	52
<b>Figure 2.24</b>	Géométrie des inclusions étudiées par Dove et Jarrett (2002).....	53
<b>Figure 2.25</b>	Système Grid-Anchor (G-A) (Mosallanezhad et al. (2016)).....	54
<b>Figure 2.26</b>	Caractéristiques du système de renforcement de la géogrille ancrée (AG). (Taghavi et M. Mosallanezhad (2016)).....	55

### CHAPITRE III

<b>Figure 3.1</b>	Séquence de calcul général (d'après Billaux et Cundall 1993).....	63
<b>Figure 3.2</b>	Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.....	67
<b>Figure 3.3</b>	Critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.....	68
<b>Figure 3.4</b>	Idéalisation du comportement d'interface à un nœud de Géogrille (FLAC 2006).....	69
<b>Figure 3.5</b>	Composants au cisaillement à l'interface de l'élément Géogrille (FLAC3D, 2006).....	69

### CHAPITRE IV

<b>Figure 4.1</b>	Bande horizontale ondulée.....	73
<b>Figure 4.2.a</b>	Conditions aux limites pour une bande ancrée dans une boîte d'arrachement...	74
<b>Figure 4.2.b</b>	Essai d'arrachement d'une bande horizontale ondulée.....	76
<b>Figure 4.3</b>	Modèle numérique de l'essai d'arrachement : (a) Maillage non raffiné à l'interface, (b) maillage raffiné autour de la géogrille.....	77
<b>Figure 4.4</b>	Influence du maillage sur les résultats d'essai d'arrachement.....	78
<b>Figure 4.5</b>	Variations de la contrainte de cisaillement vs déplacement sous différents contraintes de confinement.....	79
<b>Figure 4.6</b>	comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement....	80
<b>Figure 4.7.a</b>	Déplacement le long des différents de points de l'armature en fonction du déplacement en tête d'une bande horizontale.....	81
<b>Figure 4.7.b</b>	Déplacement le long des différents points de l'armature en fonction du déplacement en tête d'une bande horizontale ondulée.....	81
<b>Figure 4.8</b>	Seuil de déplacement en tête nécessaire au déplacement de la queue d'une bande.....	82
<b>Figure 4.9</b>	Variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte de confinement pour les armatures horizontales et ondulés.....	84
<b>Figure 4.10</b>	Influence de l'angle de frottement et la règle d'écoulement du sol sur l'arrachement la bande horizontale ondulée.....	86

<b>Figure 4.11</b>	Influence de l'angle de frottement et la règle d'écoulement du sol sur l'arrachement la bande horizontale.....	87
<b>Figure 4.12</b>	Variations de l'effort de traction Vs déplacement en têtes pour différentes valeurs d'amplitude la bande horizontale ondulée.....	89
<b>Figure 4.13</b>	Influence de la valeur d'amplitude de la bande ondulée sur la force de traction en tête sous différente contrainte de confinement.....	90
<b>Figure 4.14</b>	Variation du paramètre <i>PRR</i> pour différentes valeurs d'amplitudes de la bande horizontale ondulée.....	90
<b>Figure 4.15</b>	Comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement pour différentes valeurs d'amplitude de la bande horizontale ondulée.....	91
<b>Figure 4.16</b>	Comparaison de la valeur du coefficient de frottement apparent pour différents valeurs d'amplitudes de la bande.....	92
<b>Figure 4.17</b>	Variations de l'effort de traction Vs déplacement en têtes pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.....	94
<b>Figure 4.18</b>	Comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.....	95
<b>Figure 4.19</b>	Comparaison de la valeur du coefficient de frottement apparent pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.....	95
<b>Figure 4.20</b>	Variation du paramètre <i>PRR</i> pour différentes pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.....	96
<b>Figure 4.21</b>	Variation du paramètre <i>PRR</i> pour différentes pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.....	97

# Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1</b>	Sélection de géosynthétiques en fonction de leurs fonctions Sanjay Kumar Shukla 2006).....	16
<b>Tableau 2.1</b>	Synthèse des essais d'extraction issus de la littérature (Lajevardi 2013).....	38
<b>Tableau 3.1</b>	Comparaison des méthodes explicites et implicites, d'après Billaux et Cundall (1993).....	61
<b>Tableau 3.2</b>	Comparaison des méthodes explicites et implicites, d'après Billaux et Cundall (1993°).....	64
<b>Tableau 4.1</b>	Propriétés de la géogridde et de l'interface utilisées (Sitharam et al. 2006).....	75
<b>Tableau 4.2</b>	Différentes propriétés géométriques des bandes utilisées dans la simulation.....	87
<b>Tableau 4.3</b>	Résultats des essais d'arrachement (effet de l'amplitude).....	92
<b>Tableau 4.4</b>	Résultats des essais d'arrachement (effet de la longueur d'onde).....	97

# Introduction générale

Les techniques de renforcement utilisées pour l'amélioration des sols ont été largement développées au cours des dernières décennies, en particulier celles appliquées dans la construction de murs en terre renforcée, de pentes renforcées, de remblais sur sols mous et de sols de fondation.

L'utilisation de divers renforcements fournira une contrainte de cisaillement supplémentaire dans la masse du sol à travers la force de traction dans le renforcement, ce qui augmentera la résistance de la masse de sol renforcé, et donc réduira par la suite les déformations horizontales en augmentant la stabilité globale de la structure.

Récemment, les géosynthétiques utilisés pour renforcer le sol et stabiliser les structures en terre telles que les décharges, les ouvrages routiers, les pentes raides et les murs de soutènement sont devenus courants dans les projets d'ingénierie géotechnique en raison des avantages tels que la réduction des coûts et du temps de construction, l'augmentation de l'espace utilisable, l'apparence attrayante et la performance satisfaisante. La conception de ces structures nécessite une évaluation précise des propriétés de l'interface sol-géosynthétique.

Parmi les géosynthétiques de renforcement, on trouve les géogrilles. ce sont l'une des formes de renforcement les plus couramment utilisées, car elles offrent une meilleure imbrication du renforcement avec le matériau constitutif du remblai renforcé.

Afin d'analyser la stabilité interne des structures en terre armée, il est nécessaire d'évaluer la résistance à l'arrachement des armatures mobilisées dans la zone d'ancrage dans laquelle il a été constaté que la propriété d'interaction entre le sol-geosynthétique et de leur évolution dans le temps est un facteur important dans la conception et la stabilité des structures en terre renforcée telles que les murs de soutènement, les talus, les remblais et autre applications.

L'augmentation considérable de l'utilisation des géosynthétiques dans les structures en sol renforcées a conduit à l'élaboration de procédures d'essai pour évaluer leurs propriétés

d'interaction. Ces propriétés peuvent être déterminées en effectuant soit des essais de cisaillement direct, soit des essais d'arrachement. Plusieurs chercheurs ont effectué des essais d'arrachement sur les géosynthétiques ancrés dans le sol. Ces résultats ont été utilisés, non seulement pour indiquer clairement le mécanisme d'interaction, mais aussi d'évaluer les paramètres d'interaction nécessaires dans l'analyse et la conception des structures en sol renforcé.

Les paramètres d'interface sol-géosynthétique dépendent de nombreux facteurs : le mécanisme d'interaction entre les sols et les géosynthétiques (cisaillement direct ou mode de retrait), les propriétés physiques et mécaniques des sols (densité, forme et taille des grains, distribution granulométrique et teneur en eau), les propriétés mécaniques des géosynthétiques (résistance à la traction à la rupture), et la forme géométrique des géosynthétiques (Lopes 2002).

En raison, de la complexité de l'interaction sol-géosynthétique, l'interprétation des résultats des tests d'arrachement sont relativement difficiles. Cependant, nombreux chercheurs utilisent des méthodes numériques pour expliquer les effets de certains de ces facteurs.

Dans la littérature, on trouve beaucoup de travaux de recherche pour modéliser le comportement d'arrachement des armatures horizontales. Cependant, la plupart de ces travaux montre clairement que la configuration et la géométrie du renforcement sont l'un des facteurs importants dans l'étude d'arrachement de ces renforcements. (Bergado et al. 1987, Palmeira et Milligan, 1989 et Nernheim, 2005, Khedkar 2009).

Le travail de cette thèse, porte sur le développement de nouveau produit de renforcement géosynthétique aux caractéristiques géométriques optimisées. Par conséquent, nous proposons un nouveau type de renforcement basé sur une bande horizontale ondulée afin d'améliorer les paramètres interfaces entre le sol et le renforcement.

L'objectif de notre travail est plus particulièrement axé sur la compréhension et la modélisation des mécanismes qui se développent à l'interface sol-bande horizontale ondulée. Cependant, nous investiguons l'influence de la géométrie d'inclusion sur le comportement d'interface.

Pour simuler le comportement d'arrachement des bandes horizontales ondulées lors de l'essai d'arrachement, une étude numérique est réalisée à l'aide du logiciel FLAC3D (code de calcul basé sur la Méthode aux Différences Finies).

Pour une étude approfondie du modèle, nous avons analysé l'influence des différents paramètres (contraintes de confinement, angle de frottement, amplitude et nombre d'ondulation de la bande ondulée) sur le comportement de la bande lors de l'essai d'arrachement. Une comparaison des résultats obtenus avec ceux d'une bande horizontale a été effectuée.

Le manuscrit de la thèse est organisé comme suit :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les différentes techniques de renforcement des sols, suivie d'une description détaillée des géosynthétiques ainsi que leur classification et leurs domaines d'application.
- Le deuxième chapitre est consacré à une recherche bibliographique approfondie du comportement d'interaction sol-géosynthétiques.

Dans ce chapitre nous décrivons les mécanismes d'interaction sol-géosynthétiques et les différents essais expérimentaux utilisés pour définir la compréhension du comportement des armatures extensibles et les paramètres d'interface. Ensuite nous présentons les paramètres influant sur le comportement d'interface sol-renforcement. Enfin et suite à la structuration de la bibliographie, nous étudions les résultats obtenus des études expérimentales et numériques sur les facteurs qui affectent les résultats d'essai d'arrachement.

- Dans le troisième chapitre, les modélisations numériques des problèmes d'interaction sol-renforcement ont été étudiées. Nous avons présenté l'outil numérique FLAC3D (2006) aux différences finies, la modélisation du comportement des géomatériaux mis en œuvre dans les problèmes d'interaction sol-structure et les lois de comportement utilisées dans cette thèse.
- Le quatrième et dernier chapitre détaille les aspects de la modélisation numérique tridimensionnelle visant à simuler le comportement d'un essai d'arrachement d'une bande horizontale ondulée. Les résultats issus de la simulation ainsi que ceux de la comparaison avec d'autres types de bande ont été discutés.
- Une conclusion générale autour de ce travail de thèse ainsi que des perspectives ont été présentées.

## **CHAPITRE I**

# ***G*EOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS**



## 1.1. Introduction

La nécessité de construire sur des sols de mauvaise qualité a conduit les ingénieurs à développer des techniques d'amélioration des propriétés des terrains en place ou pour construire des ouvrages en terre renforcée. Le renforcement des sols par géosynthétiques est l'un des méthodes d'amélioration des sols. Les géosynthétiques apportent au sol une résistance en traction que le sol seul ne possède pas (ou très peu pour les sols cohérents) permettant ainsi d'augmenter la stabilité d'un ouvrage. Leur emploi permet en général un gain économique en comparaison à d'autres solutions de construction et l'exploitation de nouvelles zones, actuellement délaissées, car elles présentaient des risques pour la sécurité des usagers.

Dans ce premier chapitre, nous présenterons un état des connaissances générales concernant les différentes techniques de renforcement des sols. Ensuite une description globale des géosynthétiques et leurs classifications ainsi que leurs différents domaines d'applications seront détaillées.

## 1.2 Techniques de renforcement des sols

Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est insuffisant pour supporter les charges prévues ou lorsque les tassements sont trop lents. Plusieurs techniques peuvent être envisagées. Généralement et d'un point de vue pratique, on peut classer ces techniques en deux catégories, les méthodes de renforcement par densification et les méthodes de renforcement par inclusions

- La méthode de renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (préchargement du sol de fondation, consolidation par le vide), de compactage (statique ou dynamique) ou encore par des techniques d'injection de divers types de coulis (chaux, résines ou coulis mélange de sable et de ciment).
- La méthode d'insertion des inclusions dans le sol est une technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction,

voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'insertion de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques.

Dans cette thèse, on s'intéressera à la méthode de renforcement des sols par inclusions. La fonction principale des matériaux de renforcement est d'ajouter des propriétés de traction au sol, ainsi la stabilité interne des structures est améliorée. Plusieurs matériaux de renforcement ont été utilisés dans la construction et la conception des ouvrages de géotechniques (des fondations, des murs de soutènement, de talus, de remblai et d'autres structures en terre renforcée). Selon leur extensibilité ces matériaux de renforcement peuvent être classés en deux groupes : les renforcements inextensibles et extensibles.

### **1.2.1 Renforcements inextensibles**

Ce type de renforcement est normalement supposé rigide, et la déformation en traction des renforcements inextensibles à la rupture est très faible par rapport à celle nécessaire au sol. Ils peuvent se référer à des matériaux de renforcement métalliques, comme les bandes métalliques, les grilles métalliques, les mailles hexagonales, ...etc.

### **1.2.2 Renforcements extensibles**

Les matériaux de renforcement extensibles ont une résistance inférieure et plus extensible que les homologues inextensibles. La déformation des inclusions extensibles à la rupture est comparable (du même ordre de grandeur) ou plus grande que celle du sol pour atteindre un état de plastification. Les renforcements extensibles peuvent donc se référer à des inclusions non métalliques, des matériaux tels que les géosynthétiques, qui comprennent des nappes de géotextiles, des géogrilles et géocomposites sur la base de leur résistance, de leur rigidité et de leurs caractéristiques de déformation relativement grandes. En moyenne, les géotextiles et les géogrilles se déforment de 3 à 7% sous charges de service, suivant le type de polymère.

Les géosynthétiques sont plus résistants à la corrosion et à d'autres réactions chimiques. De surplus, ils sont plus tolérants aux mouvements différentiels que les renforcements conventionnels, en raison de l'excellente flexibilité et l'uniformité des géosynthétiques.

Cependant, l'un des principaux inconvénients des géosynthétiques est le fluage considérable avec le temps, en particulier dans les régions qui connaissent des températures plus élevées, qui devrait être considéré dans la conception des ouvrages en appliquant un facteur de sécurité qui inclut des effets de fluage.

Dans le cadre de ce travail, nous nous sommes intéressés plus particulièrement au renforcement par géosynthétiques.

## **1.3 Définition et origine des géosynthétiques**

### **1.3.1 Définition**

Les géosynthétiques sont des produits planes fabriqués à partir de matériaux polymériques (polyéthylène (PE), polyamide (PA), polyester (PET) ou polypropylène (PP)) ou naturel (jute, coton, laine, soie) et qui se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle qui sont utilisés en contact avec du sol, ou d'autres matériaux dans des structures de Génie Civil (construction lourdes et bâtiment) et de Géotechnique (NF EN ISO 10318).

### **1.3.2 Origine des géosynthétiques**

L'utilisation du renforcement remonte très loin dans l'histoire où les chinois eurent utilisé des bâtons et des branches pour renforcer les digues en boue. Au cours des trois dernières décennies, l'utilisation de renforcement des ouvrages de géotechnique pour améliorer leur performance s'est considérablement diversifiée.

En 1926, la première utilisation de tissus dans les routes de renforcement a été tentée aux USA en Caroline du Sud. Fin des années 1950, Une gamme de tissus a été fabriquée pour être utilisée comme couche de séparation et de filtration entre les remplissages granulaires et les sous-sols faibles. Les tissus tissés (aujourd'hui appelés géotextiles) ont joué des fonctions de filtration essentielles dans des projets côtiers aux Pays-Bas et aux Etats-Unis.

Rhône-Poulenc Textiles en France a commencé dans les années 1960 à travailler avec des géotextiles aiguilletés non-tissés sur des applications très différentes spécialement pour les systèmes de soutien des voies ferrées et des autoroutes.

Le développement de la technique de renforcement de la terre a été mis au point par l'architecte et inventeur français, Henri Vidal, qui a étudié les effets de friction du renforcement dans le sol dans le but d'améliorer les propriétés du sol dans le sens où le sol est soumis à une contrainte de traction, dont il a déposé le brevet en 1963. Depuis lors, la terre armée a été largement utilisée pour la construction de murs de soutènement en terre et de talus de remblai et pour la stabilisation de remblais placés sur un sol meuble. Par conséquent, de nombreux systèmes de renforcement de systèmes propriétaires ont été développés et, en comparaison avec la construction conventionnelle, ils offrent les avantages d'une construction simple, d'un faible coût et de la capacité à tolérer de grandes déformations sans détresse structurelle.

Plusieurs utilisations des géotextiles ont vu le jour à partir des années 1970. Dans le barrage de Valcross en France (Giroud, 1992), un géotextile non tissé a été employé comme un filtre de drainage aval. Aussi, des géotextiles ont été incorporés comme renfort dans les murs de soutènement, les pentes abruptes, etc.

Le début de l'utilisation des géosynthétiques s'est produit dans la construction d'un confinement sûr des déchets dangereux pour l'environnement. Les systèmes de confinement des sols basés sur des filets géotextiles cellulaires ont été développés et évalués en France en 1980.

Netlon a développé un concept similaire, mais à plus grande échelle, avec l'introduction du matelas « Tensar Geocell » en 1982.

Durant les années 1990 l'ASTM (American Society of Testing Materials), l'ISO (the International Organization for Standardization), et le BSI (British Standards Institution) ont publié les différentes normes dans le but d'une standardisation des géosynthétiques.

## **1.4 Classification des géosynthétiques**

Les géosynthétiques sont disponibles aujourd'hui dans de nombreuses variétés sur le marché sous différents noms commerciaux. Ils sont classifiés soit selon le mode de fabrication et leur utilisation, soit selon leur géométries.

### 1.4.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation

#### *a) Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles*

Ce sont des produits perméables aux fluides (géotextiles, géogrilles, géomats, geospaceurs, géoconteneurs, certains géocomposites) (Figure 1.1). Ils peuvent être utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil pour remplir différentes fonctions (Séparation, filtration, drainage, protection, renforcement, lutte contre l'érosion de surface).

#### *b) Géomembranes et produits apparentés*

Ces types de produits sont essentiellement imperméables aux fluides (géomembranes, géocomposites bentonitiques) (Figure 1.1). D'une manière générale, ils sont utilisés au sein d'un dispositif d'étanchéité par géosynthétiques tels que les barrages, les bassins de stockage d'effluents liquides, les centres de stockage de déchets et les canaux.

### 1.4.2 Classification selon leur géométrie

#### *a) Structures Unidimensionnelles (linéaires)*

Les inclusions linéaires et souples travaillent essentiellement en traction ou en compression. Ceux qui sont plus rigides en flexion peuvent en outre travailler également en cisaillement et en flexion suivant leur orientation dans l'ouvrage. Ils se présentent sous forme de fils ou de tube.

#### *b) Structures Bidimensionnelles*

Les inclusions bidimensionnelles ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. On trouve principalement des géotextiles et des géogrilles. En outre, elles travaillent le plus souvent en traction.

#### *c) Structures Tridimensionnelles*

On classe, dans la catégorie des renforcements tridimensionnels, les techniques qui associent au sol des éléments de renforcement de très petites tailles par rapport à l'ouvrage. Deux types de structures tridimensionnelles existent actuellement, les structures alvéolaires et les

structures sous forme de grilles triangulaires (figure 1.1). Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels du fait de leur géométrie ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés.

## 1.5 Types des géosynthétiques

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles qui sont des structures relativement souples et les géogrilles qui sont des renforcements plus rigides.

### 1.5.1 Géotextiles

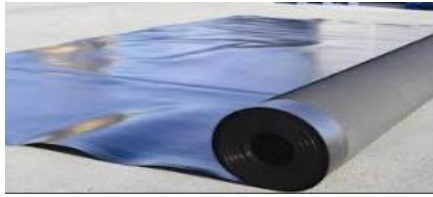
Les géotextiles sont des produits textiles polymères perméables, sous la forme de feuilles flexibles (Figure 1.1). Les polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géotextile peut être motivé dans certains cas par le type du polymère. Les géotextiles actuellement disponibles sont classés dans les catégories suivantes selon le processus de fabrication :

#### *a) Géotextiles tissés*

Ils sont fabriqués à partir de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants, par un procédé de tissage conventionnel avec une structure textile régulière. Les fils utilisés pour la fabrication des tissés peuvent être des monofilaments, des multifilaments ou des combinaisons des deux (Figure 1.2-a, b, c). Les bandelettes sont de plus en plus utilisées pour la fabrication des tissés, en combinaison avec des monofilaments et multifilaments (Figure 1.2-d). Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant, il entraîne une anisotropie en plan.

#### *b) Géotextiles non tissés*

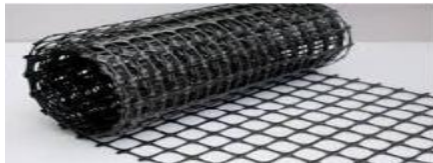
Ils sont fabriqués à partir de fibres ou de fils orientés directionnellement ou de façon aléatoire dans une bande lâche liés entre eux par trois techniques : liaison mécanique (aiguilletage), liaison chimique (colle, caoutchouc, latex, dérivé de cellulose, etc.) et liaison thermique (collage avec des agents de fusion partielle) (Figure 1.2-e).



Geomenbrane



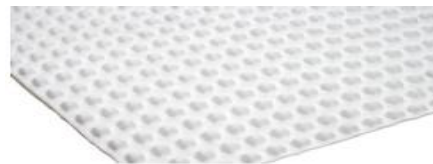
Géotextile



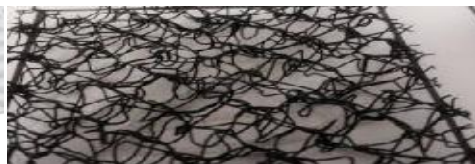
Géogrille



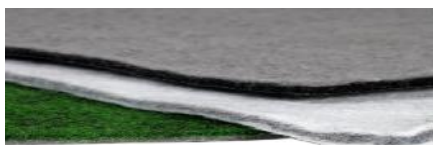
Géocomposite bentonite



Géospaceur



Géomat



Géocomposite

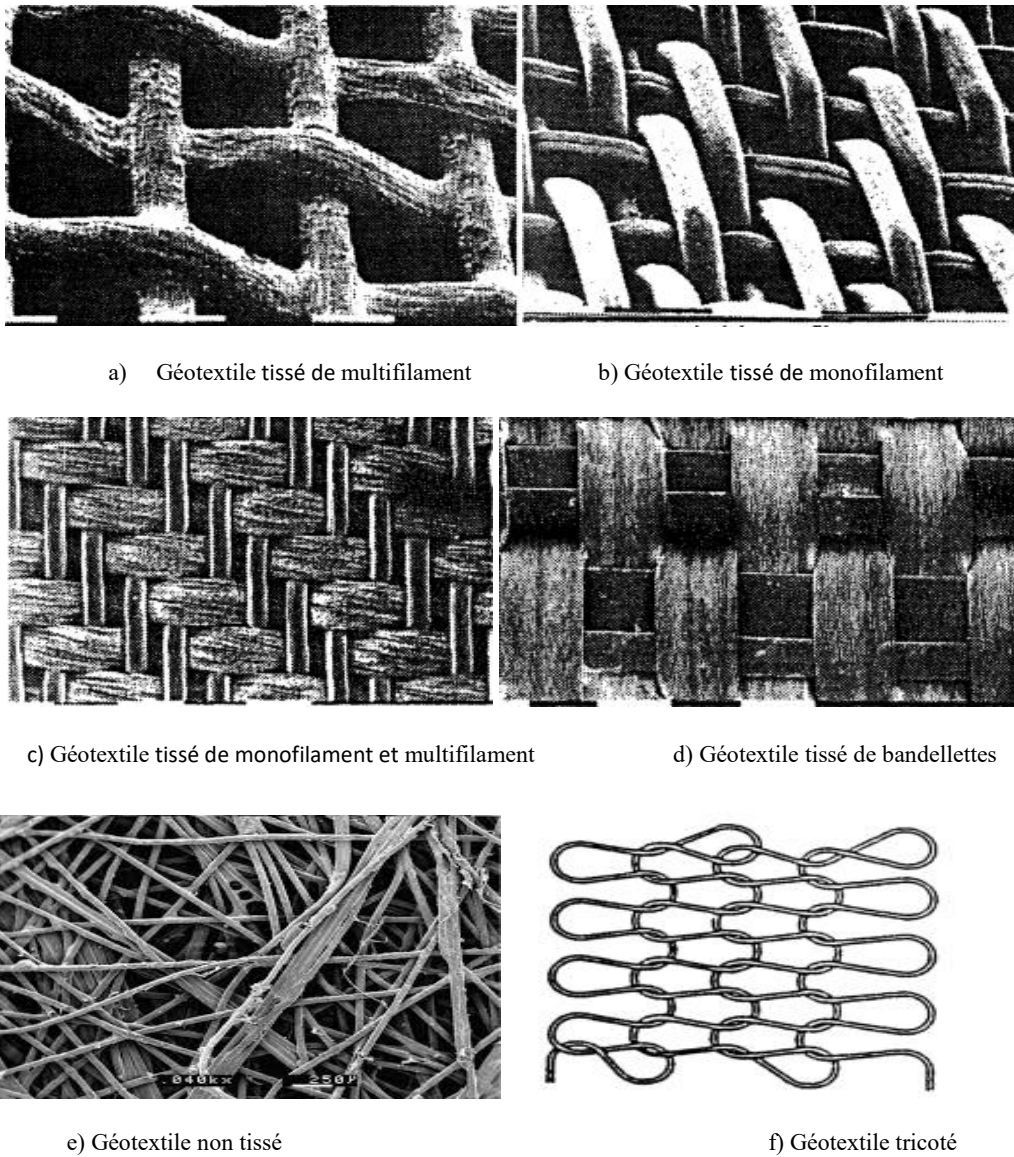


Géotextile alvéolaire

**Figure 1.1** : Différents types de géosynthétiques

**c) Géotextiles tricotés**

Ils sont produits en intercalant un ou plusieurs fils, ensemble ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles (Figure 1.2-e).



**Figure 1.2 :** Différents types de géotextiles.

### 1.5.2 Géogrilles

Les géogrilles sont des structures polymères planes constituées par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elles sont fabriquées à partir de bandes de polymères de haut module, selon le processus présenté sur la Figure 1.3. La bande de polymère est portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé



dans une seule direction (géogridde uniaxiale) (Figure 1.4-a) ou dans deux directions (géogridde biaxiale) (Figure 1.4-b). Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage.

Une caractéristique particulière du composant est la résistance des surfaces portantes du treillis (Jewell et al, 1984). Comme le dernier élément est trop difficile à évaluer, l'influence de l'ouverture de renforcement sur la résistance au cisaillement direct sont généralement traitées de manière à augmenter la résistance de frottement de la peau entre le sol et la surface du renfort de la grille.

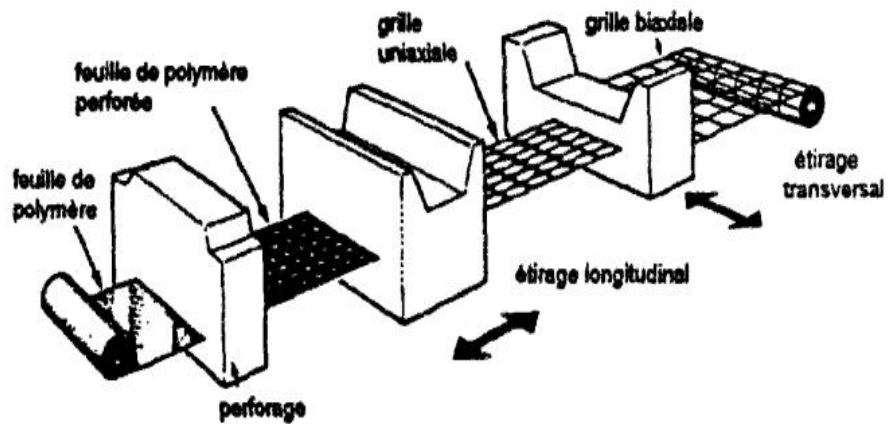
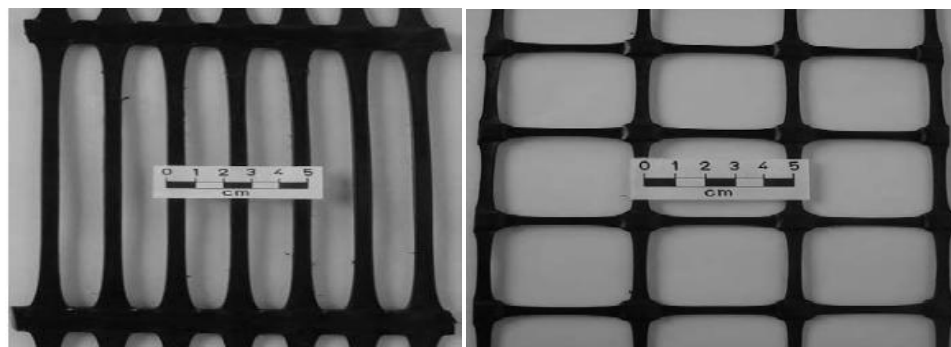


Figure 1.3 : Processus de fabrication des géogrilles (Sanjay and Yin, 2006).



a) Géogridde uniaxiale

b) Géogridde biaxiale

Figure 1.4 : Structure de géogrilles

## 1.6 Différentes fonctions des géosynthétiques

Les géosynthétiques ont de nombreux domaines d'application en génie civil. Lorsqu'ils sont utilisés avec du sol, de la roche et/ou tout autre matériau lié au génie civil (Figure 1.5), ils remplissent toujours au moins une des fonctions principales suivantes définies dans la norme NF EN ISO 10318 :

- **Séparation** : pour la prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblai adjacents de nature différente. Applications : routes et autoroutes, voies ferrées, pistes forestières...etc.

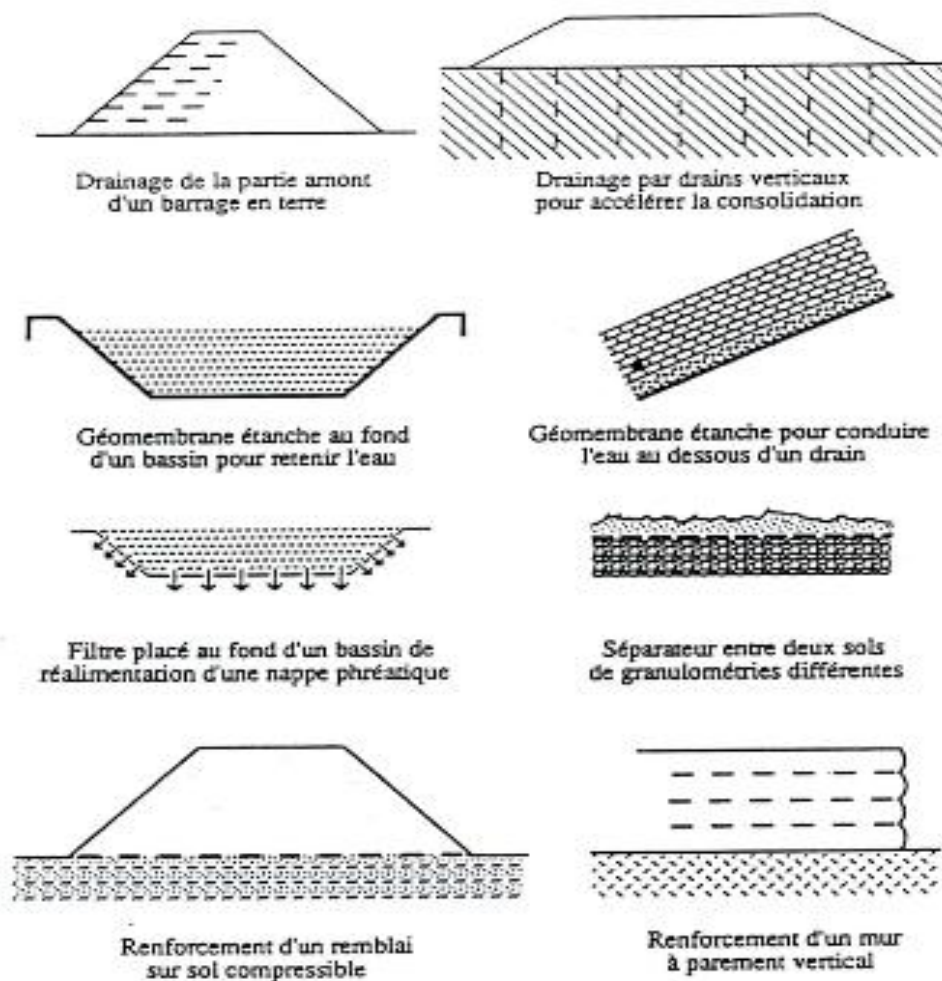


Figure 1.5 : Exemples d'application des géosynthétiques (d'après Haidar, 1992)

- **Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrodynamiques tout en permettant l'écoulement de fluides à travers ou dans un géotextile ou un produit apparenté aux géotextiles. Applications : routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de rivages et de berges...etc.
- **Drainage** : collecte et facilite l'évacuation des eaux pluviales et souterraines ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles. Applications : drainage sous dallage, drainage sous remblai, remblai ou Installation de Stockage de Déchets (ISD) ...etc.
- **Renforcement** : utilisation d'un renforcement par géosynthétiques, afin d'accroître la capacité portante des matériaux naturels en place. Ainsi que, pour améliorer les propriétés mécaniques d'un massif de sol ou d'autres matériaux de construction. Le renforcement par géosynthétiques améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Applications : remblai sur sols compressibles, murs de soutènement, raidissement de talus,...etc.
- **Etanchéité** : utilisation d'un géosynthétique (géomembrane) afin de contrôler la migration des fluides. Applications : Installation de Stockage de Déchets (ISD), Bassins, ouvrages souterrains, ...etc.
- **Protection** : prévention ou limitation des endommagements localisés dans des ouvrages de géotechnique à l'aide d'un géotextile. On place pour cela le géotextile entre une géomembrane et le sol (ou la couche de protection) pour qu'il absorbe les contraintes localisées et protège la géomembrane d'éventuelles perforations. Applications : protection des géomembranes dans les diverses applications,
- **Lutte contre l'érosion de surface** : utilisation d'un géosynthétique (géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles), afin d'éviter ou de limiter les mouvements des particules de sol à la surface. Ces mouvements causés par l'eau ou le vent. Applications : Talus de déblai ; pente naturelles, ...etc.
- **Anti-fissuration** : utilisation d'un géosynthétique (géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles) a pour but de retarder les remontées de fissures en surface. Applications : chaussées, aéroports.

L'utilisation d'un géosynthétique dans une application spécifique nécessite une classification de ses fonctions en tant que primaires ou secondaires, ce qui est utile lors de la sélection du type de géosynthétique approprié pour résoudre le problème. Ainsi, il est important de considérer les fonctions primaires et secondaires dans le calcul et les caractéristiques de conception. Le Tableau (1.1) regroupe une telle classification.

**Tableau 1.1** : Sélection de géosynthétiques en fonction de leurs fonctions (Sanjay and Yin, 2006)

<b>Fonctions assurées</b>	<b>Géosynthétiques utilisés</b>
<b>Séparation</b>	<b>Primaire</b> : GTX, GCP, GFM <b>Secondaire</b> : GTX, GGR, GNT, GMB, GCP, GFM
<b>Renforcement</b>	<b>Primaire</b> : GTX, GGR, GCP <b>Secondaire</b> : GTX, GCP
<b>Filtration</b>	<b>Primaire</b> : GTX, GCP <b>Secondaire</b> : GTX, GCP
<b>Drainage</b>	<b>Primaire</b> : GTX, GNT, GCP, GPP <b>Secondaire</b> : GTX, GCP, GFM
<b>Étanchéité</b>	<b>Primaire</b> : GMB, GCP <b>Secondaire</b> : GCP
<b>Protection</b>	<b>Primaire</b> : GTX, GCP <b>Secondaire</b> : GTX, GCP

Notes : GTX : Géotextile, GGR : Géogrille, GNT : Géonet, GMB : Géomembrane,  
GFM : Géofaam, GPP : Geopipe, GCP : Géocomposite

## 1.7 Caractérisation des géosynthétiques de renforcement

Afin de donner aux géosynthétiques des fonctions telles que le renforcement mécanique de massif de soutènement ou le drainage et la filtration des écoulements dans des ouvrages hydrauliques, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des caractéristiques des géosynthétiques à prendre en compte dans la conception et le dimensionnement des ouvrages. Les géosynthétiques doivent présenter des propriétés intrinsèques géométriques physiques, mécaniques et hydrauliques leur permettant de remplir leur rôle.

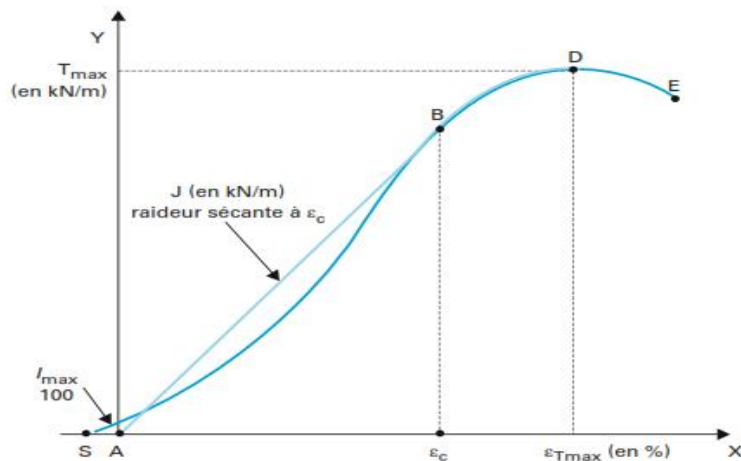
- Les caractéristiques générales sont fournies par le fabricant (type de polymère, mode de fabrication, poids, épaisseur, diamètre des ouvertures, poids volumique, longueur des rouleaux),
- Les paramètres d'identification sont obtenus par des essais de laboratoires standardisés. Ils comprennent des paramètres mécaniques (résistance et module de traction, résistance au fluage, résistance de couture, résistance au déchirement, résistance de perforation), des paramètres liés à la durabilité (résistance à l'abrasion, sensibilité aux rayons ultraviolets, et aux radiations, résistance chimiques et biologiques, sensibilité à la température) et des paramètres hydrauliques (perméabilité, débit).
- Les paramètres d'interface sol-géosynthétique sont déduits d'essais en laboratoire (essai de traction dans une boîte sous pression de confinement) et l'étude sur le comportement en place.

## 1.8 Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement

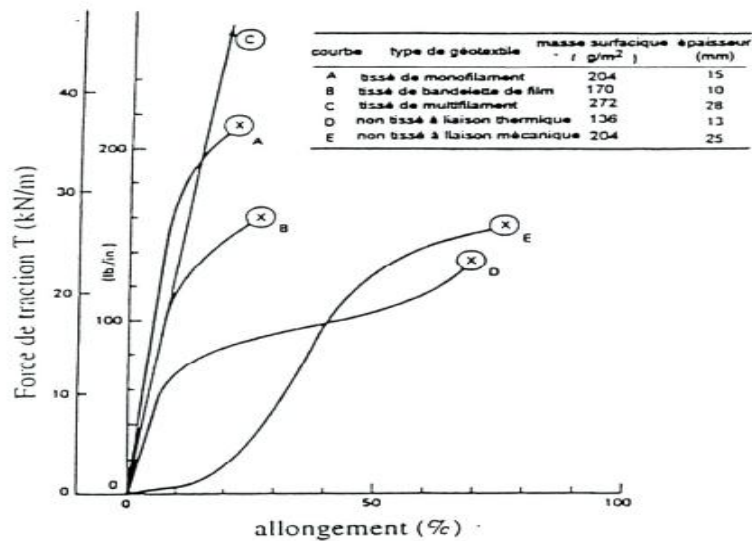
La fonction principale des géosynthétiques de renforcement est de reprendre des efforts par mise en traction, généralement pour limiter les déformations d'extension du sol. Les géosynthétiques doivent donc présenter les propriétés suivantes (d'après Gourc (1996)) :

- Une résistance à la traction assez élevée pour ne pas se rompre sous les efforts imposés. Le comportement en traction du géosynthétique est une caractéristique essentielle, systématiquement utilisée dans les ouvrages renforcés. La résistance en traction d'un géosynthétique est définie par la norme NF EN ISO 10319. Son comportement en traction est caractérisé lors d'un essai de traction par trois paramètres (Figure 1.6) : la résistance à la traction  $T$  (en kN/m), la déformation à l'effort maximum  $\epsilon_{T_{max}}$  (%) et la raideur sécante  $J$  (en kN/m) qui se calcule pour une déformation de référence  $\epsilon_c$ .

Le choix du mode de fabrication du géosynthétique, ainsi que le type de polymère permettent d'obtenir des lois de comportement en traction très différentes (Figure 1.7).



**Figure 1.6 :** Courbe typique de résistance à la traction d'un géosynthétique de renforcement (NF EN IS10319).



**Figure 1.7 :** Comportement des géosynthétiques en traction (d'après Gourc 1982).

- Un frottement d'interface avec le sol important pour permettre la transmission des efforts aux géosynthétiques. L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct ou d'un essai d'extraction,

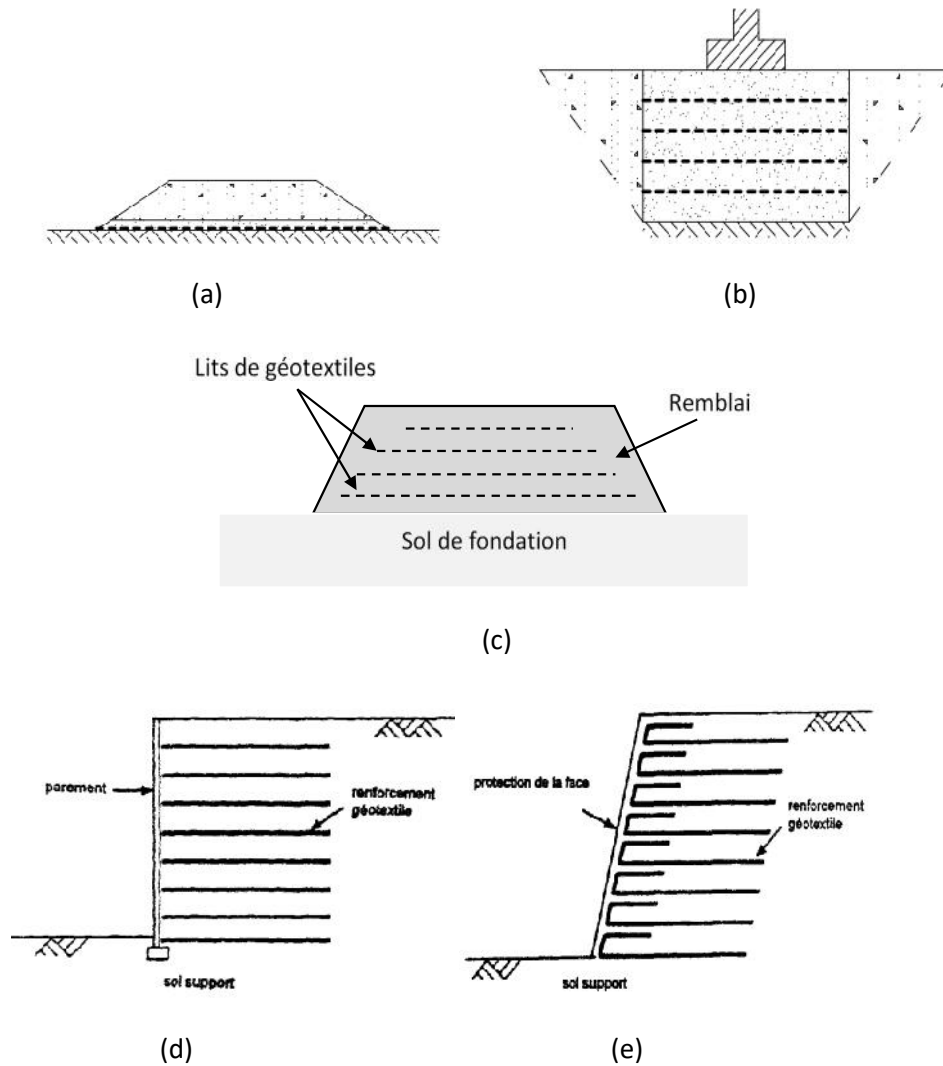
- Un fluage relativement faible sous les charges imposées, de manière à obtenir une stabilisation qui induit une perte de résistance et de rigidité au cours du temps. Ces propriétés ont conduit à l'utilisation de géogrilles en matière plastique ou de géotextiles tissés, souvent à maille ouverte de manière à obtenir la meilleure imbrication possible entre les grains de sol et la texture des matériaux de renforcement.

La norme NF EN ISO 13431 définit les essais de fluage en traction, et le guide ISO TR 20432 donne des indications sur leur exploitation.

## 1.9 Domaines d'application des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont aujourd'hui des matériaux courants pour la construction des ouvrages de géotechnique. Faciles à mettre en œuvre, ils permettent d'envisager des solutions techniques nouvelles et relativement économiques. Leurs caractéristiques sont essentiellement la souplesse, la déformabilité et la perméabilité ou l'imperméabilité. Les renforcements par géosynthétiques peuvent être utilisés afin de :

- Augmenter la stabilité des remblais et talus. Le renforcement est placé à la base du remblai ou sur des lits horizontaux dans le corps du remblai (Figure 1.8-a et Figure 1.8-c),
- Augmenter la capacité portante d'une fondation. La capacité d'un sol renforcé dépend de la largeur et la longueur du géosynthétique et de la profondeur à laquelle il est enterré. Pour être efficace, cette profondeur doit intercepter la surface de rupture qui se produirait sans renforcement. Le nombre de couches de géosynthétiques considérées est également un facteur important pour la stabilité de la fondation (Figure 1.8-b),
- Construire des murs de soutènement à l'aide de massifs de sol renforcés par des nappes horizontales de géosynthétiques. Plusieurs techniques de construction ont été développées ces dernières années ; elles associent le plus souvent des parements en béton, auxquels les renforcements peuvent être liés ou non (Figure 1.8-d, Figure 1.8-e),
- Permettre à un ouvrage en terre de supporter de grandes déformations. Des techniques particulières de construction d'ouvrages en terre ont été développées en utilisant des géotextiles déposés en nappes horizontales et intercalées entre deux couches de remblai



**Figure 1.8 :** Différente application des géosynthétiques (d’après Gourc, 1993)

- Réparer ou prévenir les glissements de talus ou de terrains naturels. L’association de géotextiles et géogrilles permet de réduire les coûts de réparation et s’avère une solution souvent intéressante.

### 1.10 Dimensionnement des ouvrages en sol renforcés

L’objectif du dimensionnement d’un ouvrage consiste à déterminer ses éléments géométriques et structuraux pour qu’il soit stable (sous l’action des forces qui lui sont appliquées) vis-à-vis de plusieurs mécanismes de ruine induit par les effets appliqués à l’ouvrage ou à sa zone

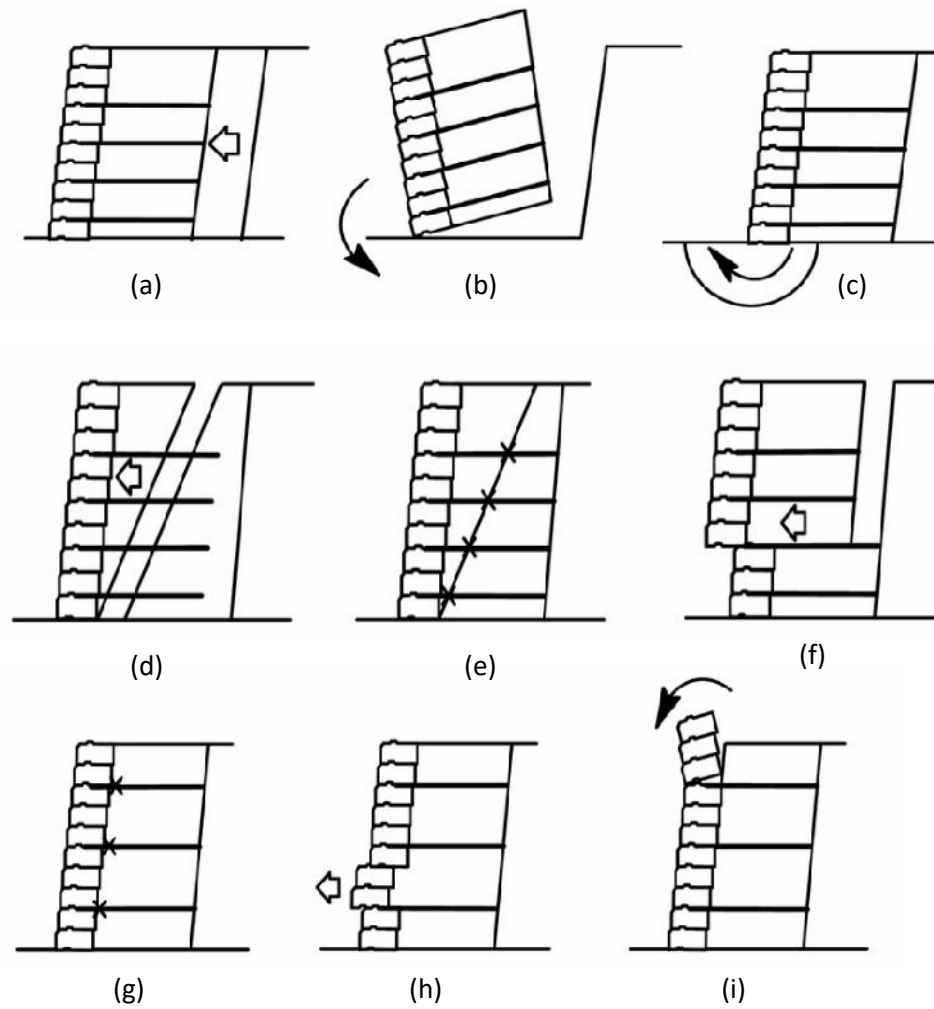


d'implantation. La conception des massifs de sols renforcés par géosynthétiques suit les règles utilisées pour les massifs en sols renforcés (NF P 94270).

La partie 4.7 de la norme NF P 94270 définit les états limites ultimes et de services à considérer pour la vérification de stabilité d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé. A savoir :

- les états-limites d'*instabilité externe* locale, par glissement de l'ouvrage sur sa base, renversement de l'ouvrage ou par poinçonnement du sol de fondation (Figure 1.9- a, b, c),
- les états-limites d'*instabilité interne* de l'ouvrage (Figure 1.9-d, e et f); ( résistance à la traction des géosynthétiques et résistance en ancrage),
- l'état-limite d'instabilité mixte, par un mécanisme de rupture similaire à celui de l'instabilité générale en considérant des lignes de rupture interceptant à la fois les zones extérieures à l'ouvrage et les différents lits de renforcements.
- L'état-limite d'instabilité générale, par grand glissement de la zone d'implantation de celui-ci, le long d'une ligne de rupture extérieure à l'ouvrage ;

L'ensemble de ces justifications fait intervenir l'utilisation des facteurs partiels de sécurité venant pondérer les efforts sollicitant, les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs et les efforts résistants.



**Figure 1.9 :** Modes des ruptures des massifs en sol renforcé : stabilité externe (a, b et c), stabilité interne (d, e et f), stabilité du parement (g, h et i) (Bathurst et Simac, 1994)

La conception de murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques est assez bien établie. Un certain nombre d'approches de conception ont été proposées. Cependant, l'approche de conception la plus couramment utilisée est basée sur l'analyse d'équilibre limite (FHWA, 2009, NF-P94-270, 2009, BSI, 2010, AASHTO, 2012). Cette analyse se compose de trois parties :

Analyse de stabilité interne: L'analyse vise principalement à déterminer la résistance à la traction et à l'arrachement dans le renforcement géosynthétique, la longueur du renforcement et

l'intégrité des éléments de parement. La stabilité interne des ouvrages de soutènement en sol renforcé sera assurée si le renforcement peut supporter la résistance en traction de l'armature et la résistance au cisaillement d'interface sol/armature. Le mode de rupture interne peut être catégorisé en deux concepts (Figure) :

- La rupture en traction est provoquée par la rupture du renforcement. Une rupture de tension se produit lorsque la tension développée dans le renforcement dépasse sa résistance à la traction.
- La rupture par glissement est causée par un glissement entre le sol et le renforcement, que l'on peut appeler arrachement, frottement ou rupture de liaison du renforcement.

Analyse de stabilité externe: Pour l'analyse de la stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé, des mécanismes de rupture sont utilisés, y compris le glissement, le poinçonnement et le renversement du bloc.

Analyse pour le système de parement, y compris sa fixation au renforcement (Figure 1.9-g,h,i).

## 1.11 Conclusion

Dans ce premier chapitre nous avons présenté les techniques de renforcement des sols et en particulier le renforcement par géosynthétique.

L'utilisation de géosynthétiques de renforcement dans les ouvrages de géotechnique afin d'améliorer leur performance, s'est considérablement diversifié au cours des trois dernières décennies. Afin de mieux comprendre les géosynthétiques ainsi que leur techniques d'utilisation les plus courantes, nous avons détaillé leurs types, leurs fonctions, leurs classifications et enfin leur fonctionnement en renforcement.

Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétique sont des structures composites complexes dont le comportement global est tributaire des mécanismes d'interaction qui se développent au sein du matériau granulaire et aux interfaces sol/renforcement. La connaissance des paramètres

d'interaction sol-géosynthétique ainsi que leur évolution dans le temps est un facteur important dans la conception et la stabilité de ces ouvrages. Ces concepts feront l'objet du chapitre suivant.

## **CHAPITRE II**

# **C**OMPORTEMENT D'INTERFACE **SOL-GEOSYNTHETIQUE**

## 2.1 Introduction

Afin d'analyser la stabilité interne des structures en terre armée, il est nécessaire d'évaluer la résistance à l'arrachement des armatures mobilisées dans la zone d'ancrage dans laquelle il a été constaté que la connaissance des paramètres d'interaction sol-géosynthétique et de leur évolution dans le temps est un facteur important dans la conception des structures en terre renforcées telles que murs de soutènement, talus, remblais et autres applications.

Les mécanismes d'interaction sol-géosynthétique peuvent être très complexes car ils sont liées aux propriétés du sol, aux caractéristiques de renforcement (géométrie, extensibilité, ... etc.) et à d'autres facteurs relatifs à l'appareil et à la procédure d'essai (taille de l'appareil, conditions aux limites) (Abdelouhab et al, 2010; Bakeer et al, 1998; Goodhue et al, 2001; Lajevardi et al, 2013; Lopes et Ladeira, 1996; Moraci et Recalcati, 2006; Moraci et al, 2014; Pinho-Lopes et al, 2006; Tiexiera et al, 2007; Sieira et al, 2009; Sugimoto et al, 2001; Sugimoto et Alagiyawanne, 2003; Hatami and Esmaili, 2015; Hsieh et al, 2011; Shi et Wang, 2013; Bathurst et Ezzein, 2015). En effet, la longueur de renforcement et par conséquent, la taille du bloc renforcé dépendent du coefficient de frottement apparent de l'interface supposée.

Afin d'améliorer les connaissances des mécanismes d'interaction sol-renforcement notamment, depuis l'utilisation des armatures extensibles (géosynthétiques) différents essais et analyses théoriques ont été développés au cours des dernières décennies. Plusieurs chercheurs ont effectué des essais d'arrachement sur les géosynthétiques ancrés dans le sol. Ces résultats ont été utilisés, non seulement pour indiquer clairement le mécanisme d'interaction, mais aussi pour évaluer les paramètres d'interaction dans l'analyse et la conception des structures en sol renforcé.

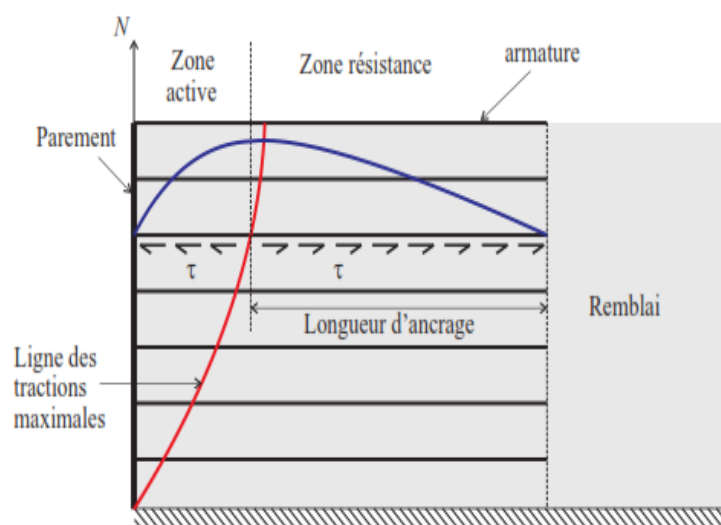
Dans ce deuxième chapitre nous présenterons tout d'abord les mécanismes d'interaction sol-géosynthétiques et les différents essais expérimentaux utilisés, afin de définir la compréhension du comportement des armatures extensibles et les paramètres d'interface. Ensuite, nous présentons les différents paramètres influant sur le comportement d'interface sol-inclusions. Enfin, nous aborderons les résultats des études expérimentales et numériques sur les facteurs qui affectant les résultats d'essai d'arrachement.

## 2.2 Mécanisme d'interaction Sol-Géosynthétiques

La stabilité du sol renforcé est fortement liée à l'efficacité du transfert des contraintes du sol au renforcement, qui dépend de la longueur de renforcement nécessaire pour mobiliser les contraintes de cisaillement. En effet, comme le montre la Figure 2.1 pour les murs en sol renforcé, la longueur de l'armature au-delà de la ligne de rupture doit être suffisante pour mobiliser les contraintes de cisaillement nécessaires pour équilibrer la force de traction maximale de l'armature.

Les efforts de traction dans les renforcements résultent du frottement généré tout le long de l'interface sol-armature. Ils ne sont pas maximaux au parement mais à l'intérieur du massif de sol renforcé entre la zone active et la zone passive, là où les contraintes de cisaillement changent d'orientation (Frank, 1998). Donc la ligne de traction maximale sépare l'ouvrage en deux zones (Figure 2.1) :

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



**Figure 2.1** : Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007).

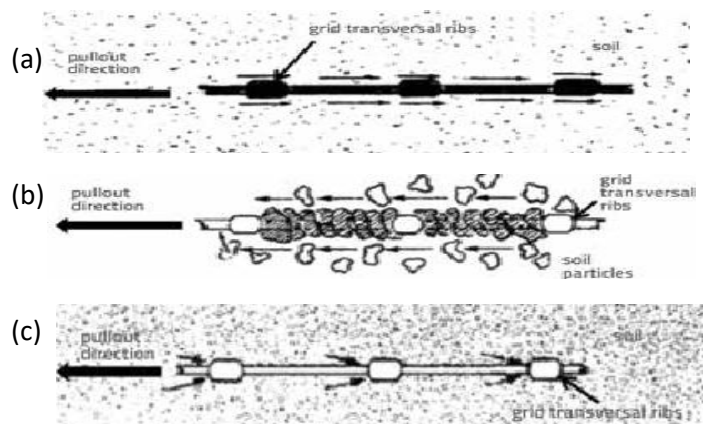
Dans cette zone, les armatures ont tendance à glisser en direction du parement, et sont retenues par le frottement sur le remblai. Les armatures reprennent les efforts générés dans la zone active, sont « ancrées » dans le sol de la zone passive. La longueur de l'armature située dans la zone résistante est appelée la longueur d'adhérence.

Le phénomène essentiel dans le fonctionnement des ouvrages en terre armée est la mobilisation du frottement entre le renforcement et le sol. En revanche ce problème d'interaction sol-renforcement devient beaucoup plus complexe lorsque les éléments de renforcement sont des géogrilles. Dans ce cas l'interaction entre les particules de sol et le géogrille peut faire intervenir trois mécanismes :

- Le frottement mobilisé entre les surfaces de renforcement et les particules de sol en contact (Figure 2.1-a),
- Le frottement entre les particules de sol prises dans les ouvertures de la grille (Figure 2.2-b),
- La résistance passive du sol qui s'oppose aux éléments de renforcement normaux à la direction du déplacement dû au cisaillement (Figure 2.2-c).

Cependant, avec le géotextile le mécanisme fondamental de l'interface sol-géosynthétique est gouverné par la mobilisation du frottement de la peau.

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



**Figure 2.2 :** Mécanismes d'interaction entre une grille et un sol granulaire

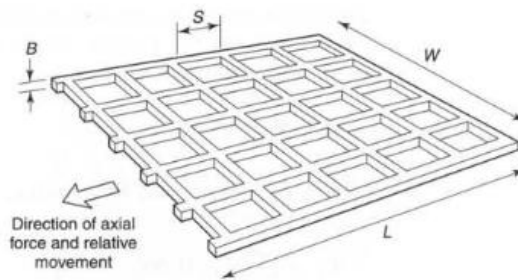


La résistance à l'arrachement de l'interface sol-géosynthétique est définie par l'équation suivante :

$$T_R = 2WLf\sigma'_n \tan\phi' \quad (2.1)$$

- $f$  : étant le coefficient d'interface sol-renforcement,
- $\phi'$  : angle de frottement du sol (degré)
- $\sigma'_n$  : la contrainte normale effective dans l'interface ( $\text{kN/m}^2$ ),
- $W$  et  $L$  : largeur et longueur du renforcement, respectivement (Figure 2.3).

Cependant,  $f$  dépend du mécanisme d'interaction mobilisé sur l'interface sol-géosynthétique et du mouvement relatif qui se produit sur la même interface. Le coefficient d'interface sol-renforcement  $f$  peut avoir une définition différente, selon le cas du cisaillement direct ou de mouvement d'arrachement.



**Figure 2.3** : Dimensions d'une géogrille (d'après Jewell et al, 1996)

La première étude théorique sur l'interaction sol-géosynthétique dans des conditions de cisaillement direct a été menée par (Jewell et al, 1996). Selon ces auteurs, l'équation de base pour la résistance au glissement direct à l'interface sol-géogrille peut être exprimée en termes de deux contributions comme suit:

- la résistance au cisaillement mobilisée sur les surfaces du sol et de la grille solide ( $T_s$ ),
- la résistance au cisaillement mobilisée à l'interface sol-sol ( $T_{s/s}$ ).

La contribution de la mobilisation de poussée passive sur les éléments porteurs du mécanisme de géogrille est presque négligeable dans le cas du glissement direct.

La résistance à l'arrachement d'une géogrille peut être évaluée en utilisant les équations suivantes :

$$T_R = T_s + T_{s/s} \quad (2.2)$$

Avec  $T_s = 2a_{ds}WL\sigma'_n \tan \delta \quad (2.3)$

$$T_{s/s} = 2(1 - a_{ds})WL\sigma'_n \tan \phi'_s \quad (2.4)$$

Où  $a_{ds}$  est la fraction de la surface d'une géogrille (Figure 2.3).

A partir des équations précédentes, on déduit que le coefficient d'interface théorique  $f_{ds}$  dans le cas de glissement direct est obtenu comme suit :

$$f = f_{ds} = a_{ds} \left( \frac{\tan \delta}{\tan \phi'_{ds}} \right) + (1 - a_{ds}) \quad (2.5)$$

Dans le cas du mouvement d'arrachement les principaux mécanismes d'interaction affectant la résistance à l'arrachement de la géogrille sont le frottement mobilisé entre le sol et la surface plane de renforcement et la résistance passive du sol qui se développe contre les éléments transversaux. La résistance à l'arrachement d'une géogrille, en supposant que les différents mécanismes d'interaction agissent en même temps avec une valeur maximale et qu'ils sont indépendants l'un de l'autre, peut être évaluée en utilisant l'équation suivante :

$$T_R = T_s + T_b \quad (2.6)$$

Avec

$$T_b = \left( \frac{L}{S} \right) a_b WB\sigma'_p \quad (2.7)$$

Où

$S$  : espacement entre les éléments porteurs de la géogrille,

$L/S$  : nombre de membres porteurs de la géogrille,

$B$  : épaisseur de la géogrille,

$\sigma'_p$  : contrainte de palier effective contre les éléments porteurs de la géogrille.

Par conséquent, la résistance à l'arrachement d'une géogrille peut être obtenue en utilisant l'équation 2.7.

$$T_R = 2a_s W L \sigma'_n \tan \delta' + \left(\frac{L}{S}\right) a_b W B \sigma'_p \quad (2.8)$$

D'après les équations (2.1) et (2.8) le coefficient d'interface (coefficient de frottement) est donné par l'équation suivante :

$$f = f_b = a_s \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'}\right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right) \left(\frac{a_b B}{S}\right) \left(\frac{1}{2 \tan \phi'}\right) \quad (2.9)$$

Le coefficient d'interaction  $f_b$  peut être déterminé au moyen d'expressions théoriques (Jewell, 1984), dont les limites ont été étudiées par différents chercheurs (Moraci et Montanelli 2000 ; Wilson-Fahmy, 1993).

Des études expérimentales antérieures (Moraci et Montanelli, 2000, Palmeira et Milligan, 1989, Carrubba et al, 2000] ont montré que les valeurs de  $f_b$  sont largement influencées par le choix de la valeur de l'angle de résistance au cisaillement du sol.

En l'absence d'une indication claire concernant le choix de l'angle de résistance au cisaillement du sol à utiliser pour la détermination de  $f_b$ , le problème d'évaluation de la résistance à l'arrachement peut être surmonté par l'utilisation du coefficient de frottement apparent de l'interface sol-géosynthétique ( $\mu_{S/GSY}$ ) déterminé au moyen d'essais d'arrachement à grande échelle ( Schlosser et Elias 1978).

Dans la pratique, l'extraction de l'inclusion en sol granulaire a pour effet de provoquer du cisaillement dans toute une zone de sol entourant de l'inclusion. Dans le cas d'un sol frottant et compacte, le volume de sol cisailé est dilatant dans la zone voisinage de l'inclusion, qui est partiellement empêchée par le sol environnant car le sol compacté possède une faible compressibilité.

Il en résulte alors une augmentation  $\Delta \sigma_v$  de la contrainte normale exerçant sur l'inclusion dont la valeur peut être très importante par rapport à la contrainte verticale initiale  $\sigma_{v0}$  (Figure 2.4). Ce phénomène est appelé « la dilatance empêchée » (Schlosser et Elias, 1978; Schlosser et Guilloux, 1981).

Le coefficient de frottement réel  $\mu_{S/GSY}^*$  qui prend en considération la contrainte normale réellement subie par l'inclusion est donc exprimée par l'équation 2.10 :

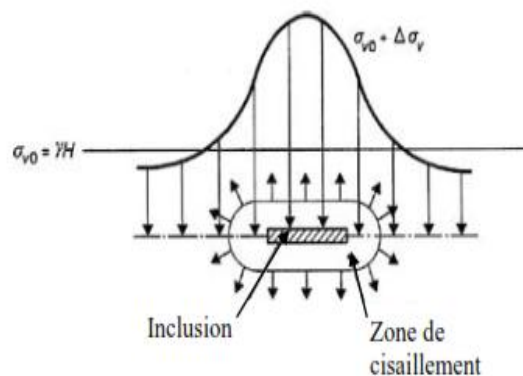
$$\mu_{S/GSY}^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v} \quad (2.10)$$

La valeur d'augmentation ( $\Delta\sigma_v$ ) de la contrainte normale est difficile à calculer expérimentalement. Schlosser et Elias (1978) ont défini un coefficient de frottement apparent  $\mu_{S/GSY}$  qui prend en considération la contrainte normale initiale appliquée et ne tient pas compte de son évolution au cours de la sollicitation. Ce coefficient est supérieur au coefficient de frottement réel.

$$\mu_{S/GSY} = f_b \cdot \tan \phi' = \frac{\tau_{max}}{\sigma_{v0}} \quad (2.11)$$

Il est important de noter que la détermination de  $\mu_{S/GSY}$  en utilisant l'équation (2.11), peut être effectuée sans aucune hypothèse sur les valeurs de l'angle de résistance au cisaillement du sol mobilisé à l'interface, puisque tous les paramètres de cette équation peut être facilement déterminés à partir des tests d'arrachement (Moraci et al, 2014).

La norme NF P 24-270 préconise d'estimer le coefficient de frottement apparent, aussi appelé «coefficient d'interaction» à l'interface sol-armature pour assurer la stabilité interne des ouvrages de soutènement en sol renforcé, et de dimensionner ces ouvrages en fonction de cette valeur.

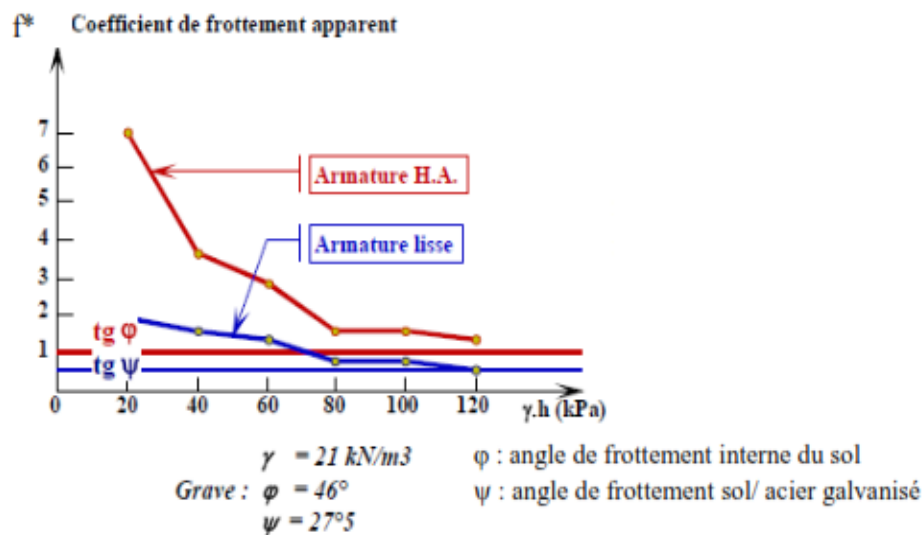


**Figure 2.4** : Phénomène de dilatance empêchée dans un matériau granulaire dilatant (D'après Schlosser et Guilloux, 1981)

### 2.3 Paramètres influençant le frottement sol-armature

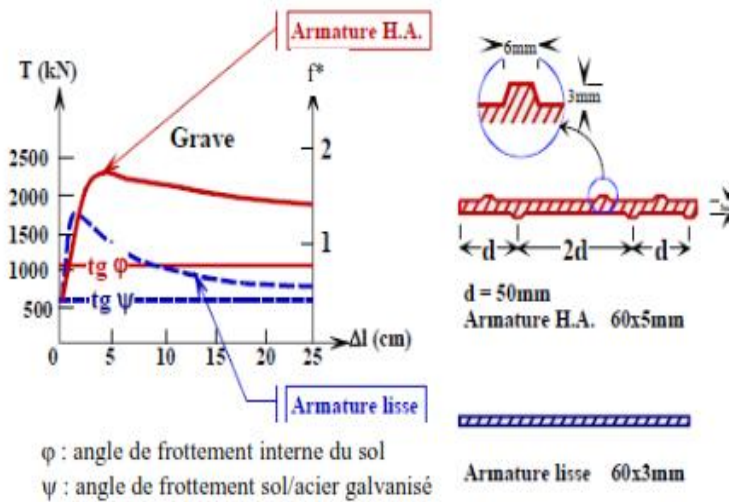
Selon Schlosser et Guilloux (1981), la contrainte verticale au niveau de l'interface, le type de renforcement et son état de surface et la compacité du milieu granulaire décrites respectivement dans les points a, b, c peuvent avoir une grande influence sur le coefficient de frottement apparent :

- (a) Dans le cas de faibles contraintes verticales, le coefficient de frottement augmente dû à l'effet de la dilatance empêchée. Il peut atteindre des valeurs relativement importantes (4 à 7) pour des valeurs de  $\sigma_0$  inférieures à 40 kPa. Pour des valeurs supérieures à 100 kPa, il atteint un palier égal à la valeur de la tangente de frottement interne (Figure 2.5).



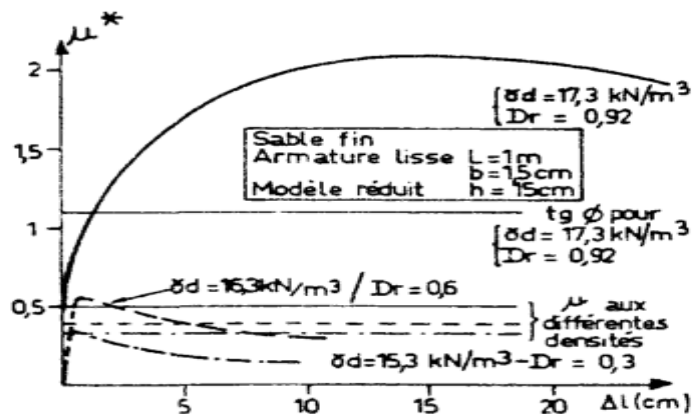
**Figure 2.5 :** Influence de la contrainte normale initiale sur le coefficient de frottement apparent  $f^*$  dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981).

- (b) Schlosser et Guilloux (1981) montrent aussi que, pour les armatures haute adhérences (HA), le coefficient de frottement apparent est plus élevé que les armatures lisses ainsi que l'effort de traction maximum qui atteint pour de grand déplacement 50mm (Figure 2.6). Le coefficient de frottement apparent au pic est d'autant plus important que l'inclusion est rugueuse. La valeur du coefficient de frottement apparent résiduel est proche de la valeur au pic si l'inclusion est rugueuse ou proche de la moitié de sa valeur au pic dans le cas d'inclusion lisse.



**Figure 2.6 :** Influence de l'état de surface de l'armature sur le coefficient de frottement apparent  $f^*$  dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)

(c) La compacité de milieu granulaire (densité du milieu) : la Figure 2.7 montre l'effet de la densité du milieu sur le coefficient de frottement apparent du sol. Le coefficient de frottement apparent augmente avec l'augmentation de la densité du milieu. Pour de grandes densités, le pic est plus atténué et est obtenu pour de déplacements plus grands. Pour de faibles densités, le pic est marqué et obtenu pour de faibles déplacements. Le coefficient de frottement apparent  $\mu_{S/GSY}$  est supérieur à 1 dans les sols granulaires et peut atteindre 10 pour les sols très dilatants.

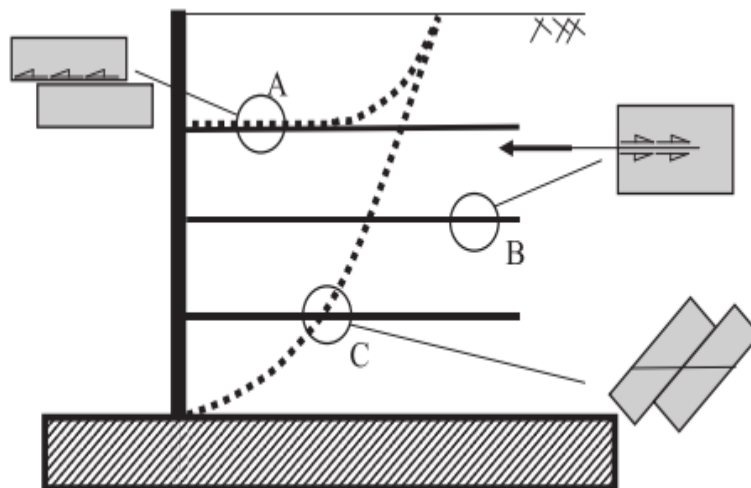


**Figure 2.7 :** Influence de la compacité de milieu granulaire sur le coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)

## 2.4 Caractérisation du frottement à l'interface sol-géosynthétique

Ils existent différents types d'essais en laboratoire permettant de caractériser le frottement aux interfaces sol-renforcement surtout depuis l'utilisation des armatures extensibles (géosynthétiques), qui présentent des comportements plus complexes que les armatures inextensibles. L'utilisation de ces essais est en fonction du niveau de chargement appliqué sur le géosynthétique ou du mode de la mobilisation du frottement (Figure 2.8). Les essais expérimentaux en laboratoire pour cette caractérisation sont les suivants :

- essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement (figure 8-a) ;
- essai d'arrachement (extraction) (figure 8-b).
- essai de cisaillement sur plan incliné (figure 8-c) ;



**Figure 2.8 :** Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Palmeira, 2009)

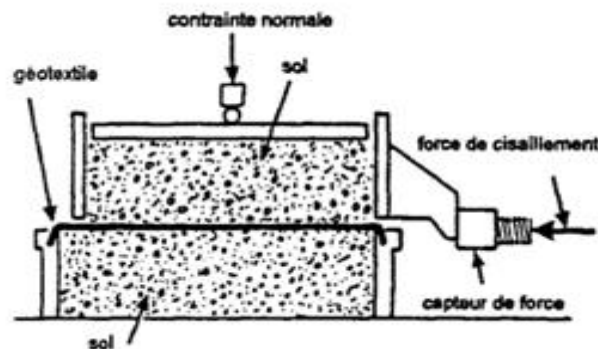
### 2.4.1 Essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement

L'essai de cisaillement direct sur boîte de cisaillement est un essai facile d'emploi donc couramment utilisé dans de nombreux travaux malgré les inconvénients que représentent tels que les pertes de matière au cours de l'essai et la répartition non uniforme de la contrainte normale. Cet essai ne tient pas compte du phénomène de dilatance empêchée. (Schlosser et Guilloux, 1981; Yoshimi et Kishida, 1981; Hryciw *et al*, 1993; Hassan, 1995; Evgin et Fu, 1997). Il est utilisé dans le cas de contrainte normale appliquée sur nappe géosynthétique

supérieure à 5kPa. La caractérisation du frottement à l'aide de la boîte de cisaillement est décrite dans la norme EN ISO 12957-1. L'essai de cisaillement direct, dans lequel le sol est contenu dans une demi-boîte supérieure et vient frotter sur le géosynthétique placé à la surface de la demi-boîte inférieure (Figure 2.9).

Le comportement au cisaillement de l'interface sol-géosynthétique dépend de nombreux facteurs liés aux propriétés du sol, au type géosynthétique (la géométrie et à la rigidité) et autres paramètres.

Une courbe de comportement de frottement est obtenue à partir de laquelle les paramètres de cisaillement suivants sont déterminés :  $U$  (déplacement relatif du sol par rapport au géotextile),  $C_{s/GSY}$  (adhérence limite sol-géotextile),  $\phi_{s/GSY}$  (angle de frottement limite sol-géotextile).



**Figure 2.9 :** Essai de cisaillement direct sur une boîte de cisaillement.

#### 2.4.2 Essai d'extraction ou d'arrachement

Les essais d'arrachement sont très utilisés pour étudier le comportement des renforcements à l'ancrage sur pentes et lors des études du dimensionnement de structures en sol renforcé. Les champs de contraintes et de déformations non uniformes dans les matériaux géosynthétiques et les sols sont présentés dans cet essai, mais ils peuvent être plus facilement pris en compte par rapport aux essais de cisaillement direct (Perkins et al. 1999).

La caractérisation de la résistance à l'arrachement du sol à l'aide d'une boîte d'extraction (Figure 2.10) est décrite dans la norme EN ISO 13738 (2004) et ASTM D6706- (2001).



La résistance au cisaillement entre un géosynthétique et un sol est déterminée en plaçant un élément de géosynthétique entre deux couches du sol dans une boîte munie d'une fente permettant de le tirer, ce qui maintient constante et uniforme sous la contrainte normale appliquée à la couche supérieure du sol. La force nécessaire pour extraire le géosynthétique du sol est enregistrée. L'essai est répété avec différentes contraintes normales.

Les caractéristiques de frottement déterminées par le cisaillement sol-géotextile sont généralement plus élevées que ceux obtenues par l'arrachement.

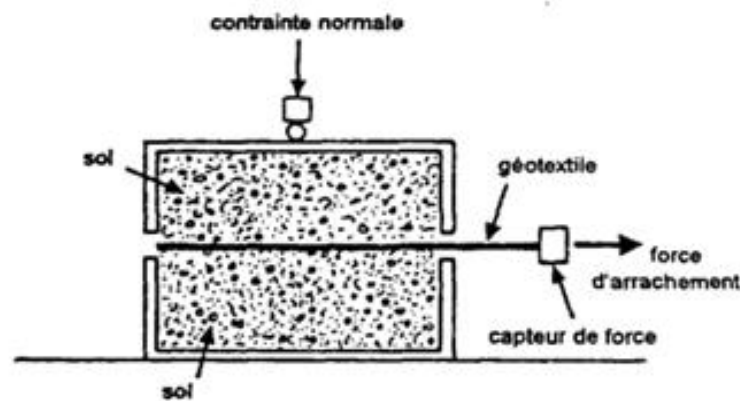
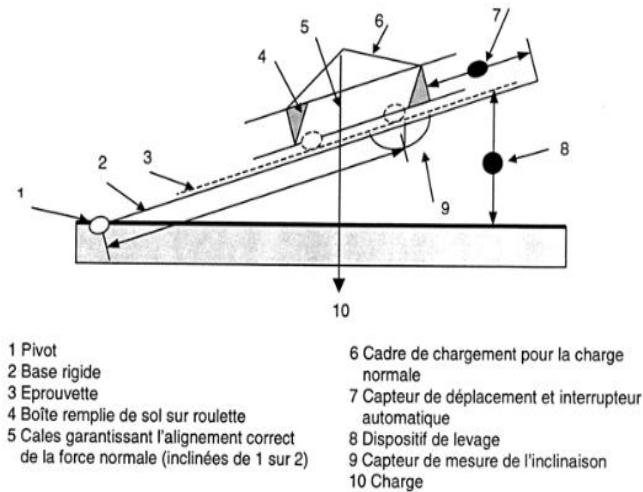


Figure 2.10 : Essai d'arrachement.

### 2.4.3 Essai de cisaillement sur un plan incliné

L'essai de cisaillement sur un plan incliné est utilisé pour la caractérisation de l'interaction entre géosynthétique et le sol ou géosynthétique-géosynthétique sous faible contrainte normale et disposé sur pentes (Lalarakotoson et al, 1999 ; Pitanga et al, 2009). La caractérisation du frottement à l'aide d'un plan incliné (Figure 2.11) est décrite dans la norme EN ISO 12957-2.

L'angle de frottement à l'interface sol-géosynthétique est déterminé en mesurant l'angle pour lequel une boîte remplie de sol glisse, lorsque la base qui supporte l'ensemble est inclinée à une vitesse constante. Dans le cas de la détermination du frottement à l'interface géosynthétique-géosynthétique, un second géosynthétique peut être fixé sous la boîte remplie de sol.



**Figure 2.11** : Essai de cisaillement sur plan incliné

Plusieurs études rapportées dans la littérature (Palmeira, 2009; Gourc et al, 1996; Izgin, et Wasti, 1998; Palmeira et al, 2002; Pitanga et al, 2011) ont mis en évidence l'influence de certains paramètres expérimentaux dans la détermination de la résistance au cisaillement de l'interface. Ces paramètres sont liés aux :

- Dimensions de la boîte supérieure et inférieure,
- Espacement entre la boîte supérieure et l'échantillon inférieur,
- Non-uniformité de la distribution normale des contraintes,
- Taux d'inclinaison du plan.

## 2.5 Essai d'extraction et les facteurs influençant leurs résultats

### 2.5.1 Essai d'arrachement

L'essai d'arrachement a été largement utilisé pour étudier le comportement des renforcements dans la zone d'ancrage. Plusieurs chercheurs 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 résultats ont été utilisés, non seulement pour indiquer clairement le mécanisme, mais aussi d'évaluer les paramètres d'interaction dans l'analyse et la conception des structures en sol renforcés.

En outre, il est évident qu'une grande partie de la différence de réponse d'extraction rapportée dans la littérature pour les propriétés du matériau constitutif similaires (sol et de renforcement) peuvent être attribués à des différences dans les procédures d'essai, la taille de l'appareil, les dispositifs et des effets aux limites associées (Juran et al. 1988 ; Moraci et Montanelli, 2000). L'ensemble de ces études a permis 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,
- Comprendre le comportement de différents renforcements extensibles et de caractériser l'interface d'interaction pour chaque type de renforcement.

Le Tableau 2.1 résume les principales caractéristiques des dispositifs existants où nous avons remarqué des différences importantes à la fois dans les dimensions de la boîte, dans les procédures de test et les méthodes utilisées pour minimiser les effets des conditions aux limites sur les résultats du test.

**Tableau.2.1** : Synthèse des essais d'extraction issus de la littérature (Lajevardi, 2013)

Référence	Dimension de la cuve (L x W) en (m x m)	Sol	Géosynthétique / Résistance à la traction (en kN/m)	Dimension du géosynthétique (l x w) en (m x m)	Vitesse d'extraction en mm/min	Contrainte de confinement en kPa
Chen et al. (1994)	0.40x0.25	Sable	GR/100-110	0.30x0.20	-	100-200-300
Bourdeau et al. (1994)	3x1	Grave	GT/150	1.50 x 0.50	1	39-21
Forsman et Stunga (1994)	1.80x1.0	Sable/ roche concassée /argile expansé	GT/200 GR/35 GR/17.5-31.5 GR/80	(0.3-1.35) x 0.30	1	7.5-70
Hausman et Clarke (1994)	1.0x0.60	Cendres volantes	-	-	1	19-41-78
Venkatappa Rao et Balan (1994)	0.60x0.60	sable fin	GT tissé /58 GT non-tissé/6.2	(0.1-0.2-0.3)xW	1	6 .86
Oostveen et al. (1994)	3x1.30	Sable	GR	(0.54-0.77-1-1.70) x1	6	35 à110
Goodhue et al. (2001)	1.52x0.61	Sable de fonderie	GR/57.8 GT/51.1	1.31x0.41	1	10-30-50
Kuwano et al. (2004)		Sable/silice	GR	0.30x0.30	1	15-25-35
Santos (2007)		Matériaux recyclés	GR/61	-	6.8	25-50-100
Silvano et al (2004)	1.5x0.9	Sable	GR/mo/110 GR/90 GT/120 GMP/98	1x0.30	2	50

<b>Moraci et al. (2004)</b>	1.70×0.60	Sable	GR/100 GR/145 GR/170	(0.40-0.90-1.15) ×0.58	1	10 à 100
<b>Bolt et Duszynska (2002)</b>	1.60×0.60	Sable	GR/40	(1.50-1.20) ×0.40	2	25 à 100
<b>Pinho-lobes et al. (2006)</b>	1.50×0.90	Sable	GT/bi/65 GR/bi/55-80 GMP/100	1×0.30	2	50
<b>Moraci et al(2002)</b>	1.50×0.60	Sable/grave limoneux	GR/66	(0.40-0.90-1.15) ×0.58	1	10 à 100
<b>Sugimoto et al (2001) / Sugimoto et Alagiyawane (2003)</b>	0.68×0.3	Sable de silice	GR/11.8 GR/54	0.5×0.3	1	5 à 93
<b>Sieira et al(2009)</b>	1×1	Sable limoneux/ limon argileux	GR/97 GR/200	1×0.90		5 à 50
<b>Ochiai et al(1996)</b>	0.60×0.40	Sable	GR/mo/55	0.60×0.40	1	25 à 200
<b>Lopes et Ladeira (1996)</b>	1.53×1	Sable	GR/mo/55	0.96×0.33	1.8-5.4 11.8-22	26 à 87
<b>Abu-Farsakh et al. (2004)</b>	1.5×1	Argile	GT GR	1×0.33		20 à 103
<b>Reddy et al. (2000)</b>	1.22×0.60	Sable/pierre calcaire	GR/mo GR	1.20×0.30		41
<b>Bolt et Duszynska (2000)</b>	1.60×0.60	Sable	GR/40	1.50×0.40 1.20×0.30	2-5	10 à 100
<b>Bakeer et al. (1998)</b>	0.61×0.61	Granulats légers/9kN/m <sub>3</sub>	GR/mo	0.61×0.61	2.9	30-60-126
<b>Moraci et Cardile (2009)</b>	1.50×0.60	Sable	GR/120	0.40-0.90-1.15) ×0.58	1	10 à 100
<b>Moraci et Recalcati (2006)</b>	1.70×0.60	Sable	GR/75-100-120	0.40-0.90-1.15) ×0.58	1	10 à 100
<b>Abdelouhab (2010)</b>	2×1.1	Sable/grave	Bande géosynthétique/37.5 Bande métallique	1.90 ×(0.05-0.10)	1	8 à 80

**GR** : géogridde, **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.

### 2.5.2 Facteurs affectant la résistance d'arrachement

Les essais d'arrachement sont pertinents pour l'étude de la résistance d'ancrage des armatures, en particulier dans le cas des géogriddes. Dans ce type d'essai, il faut prendre en considération l'influence des conditions aux limites, ce qui est d'autant plus pertinent que l'essai n'est pas standardisé dans le monde entier. En outre, l'interprétation des résultats des essais sur les géogriddes est relativement difficile en raison de la géométrie complexe de ces matériaux et de l'influence des effets tels que la dilatation du sol et les caractéristiques de charge-déformation-temps. Aussi, l'absence de norme unifiée de l'essai d'extraction ainsi que

le nombre important de paramètres affectant le comportement de l'interface sol-geogrid ne permettent pas de comparer les résultats d'essais d'interfaces.

Plusieurs études ont été élaborées sur des prototypes afin de mieux comprendre les effets des conditions aux limites et les dimensions de la boîte d'arrachement sur les résultats des essais d'extraction (Johnston et Romstad, 1989; Palmeira et Milligan, 1989; Farrag et al, 1993; Raju, 1995; Sobhia et Wu, 1998; Chang et al, 2000; Farrag et Morvant, 2000; Sugimoto et al, 2001; Palmeira, 2004; Moraci and Recalcati, 2006; Teixeira et al, 2007; Moraci, 2006; Cazzuffi, 2014). Les résultats obtenus par différents chercheurs ont été confrontés afin d'analyser l'influence de certains paramètres. La comparaison de ces essais ont permis d'identifier les facteurs affectant les résultats obtenus dans les essais d'arrachement. Ces facteurs sont liés aux :

- Dimensions de l'appareil,
- Procédure d'essai,
- Propriétés géotechniques du sol,
- Caractéristiques de renforcement.

### ***2.5.2.1 Influence des dimensions de la boîte d'extraction***

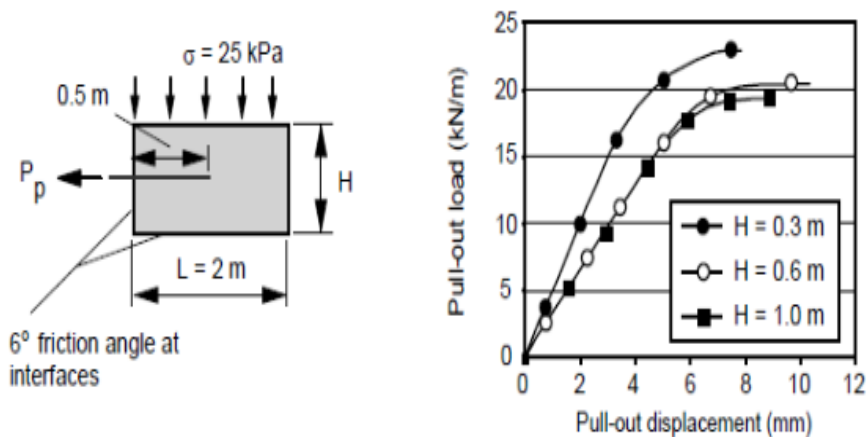
Les limites rigides au-dessus et au-dessous du plan de renforcement peuvent affecter les mécanismes d'interaction entre le sol et la géogrid. Ces limites peuvent entraîner une augmentation des contraintes normales agissant sur la surface de l'échantillon géosynthétique, en particulier lorsque l'épaisseur du sol est faible et que la dilatance du sol est restreinte.

Effectuer des tests d'arrachement à grande échelle pour étudier l'influence des conditions aux limites est un travail dur et une tâche fastidieuse. Par conséquent, les méthodes numériques peuvent être utilisées comme outil pour améliorer la compréhension de certains facteurs qui peuvent influencer les résultats des tests. L'une des questions clés est de savoir dans quelle mesure la taille de l'appareil d'extraction peut affecter les résultats du test.

Des données expérimentales assez limitées suggèrent que la taille de l'appareil peut avoir un effet significatif sur les résultats obtenus (Dyer, 1985; Palmeira et Milligan, 1989a; Farrag et al, 1993; Lopes et Ladeira, 1996). Cette influence est également suggérée par les résultats d'analyses numériques (Dias, 2003).

Dias (2003) a effectué des essais d'arrachement sur une armature ancrée dans un sable en utilisant la méthode des éléments finis. Dans les simulations, la hauteur de la boîte variait entre 0,3m et 1m. Le sol a été modélisé comme un matériau élastique-plastique et le renforcement en tant que matériau élastique linéaire placé à mi-hauteur de l'échantillon. Des éléments d'interface ont été utilisés à l'interface sol-renforcement. Les longueurs de la boîte (2m) et de l'armature (0,5m) ont été conservées constantes. Une face frontale rigide et lubrifiée de la boîte avec un angle de frottement d'interface à  $6^\circ$  a été supposée dans les simulations ainsi que le long des autres faces internes de l'appareil. Ces résultats montrent que la hauteur de la boîte la plus basse a donné une charge d'arrachement maximale plus élevée. On a observé peu d'influence de la hauteur de la boîte pour des hauteurs supérieures à la longueur de l'armature (Figure 2.12).

Des conclusions similaires ont été obtenues par Farrag et al. (1993) et par Lopes et Ladeira (1996) dans des expériences d'extraction, où l'épaisseur de sol était varié. Comme la longueur de renforcement testée dans les essais d'arrachement est généralement inférieure à 1m, l'étude numérique décrite ci-dessus et les résultats expérimentaux suggèrent que dans ces conditions, la hauteur de l'échantillon de sol devrait être supérieure à 0,6m. Ils suggèrent clairement que les boîtes d'extraction de grandes dimensions devraient être préférées.

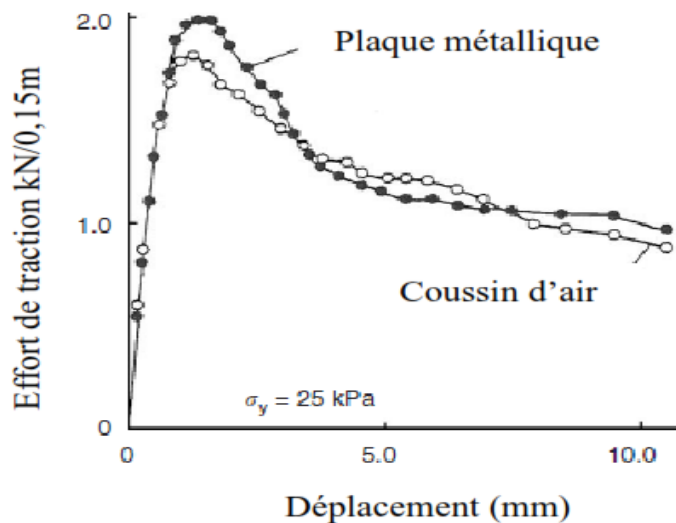


**Figure 2.12 :** Influence des dimensions de boîte d'arrachement (Dias, 2003)

### 2.5.2.2 Dispositif d'application de la contrainte de confinement (rigide et souple)

Dans un essai d'extraction, la contrainte de confinement verticale est appliquée par une plaque rigide en contact avec le sol ou par coussin souple remplie de liquide ou de gaz.

Palmeira et Milligan (1989) ont effectué des essais d'extraction avec deux dispositifs rigide et souple, afin d'étudier l'influence de la rigidité du dispositif d'application des contraintes de confinement. Ces auteurs ont démontré que l'effort d'extraction maximal obtenu par une plaque d'application souple est inférieur à celui obtenu en utilisant une plaque rigide (Figure 2.13). L'utilisation d'un coussin d'air souple permet une répartition uniforme de la contrainte dans la zone de contact sol-surcharge et conduit en conséquence à une répartition uniforme des contraintes effectives à la surface de l'armature (Farrag et al, 1993).



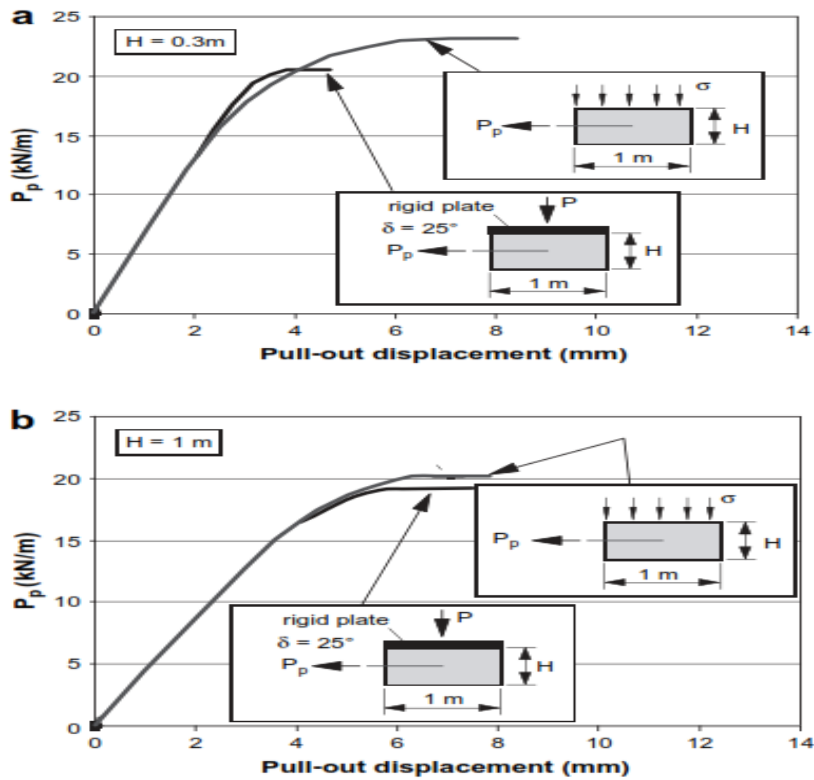
**Figure 2.13 :** Influence de la rigidité du dispositif de chargement (Palmeira et Milligan, 1989a).

Des simulations numériques indiquent également que la rigidité de la limite supérieure influence les résultats des essais d'extraction, en particulier pour les échantillons de faibles hauteurs de sols au-dessus du renforcement (Dias, 2003).

Ces résultats montrent que, plus l'épaisseur de l'échantillon est élevée, moins l'influence de la rigidité de la limite supérieure sur les résultats du test (Figure 2.14).

### 2.5.2.3 Rigidité et rugosité de la paroi frontale de l'appareil d'essai

Certains travaux de la littérature ont montré que les conditions de la face frontale de la boîte peuvent avoir un effet marqué sur les résultats des tests. (Palmeira, 1987b; Palmeira et Milligan, 1989a; Johnston et Romstad, 1989; Farrag et al, 1993; Lopes et Ladeira, 1996; Raju, 1995; Moraci et Montanelli, 2000; Sugimoto et al, 2001).



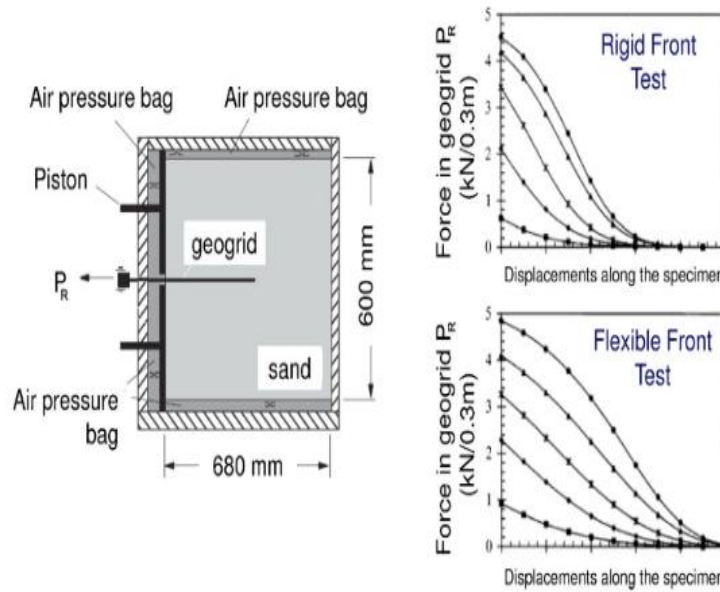
**Figure 2.14 :** Influence de la hauteur de sol de recouvrement sur les résultats de l'essai (Dias 2003)  
(a)  $H = 0.3$  m, (b)  $H = 1$  m.

Sugimoto et al. (2001) ont effectué des essais d'extraction avec un équipement spécial capable de fournir des conditions aux limites rigides et souple (Figure 2.15).

Dans le cas de la limite rigide, aucun déplacement sur la paroi frontale n'est autorisé, en revanche, pour la frontière flexible (obtenue au moyen de deux membranes remplies d'air en pression et disposées entre le sol et la paroi frontale de la cuve), des déplacements libres au niveau de la paroi frontale sont autorisés.

Il a été constaté que la raideur de la paroi frontale influence la répartition des déplacements le long de la longueur de renforcement et donc la mobilisation des mécanismes d'interaction sol-renforcement.

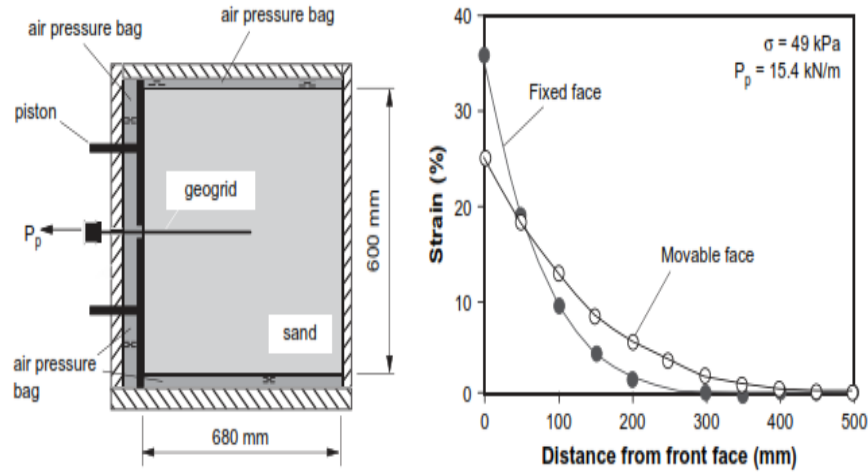




**Figure 2.15** : Influence de la rigidité de la paroi frontale de la cuve d'essai (Sugimoto et al, 2001).

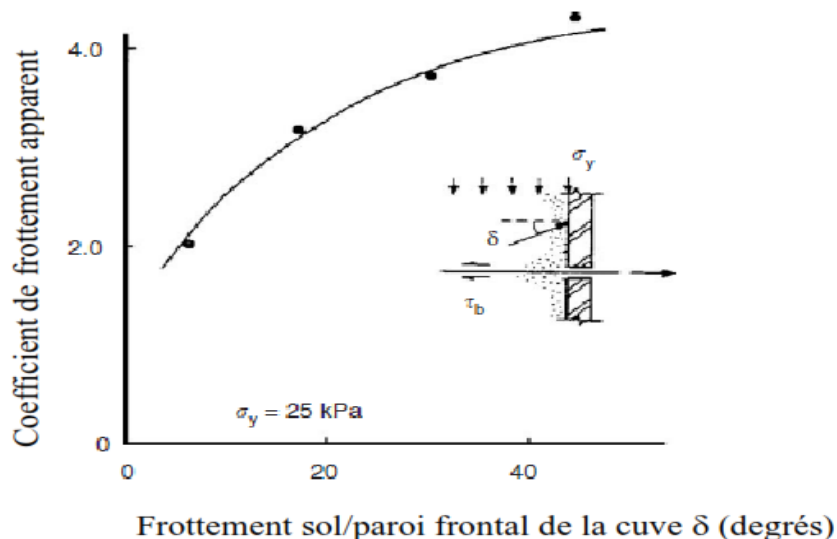
La paroi frontale flexible permet une répartition uniforme des mécanismes d'interaction le long du renforcement, tandis qu'avec une paroi frontale rigide, ces mécanismes d'interaction ne sont pas uniformes. De plus, les résultats expérimentaux démontrent que l'influence de la rigidité de la paroi frontale est plus faible pour les grandes boîtes d'extraction et pour les boîtes ayant une grande distance entre la première section confinée de renforcement et la paroi avant (manchons).

Ces auteurs ont effectué aussi des essais sur des grilles polymériques ancrées dans le sable à l'aide d'un grand appareil d'essai avec une face frontale mobile, comme le montre la Figure 2.16. Cette figure présente également des comparaisons entre les résultats de faces frontales mobiles et fixes sous une contrainte normale de 49 kPa et pour une charge d'arrachement de 15,4 kN/m. Différentes distributions de déformations le long de la longueur de la géogrille peuvent être observées, en fonction de la mobilité de la face frontale considérée.



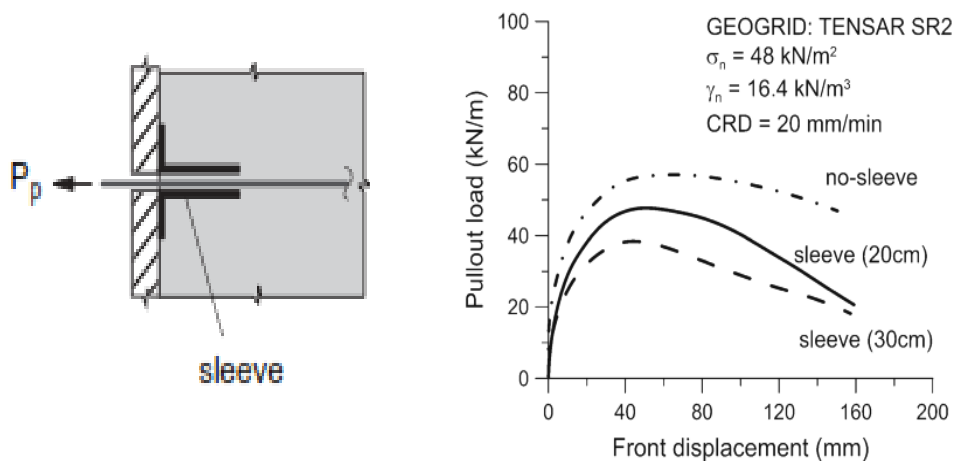
**Figure. 2.16 :** Influence de la mobilité de la paroi frontale de la cuve d'essai (Sugimoto et al, 2001).

En comparant les résultats des essais d'extraction effectués avec différentes rugosités de la paroi frontale (Figure 2.17), Palmeira et Milligan (1989) ont démontré que l'angle de frottement apparent mobilisé à l'interface augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement entre la paroi frontale de la cuve et le sol de remplissage. Afin de minimiser les effets de frottement sur la paroi frontale de la cuve, des matériaux à faible frottement sont collés aux parois.



**Figure 2.17 :** Influence de la rugosité de la paroi frontale de la cuve d'essai. (Palmeira et al, 1989)

Pour éviter les effets de paroi frontale, le renforcement est déplacé à une distance appropriée de la paroi frontale au moyen des manchons métalliques fixés sur l'avant de la paroi de la cuve. Plusieurs chercheurs (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. A partir de la comparaison des essais d'extraction effectués sans manches et avec différentes longueurs de manches. Farrag et al (1993) ont montré que l'augmentation de la longueur du manchon provoque une réduction de la résistance à l'arrachement et de la pression exercée sur la paroi frontale. Sur la base des résultats des tests effectués avec différentes longueurs de manches, les auteurs ont proposé d'utiliser une longueur de manche de 0,30m afin de minimiser les effets de la paroi frontale (voir Figure 2.18) afin de simuler



**Figure 2.18 :** Influence de la longueur des manchons (Farrag et al, 1993)

différentes conditions aux limites liées à la présence d'un manchon sur la paroi frontale de la cuve. Raju et al (1996) ont effectué des calculs aux éléments finis. A partir de ces calculs, la présence des manchons entraîne une diminution du coefficient de frottement apparent mobilisé ( $f^*$ ) par rapport aux essais sans manchons. Cette diminution n'est pas affectée par le type de contact (rugueux ou lisse) entre le sol et la paroi frontal. Il a été enfin prouvé que les procédures utilisées afin de réduire le frottement sur la paroi frontale (matériau lisse ou lubrification) ne sont pas suffisants pour réduire l'effet de la présence d'une paroi frontale rigide si des manchons de longueur suffisante ne sont pas utilisés (au moins 40 fois l'épaisseur transversale de la géo-grille).

En revanche, Dias (2003) a effectué des calculs aux éléments finis pour évaluer l'influence de la présence d'un manchon sur la paroi frontale de la boîte (Figure 2.19). Il a réalisé des essais d'extraction sans manchon et une paroi frontale lubrifiée et d'autre avec des manchons de 15cm et 30cm de longueur. Les résultats ont montré que la présence du manchon donnait des forces d'arrachement maximales supérieures à celles observées dans le cas d'une face frontale lubrifiée. Les dimensions des manchons utilisés n'influent pas de manière significative sur la charge maximale d'arrachement obtenue.

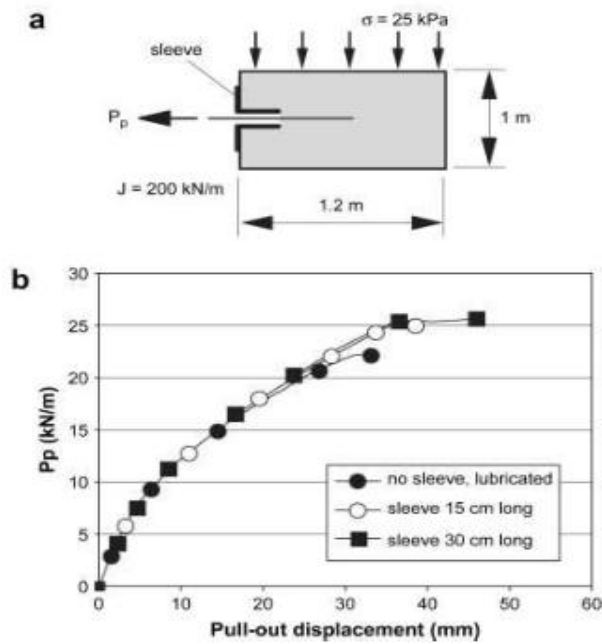
#### ***2.5.2.4 Frottement sur les parois latérales de l'appareil d'essai***

Les conditions aux limites sur les parois latérales de la boîte d'extraction ont une influence marquée sur les résultats des tests. La contrainte de confinement vertical 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 du sol au-dessus de l'interface de renforcement.

Compte tenu de l'épaisseur de la couche de sol au-dessus du renforcement, le frottement développé le long des parois latérales de la boîte d'extraction peuvent conduire à des contraintes de confinement (entraîner des contraintes de confinement plus faibles que prévu) inférieures à celles appliquées (Johnston et Romstad, 1989; Farrag, 1993; Chang, 2000). Johnston et Romstad (1989) ont mesuré la contrainte normale proche du renforcement au moyen de cellules de pression en raison du frottement le long des parois latérales des murs. La réduction de la contrainte de confinement verticale effective à l'interface sol-renforcement peut être réduite jusqu'à 35% par rapport à celle appliquée au sol sur la surface de l'éprouvette supérieure (en utilisant un appareil d'essai avec un rapport  $h/w = 0,27$ , où  $h$  est le l'épaisseur de la couche de sol au-dessus du renforcement et  $w$  est la largeur de la boîte) (Moraci et Recalcati, 2006).

Les mêmes résultats ont été trouvés par d'autres chercheurs (Chang et al, 2000; Farrag et al, 1993) en utilisant des dispositifs d'essai avec un rapport  $h/w$  allant de 0,42 à 0,44.

Dans ce cas, afin de minimiser les effets de frottement sur les parois latérales, des matériaux à faible frottement collés sur les parois (Téflon, aluminium lisse, verre et membranes en caoutchouc lubrifié) doivent être utilisés (Lajevardi, 2013).



**Figure 2.19 :** Influence de la longueur de manchon positionné sur la paroi frontale de la boîte (Palmeira, 2009).

#### 2.5.2.5 Système de fixation de l'armature (interne ou externe)

Un autre point important est la configuration du système de fixation de l'armature utilisée pour appliquer la force d'extraction qui peut être à l'extérieur ou à l'intérieur de la boîte d'extraction. Une analyse comparative de l'influence de la position du système de fixation sur l'interprétation des résultats d'essais a été faite par Farrag et Morvant (2000) et Moraci et Montanelli (2000).

Selon ces auteurs, pendant les essais d'arrachement effectués avec système de fixation externe, les courbes d'extraction doivent être tracées en se référant au déplacement d'un point de l'échantillon aussi proche que possible du dispositif de fixation. Ce point devrait rester dans le sol de confinement pendant toute la durée de l'essai. En effet, le premier déplacement nodal à l'intérieur du sol est inférieur au déplacement en correspondance du point d'application de la force d'arrachement. En outre, l'adoption d'un système de fixation externe entraîne une réduction de la longueur d'ancrage au fur et à mesure du déroulement de l'essai (pendant l'extraction de l'armature). Cette réduction doit être prise en compte dans l'interprétation de l'essai.

Dans le second cas, le système de fixation est inséré à une profondeur donnée dans la boîte d'arrachement noyée dans le sol, afin de permettre le confinement total de l'armature pendant l'essai. L'utilisation d'un dispositif de fixation interne présente deux avantages principaux :

- la longueur d'ancrage est constante pour toute la durée du test,
- le déplacement mesuré au niveau du dispositif de fixation est correspond au déplacement de la première section confinée de la géogrille.

Ce système de fixation nécessite une série d'essais préliminaires d'étalonnage qui doivent être effectués dans les mêmes conditions limites sur le système de fixation sans aucune armature, afin d'évaluer la résistance à l'arrachement développée entre le système de fixation et le sol environnant.

Par conséquent, sur la base des considérations exposées dans les paragraphes précédents, un dispositif d'essai de retrait à grande échelle idéal doit :

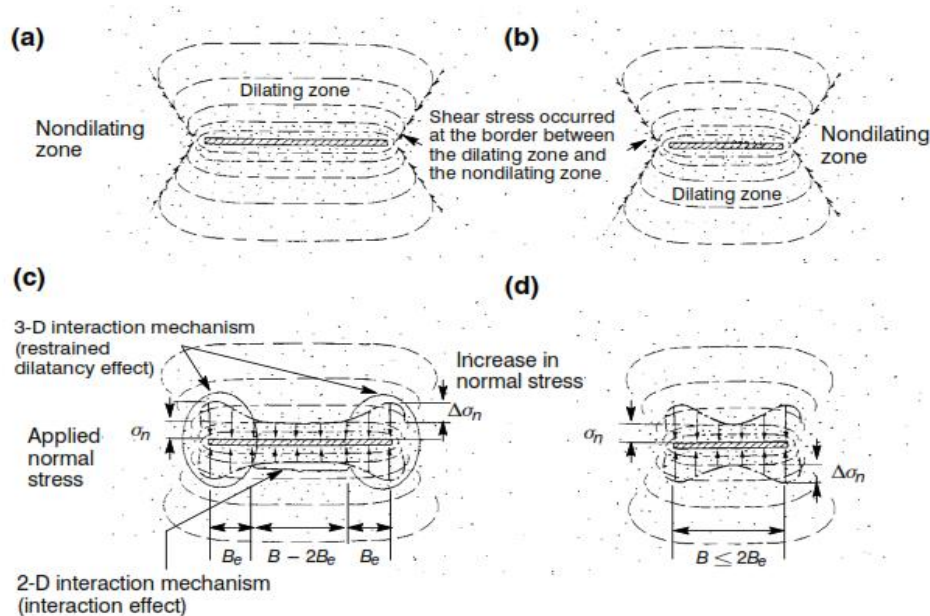
- Appliquer la pression verticale au moyen de l'airbag,
- Minimiser les effets de frottement sur les parois latérales, en utilisant des matériaux à faible friction collés aux parois (Téflon, aluminium lisse, verre et membranes en caoutchouc lubrifié),
- Éviter les effets de la paroi frontale en utilisant des manches d'au moins 20 cm,
- Maintenir l'échantillon Géosynthétique toujours confiné pendant le test en utilisant un système de fixation,
- Éviter les effets de la limite rigide inférieure en utilisant une hauteur de sol dans la boîte au moins égale à 60 cm,
- Éviter l'effet tridimensionnel en utilisant une largeur d'éprouvette Géosynthétique presque égale à la largeur de la boîte.

#### ***2.5.2.6 Influence de la largeur du renforcement***

Des études théoriques et expérimentales menées par différents chercheurs (Hayashi et al, 1996, Moraci et Recalcati, 2006, Ghionna et al, 2001) ont montré que pour les renforcements ayant une largeur inférieure à la boîte d'arrachement (renforts étroits), la tendance de la dilatance du sol développe un effet tridimensionnel (Figure 2.20).

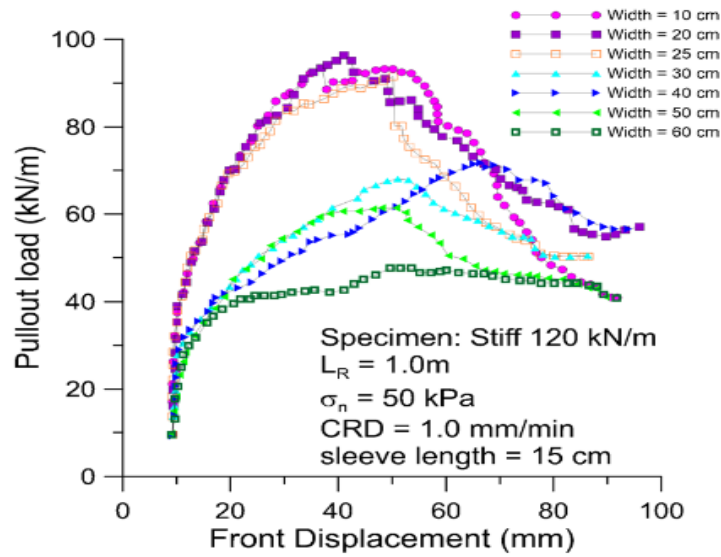
Cependant, la zone non dilatante dans le sol entourant des géogrilles plus étroites limite la dilatance du sol dans la zone de dilatation. Ceci génère à son tour des contraintes de cisaillement à la frontière entre les deux zones et produit une augmentation de la contrainte normale effective sur l'interface sol-géogrille, par conséquent, une augmentation de la résistance à l'arrachement.

En augmentant la largeur de l'armature, l'effet mentionné ci-dessus est réduit car la surface du sol qui bloque la dilatance diminue et les contraintes de cisaillement dues à la douceur des parois de la boîte revêtues de film Teflon ne peuvent plus être générées (Figure 2.21).



**Figure 2.20 :** Effet tridimensionnel et répartition idéalisée de la contrainte normale sur l'interface du renforcement (Hayashi et al, 1996)

Nous déduisons que dans le but de réduire l'influence du frottement entre le sol et les parois latérales de cuve, l'utilisation de spécimens à renfort étroit peut entraîner une surestimation des paramètres d'interaction obtenus par des essais en laboratoire. Cette surestimation n'est pas conservatrice pour la conception des ouvrages en sol renforcé, où l'élément géosynthétique fonctionne dans des conditions de déformation normale.



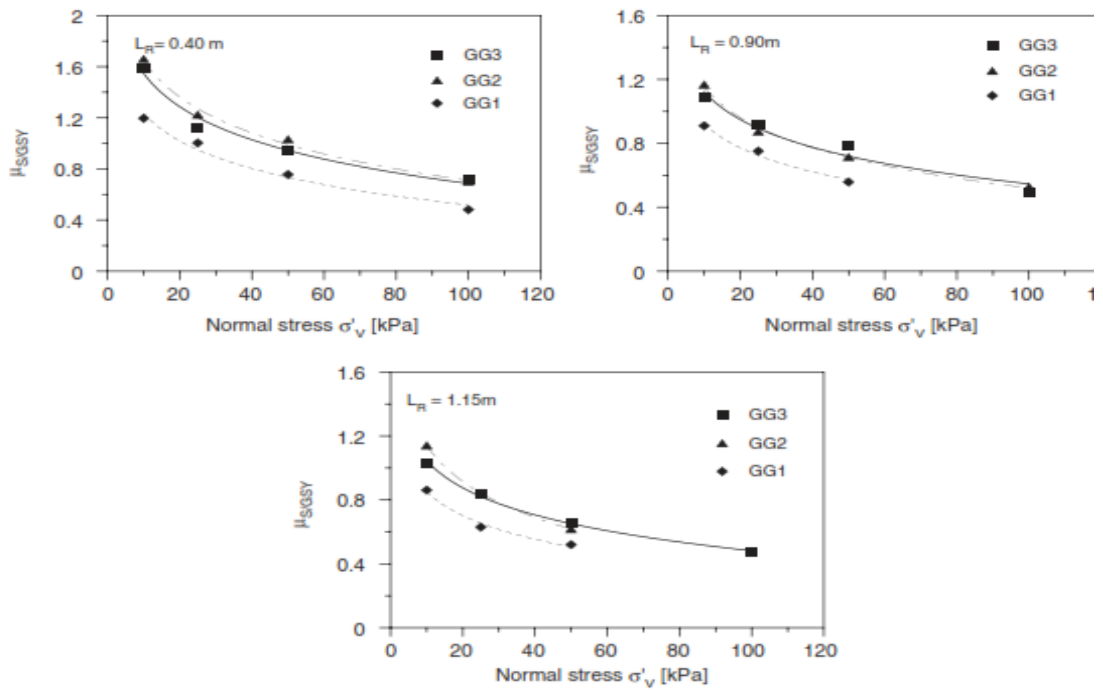
**Figure 2.21 :** Influence de largeur de renforcement sur les résultats d'essai d'extraction

### 2.5.2.7 Influence de la longueur du renforcement

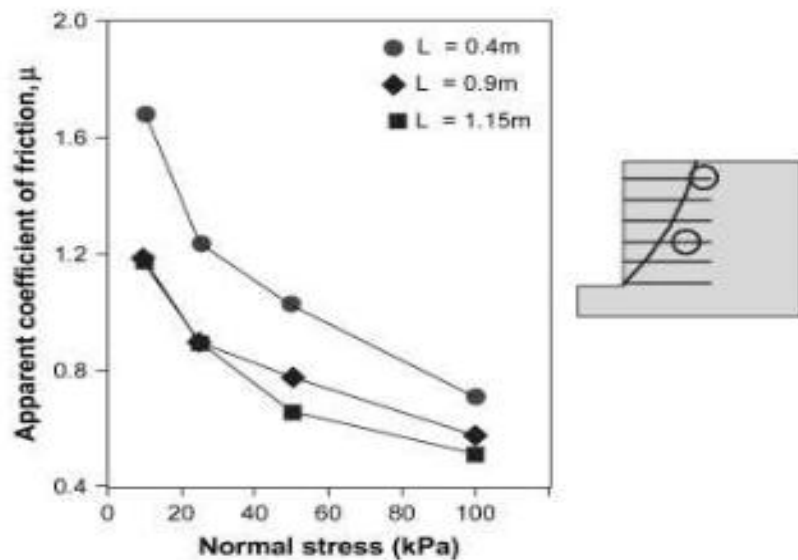
Différents chercheurs (Palmeira, 1987b; Bergado et al, 1993; Moraci et Gioffre, 2006) ont étudié l'influence de la longueur de renforcement sur les résultats d'essai d'extraction. Moraci et Gioffre (2006) ont effectué des essais d'extraction sur trois longueurs différentes pour chaque type de geogridde (0.4m, 0.9m, et 1.15m) avec une largeur constante de 0.58m. Les contraintes de confinement ont été étudiées entre 10 et 100kPa. Ces résultats expérimentaux ont également montré que l'extensibilité du renforcement a une influence sur la résistance d'arrachement maximale (Figure 2.22). En particulier, les effets d'extensibilité sont plus marqués pour les renforcements longs et pour les fortes contraintes de confinement (jusqu'à 50%).

Ces résultats montrent aussi que les valeurs du coefficient de frottement apparent de l'interface entre le sol et la géosynthétique sont influencées par les raideurs et les caractéristiques structurales (géométrie et forme) des géogrilles. D'après ces résultats, l'effet de l'extensibilité est plus évident pour les valeurs élevées des contraintes confinement et pour les échantillons «longs». Dans le cas des couches de renforcement courtes et dus aux effets de la dilatances, les pourcentages maximaux du coefficient apparent de frottement de l'interface peuvent atteindre jusqu'à 150% (Figure 2.23).





**Figure 2.22 :** Evolution du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte de confinement et pour différent type de geogrilles.



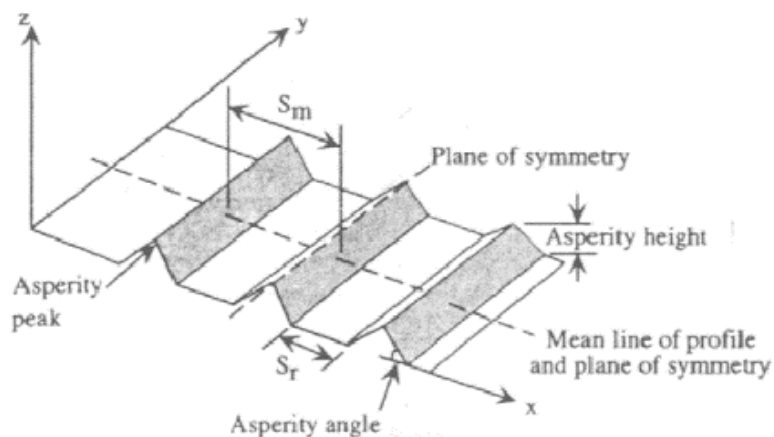
**Figure 2.23 :** Evolution du coefficient de frottement apparent d'une geogrille en fonction de la contrainte de confinement et de la longueur de renforcement

Dans la conception des ouvrages réels, il est suggéré de prendre en compte des valeurs différentes de coefficient de frottement apparent de l'interface pour des longues et courtes armatures (Palmeira, 2009).

### 2.5.2.8 Influence de la géométrie du renforcement

De nombreux chercheurs (Bergado et al, 1987; Palmeira et Milligan, 1989; Nernheim, 2005; Khedkar, 2009) ont précisé que la géométrie du renforcement est l'un des facteurs importants dans l'étude d'arrachement des inclusions. En particulier, Bergado et al (1987) ont trouvé que les grilles de bambou ont généralement une résistance à l'arrachement plus élevée que les géogrilles, à condition que chacune ait la même surface en plan. Cela est dû à une épaisseur plus importante de l'élément transversal du renforcement en bambou par rapport à celui du renforcement de la géogrille.

Dove et Jarrett (2002) ont effectués des essais de cisaillement direct, afin d'étudier l'influence de la géométrie de l'inclusion. Cette étude très poussée considère une géométrie de la surface de l'inclusion caractérisée par la hauteur  $Rt$ , l'angle des nervures  $\Delta a$ , ainsi que l'espace  $S_m$  entre elles (Figure 2.24). Les résultats ont montrés que l'augmentation de l'angle ainsi que la hauteur de la nervure provoque une augmentation de la résistance à l'interface.



**Figure 2.24** : Géométrie des inclusions étudiées par Dove et Jarrett (2002)

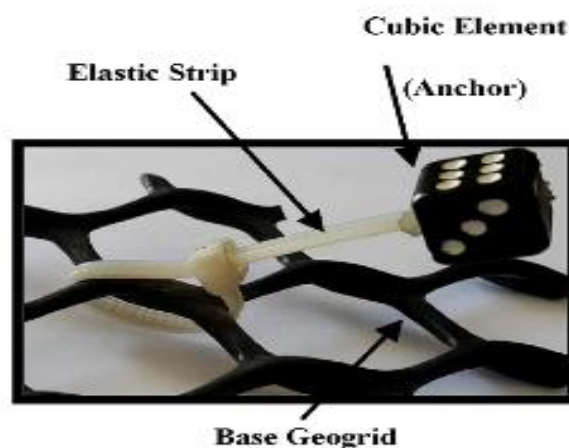
Racana et al. (2003) ont étudié l'arrangement géométrique des renforts, c'est-à-dire des bandes horizontales, verticales et ondulées en géotextile, afin d'obtenir une longueur d'ancrage plus courte. Ils ont trouvé que la géométrie ondulée des geocells est meilleure que les deux autres géométries de renforcement et du point de vue pratique, les bandes ondulées des geocells sont suggères en tant que renforcement, formant un réseau de géocellules remplies de sol compacté.

Zhang et al (2006) ont suggéré des éléments de renforcement tridimensionnels pour des applications de sol renforcé. Ils ont démontré l'acceptabilité et la meilleure performance

du renforcement tridimensionnel par rapport à un renforcement bidimensionnel sur la base des résultats d'essais triaxiaux. Tandis que les procédures d'essai dans des conditions de déformation plane sont préférables, ce qui est l'étude la plus pratique dans le cas des murs en sol renforcé.

Abdelouhab et al. (2012) ont effectué des essais d'arrachement sur des bandes classiques "GeoStrap 37" et un nouveau type de renforcement GeoStrap HA fabriquée à base d'un matériau GeoStrap 37,5 mais se distingue par des côtés dentelés. Ils ont montré que les coefficients de frottement apparent obtenus avec la bande GeoStrap HA sont nettement plus élevés (environ 30%) que ceux obtenus avec la bande GeoStrap 37,5. De plus, ces coefficients sont largement plus élevés (environ 45%) que ceux préconisés par la norme française pour le dimensionnement des structures en Terre Armée.

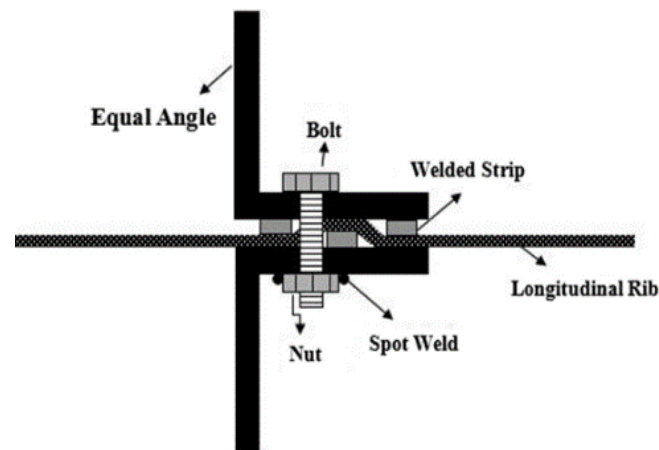
Récemment, des études expérimentales et numériques menées par Mosallanezhad et al (2016) sur des essais d'extraction effectués sur le nouveau système « Grid-Anchor (G-A) ». Ce dernier, qui a été introduit pour la première fois par Mosallanezhad et al, (2008), comprend des éléments cubiques de 10x10x10mm (ancrages) attachés à des géogrilles ordinaires par des bandes élastiques dans le but d'améliorer la résistance à l'arrachement. Les ancres et les géogrilles sont fabriqués à partir de polyéthylène haute densité (HDPE) et les surfaces d'ancrage sont presque lisses (Figure 2.25). Cependant, Ils ont constaté que l'interface entre le système G-A et le sol dans le mécanisme d'extraction augmente de 100% par rapport au système géogrille ordinaire.



**Figure 2.25** : Système Grid-Anchor (G-A) (Mosallanezhad et al, (2016)).

Dans le même contexte, Taghavi et Mosallanezhad (2016) ont effectué des essais d'extraction dans une cuve métallique de grande échelle sur un géogrille ordinaire et un nouveau système de renforcement en polyester. Ce système de renforcement est créé en ajoutant des éléments transversaux rigides (un ensemble d'angles égaux en acier) aux géogrilles ordinaires, ce système appelé géogrille ancrée (A-G). Ces éléments transversaux rigides sont placés symétriquement en haut et en bas de la géogrille au moyen d'écrous et de boulons à haute résistance. Dans le but d'éviter le glissement entre les éléments transversaux rigides et la géogrille, trois bandes métalliques sont soudées aux angles égaux de l'acier (Figure 2.26).

Les Géogrilles testées (Géogrille ordinaire et le système de renforcement (AG)) ont une longueur de 70cm et une largeur de 30,5cm, et leur résistance à la traction est de 110kN/m et 150 kN/m.



**Figure 2.26 :** Caractéristiques du système de renforcement de la géogrille ancrée (AG) (Taghavi et Mosallanezhad, 2016))

Les essais ont été effectués sur quatre hauteurs différentes pour chaque type d'éléments transversaux utilisées ( $h=1, 2, 3$  et  $4\text{cm}$ ) avec une largeur constante de  $0.30\text{cm}$  et une épaisseur de  $5\text{mm}$ . Les contraintes de confinement appliquées dans les différents essais  $10\text{kPa}$  et  $25\text{kPa}$ . Les résultats obtenus dans cette étude montrent que ce système de renforcement avec sa disposition optimale est capable d'améliorer la résistance à l'arrachement et également l'interaction sol-renforcement de  $65\%$  par rapport à ceux d'une géogrille ordinaire.

## 2.6 Conclusion

L'étude bibliographique ainsi que sa structuration, nous a permis principalement d'étudier en détail le comportement des interfaces de géosynthétique au sein d'un massif de sol ainsi de mettre en évidence le rôle primordial de l'interface dans la stabilité générale de l'ouvrage.

Pour connaître l'évolution du frottement le long de la couche d'interface, des appareils de mesures en laboratoire ont été présentés. Nombreuses études ont été effectuées sur les propriétés de l'interface sol-géosynthétique et les mécanismes d'interaction à l'aide d'essais d'arrachement et de cisaillement d'interface. Les résultats expérimentaux et numériques de la littérature relatifs aux méthodes de caractérisation du comportement d'interface sol-géosynthétique ainsi que les paramètres influant sur les résultats d'arrachement des inclusions y ont été présentées et discutées. Ceci a constitué une riche base de connaissance du comportement des interfaces.

La modélisation du comportement des inclusions horizontales a fait l'objet de plusieurs recherches (exemple Chen et al. 2007; Won and Kim 2007; Shekarian et al. 2008; Yoo and Kim 200). Cependant, la plupart des chercheurs, (Mhaikar and Mandal 1996; Racana et al. 2003; Yang et al. 2005; Madhavi et al. 2006; Zhang et al. 2008; Chen and Chiu 2008; Khedkar and Mandal 2009; Alamshahi and Hataf 2009; Abdelhouahab et al. 2010; Kim et al. 2011; Mosallanezhad et al. 2016) ont montré clairement que la configuration et la géométrie de renforcement sont l'un des facteurs importants pour améliorer les propriétés d'interface sol-géosynthétique dans la zone d'ancrage.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude de comportement d'un nouveau produit de renforcement géosynthétique aux caractéristiques géométriques optimisées.

Nous proposons un nouveau type de renforcement tridimensionnel basé sur une bande horizontale ondulée afin d'améliorer les paramètres interfaces entre le sol et le renforcement. Pour simuler le comportement d'arrachement des bandes horizontales ondulées lors de l'essai d'arrachement, une étude numérique est réalisée à l'aide du progiciel FLAC3D (code de calcul basé sur la Méthode des différences finies).

## CHAPITRE III

# *O*UTIL NUMERIQUE ET LOIS DE COMPORTEMENT UTILISE

### 3.1 Introduction

Depuis l'apparition des renforcements extensibles (géosynthétiques), plusieurs recherches théoriques, expérimentales et numériques ont été menées afin d'étudier l'influence de l'extensibilité des renforcements sur le comportement et la stabilité des structures en sol renforcé. L'interaction entre le géosynthétique et le sol joue un rôle très important dans l'analyse et la conception de ces ouvrages.

Afin d'améliorer la compréhension de certains paramètres (cités dans le chapitre précédent) qui affectent le comportement des interfaces du géosynthétique lors d'un essai d'arrachement, la modélisation numérique des géomatériaux est une étape nécessaire de l'élaboration de tout projet de Génie Civil. Il existe différentes approches numériques performantes disponibles pour le calcul de stabilité des ouvrages en sol renforcé et l'interaction entre le sol et renforcement, telles que :

- Approche continue (méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF)), Ces méthodes permettent la résolution de système d'équations différentielles en contrainte-déformation en tous points d'un massif de sol, en imposant des conditions initiales et/ou aux limites.
- Approche discontinue (méthode des éléments discrets (MED)). Cette méthode suppose un ensemble de particules en interaction aux points de contact, ce qui permet de décrire le comportement des sols granulaires sous de grandes déformations (bandes de cisaillement, fracturation ou mouvement d'ensemble).

Ces approches permettent la prise en considération de :

- La non-linéarité du comportement des matériaux utilisés ainsi que leur interaction,
- La compatibilité des déformations des différents composants des ouvrages,
- Le suivi progressif des étapes de construction.

Dans ce chapitre nous allons présenter le principe de la méthode des différences finies en utilisant le code FLAC 3D pour élaborer nos simulations numériques tridimensionnelles. Nous nous étalons aussi sur les principes du code de calcul FLAC 3D et les lois de comportement utilisées dans le cadre de cette thèse.

## 3.2 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites Wilkins (1964). Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation) en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. De plus comme dans la méthode des éléments finis on peut formuler les équations pour des éléments de forme quelconque et on peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à un autre.

Plusieurs études numériques en utilisant la méthode en différences finies à l'aide du logiciel FLAC ont été rapportées dans la littérature. Des auteurs ont porté un intérêt à la modélisation numérique des ouvrages réels ou des modèles réduits, dans le but de vérifier le comportement du géosynthétique (en 2D et en 3D) soit dans un essai d'extraction soit dans un ouvrage en 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).

La plupart des modélisations mettent en œuvre le modèle Mohr-Coulomb pour le comportement de sol. Cependant 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 le Câble ou le Strip en 2D. Avec ces éléments structurels, les éléments d'interface sont déjà incorporés (Tableau 3.1).

Aydogmus et Klapperich (2008) ont effectué une analyse numérique aux différences finies d'un essai d'arrachement afin d'analyser l'influence du module d'élasticité de la géogrille sur le comportement de la nappe dans un essai d'arrachement. Cette étude numérique a été élaborée à l'aide du logiciel de calcul FLAC3D. Le sol a été modélisé comme étant élasto-plastique avec le critère de rupture de type Mohr-Coulomb et le géosynthétique a été simulé par d'élément structurel Geogrid avec une loi de comportement élastique linéaire.



Les résultats numériques ont été comparés aux valeurs mesurées expérimentalement et qui ont montré un bon accord entre eux. Ils ont constaté que la diminution de la rigidité de la géogridde a une influence significative. Dans le cas d'une géogridde rigide et sous l'effort de traction max, la longueur de l'inclusion est totalement mobilisée et la mobilisation de la queue de la nappe est instantanée alors que pour une inclusion 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 géogridde est mobilisée.

Huang et al. (2009) ont utilisé le code de calcul FLAC2D aux différences finies pour étudier l'influence du modèle de comportement de sol sur le comportement de deux types de murs en sol renforcé. Le sable a été modélisé par trois différents modèles de comportement (le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC), le modèle hyperbolique modifié de Duncan-Chang (D&C) et le modèle de Lade).

Les résultats numériques 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. 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 différents niveaux de chargement. Ces auteurs montrent qu'un modèle de type élasto-plastique de MC est suffisamment précis pour simuler le comportement des murs en sol renforcé à condition de modéliser correctement les différents éléments du mur. Les 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 ont réalisé une étude numérique par le code de calcul aux différences finies FLAC2D pour simuler le comportement d'un mur en sol renforcé par des bandes métalliques et synthétiques (en Terre Armée). Les inclusions 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 aussi 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.

Les paramètres étudiés comprenaient la cohésion et l'angle de frottement interne de sol, des modèles de comportement du sol (MC, D&C et CJS2), de compactage du sol, de renforcement (type et module élastique), d'interface sol/renforcement et de la hauteur du mur sur un mur sol renforcé (en Terre Armée).

Ils ont déduit que 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.

**Tableau 3.1** : Comparaison des méthodes explicites et implicites, d'après Billaux et Cundall (1993)

Auteurs	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Modélisation du renforcement/J (en kN/m)	Interface sol/renforcement	But de l'étude
Aydogmus et Klapperich (2008)	FLAC3D	MC	EL-GSY	Geogrid	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction
Bergado et Teerawattanasuk (2008)	FLAC2D	MC	Treillis soudés et treillis métallique hexagonal	Cable	Etude un remblai sol renforcé
	FLAC3D			Shell	
Huang et al. (2009)	FLAC2D	MC Duncan Lade	GR	Cable	Influence des types de modèle de sol
Hatami et Bathurst (2005)	FLAC2D	MC	GR	Cable	Etude un mur sol renforcé
Abdelouhab et al. (2010)	FLAC2D	Duncan et Chang CJS2	Bande métallique et synthétique	Strip	Etude un mur sol renforcé et étude paramétrique
Reiffsteck (1996)	FLAC2D	MC	GSY	Cable	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction

**MC** : Mohr-Coulomb, **EL** : Elastique Linéaire, **GSY** : Géosynthétique, **GR** : Géogrille.

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.

### 3.3 Description du code de calcul FLAC3D

Le code de calcul FLAC3D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*) est un logiciel de modélisation tridimensionnel basé sur la Méthode en Différences Finies explicite, développé par la société américaine «Itasca Consulting Group». Ce code permet de résoudre plusieurs types de problèmes notamment ceux liés à la géotechnique, aux risques naturels du génie minier et au stockage des déchets, etc... Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille c'est-à-dire les équations sont reformulées à chaque pas.

FLAC3D fournit plusieurs éléments structuraux, entre autres l'élément poutre, câble, pieu et coque. La formulation de ces éléments est en éléments finis. En revanche celle des éléments de la grille (les zones) est en différences finis. Il intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à simuler le comportement d'un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chaque modèle constitutif nécessite l'apport des paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage (des éléments polyédriques dans une grille en 3 dimensions) adaptés à la forme des objets modélisés par l'utilisateur. Différents formes d'élément sont disponibles en FLAC3D tel que l'élément brique, brique radial, pyramide,...etc. Chaque élément réagit selon une loi de comportement « contrainte/déformation » linéaire ou non-linéaire répondant aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer en grandes déformations avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de FLAC (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures et sorties graphiques.

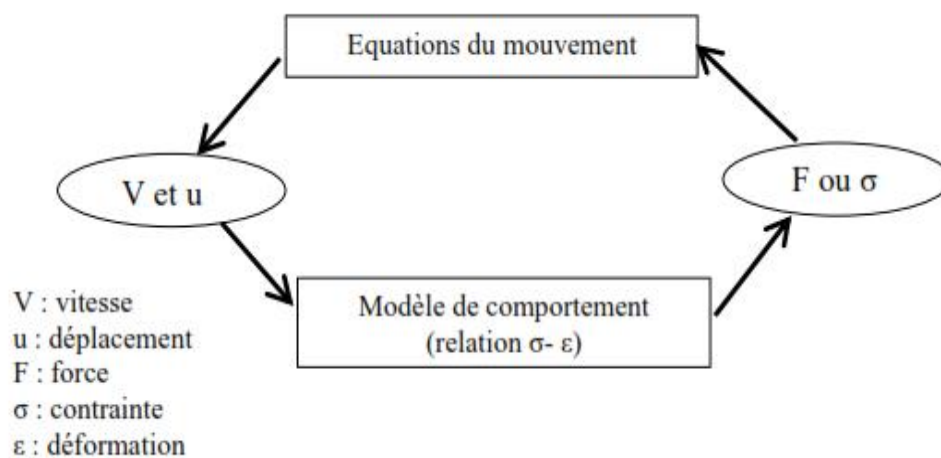
### 3.3.1 Analyse Lagrangienne

Le logiciel FLAC est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billaux et Cundall, 1993). Dans l'analyse Lagrangienne, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps par opposition à la formulation « Eulérienne » où le maillage reste fixe. Le maillage dans la formulation « lagrangienne » se déforme avec le matériau qu'il représente. Ce qui la rend particulièrement efficace pour l'étude des sols fortement non linéaires, avec de grandes déformations et des zones de plastification importantes.

### 3.3.2 Schémas de résolution explicite

L'objectif de la méthode de résolution adoptée par FLAC3D est de trouver la solution d'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. La séquence basique de calcul utilisée pour un pas de temps  $\Delta t$  est présentée sur la Figure 3.1

La procédure commence par un appel à l'équation du mouvement pour dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite, les taux de déformations sont obtenus à partir de ces vitesses et loi de comportement du matériau est utilisée pour calculer de nouvelles forces ou contraintes.



**Figure 3.1** : Séquence de calcul général (d'après Billaux et Cundall 1993)

Chaque cycle de cette boucle représente un cycle du calcul (un pas de temps  $\Delta t$ ). Chacune des boîtes dans cette procédure fait la mise à jour des variables à partir des valeurs connues qui restent fixes durant la période de calcul  $\Delta t$  dans cette boîte.

Ainsi, la méthode de résolution implémentée dans le code de calcul Flac3D présente des avantages et des inconvénients par rapport aux autres méthodes bien connues comme la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 3.2 résume la comparaison entre les méthodes implicites et explicites d'après Billiaux et Cundall (1993).

**Tableau 3.2** : comparaison des méthodes explicites et implicites, d'après Billiaux et Cundall (1993°)

Méthodes explicites	Méthodes implicites
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de la loi de comportements non-linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure 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 nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

### 3.4 Modèle de comportement et éléments de structure

Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le

nombre de paramètres à identifier est important et les données expérimentales se révèlent vite insuffisantes (Brinkgreve, 2005) ;

FLAC3D, intègre de nombreux modèles de comportement mécanique (élastique, élastique-plastique, fluage et thermique), des modèles d'écoulement couplés ou non et des éléments d'interface et de structures (câble, poutre géogrid, pieu,...). Ainsi, dans le logiciel FLAC3D l'option de modèle de comportement permet à l'utilisateur d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques par l'intermédiaire du langage C++.

Dans le cadre de cette thèse, nous mettrons en œuvre dans nos simulations deux modèles :

- Modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb.
- Modèle élastique linéaire isotrope

### 3.4.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Un matériau est dit isotrope si son comportement est identique dans toutes les directions, chaque plan matériel est un plan de symétrie et chaque axe est un axe de symétrie. Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur de contraintes au cours du chargement. L'élasticité linéaire est présentée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^0 = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^0) - \frac{\nu}{E} \text{tr}((\sigma_{kl} - \sigma_{kl}^0) \delta_{ij}) \quad (3.1)$$

Où les paramètres :

- $E$  est le module de Young
- $\nu$  est le coefficient de poisson.
- $\sigma_{ij}^0$  sont les contraintes
- $\varepsilon_{ij}^0$  sont les déformations qui représentent l'état initial du matériau.

Dans le code FLAC3D L'application de la loi de comportement élastique linéaire utilise le module de compressibilité  $K$  et le module de cisaillement  $G$ , plutôt que le module de Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Par ailleurs, les relations entre les paramètres de comportement  $K$ ,  $G$ ,  $E$  et  $\nu$  sont les suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.2)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.3)$$

### 3.4.2 Comportement élastoplastique parfait

En ingénierie géotechnique, un des modèles de comportement le plus couramment utilisé est le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Ce critère permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à long terme (argile et limon) Mestat (2002). Ce modèle permet de simuler la rupture du sol par cisaillement.

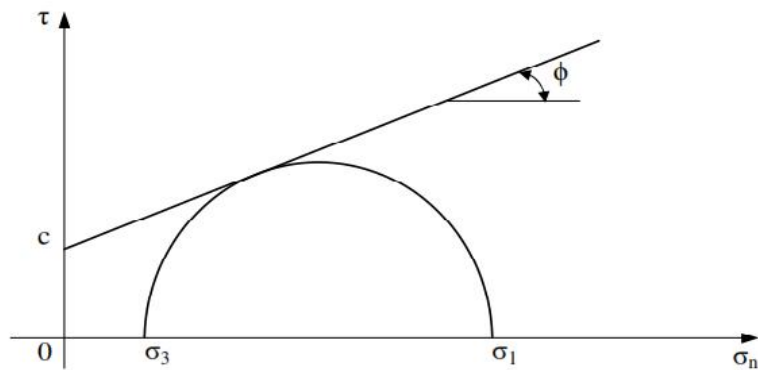
Les paramètres nécessaires pour simuler le comportement des sols dans ce modèle sont : le module de Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi$ ), la cohésion ( $c$ ) et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) ( $\psi = \phi$  si la règle d'écoulement est associée).

Lorsque  $\phi = 0$  (sols cohérents à court terme), le critère est appelé critère de Tresca, qui est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb, auxquels on peut ajouter le poids volumique  $\gamma$  des matériaux. Ces paramètres mécaniques sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (essai œdométrique et appareil triaxial) (Mestat, 2002).

Dans le plan de Mohr ( $\sigma, \tau$ ), la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb est représenté sur la Figure 3.2 et décrit par l'équation 3.4.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.4)$$

Où  $\tau$ ,  $c$ ,  $\sigma_n$  et  $\phi$  correspondent respectivement à la contrainte de cisaillement, la cohésion effective, la contrainte normale et l'angle de frottement interne.



**Figure 3.2 :** Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.

Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), on peut également exprimer ce critère en fonction de ces contraintes. La surface définie par la fonction de charge  $F$  est une pyramide de section hexagonale irrégulière à sa base ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (Figure 3.3). L'équation de la surface de charge est donnée par l'équation (3.5) (Mestat, 1993) :

$$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1(1 - \sin\phi) - \sigma_3(1 + \sin\phi) - 2C \cdot \cos\phi = 0 \quad (3.5)$$

Avec :

$\sigma_1, \sigma_3$  : Contraintes principales dans le plan de Coulomb ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ )

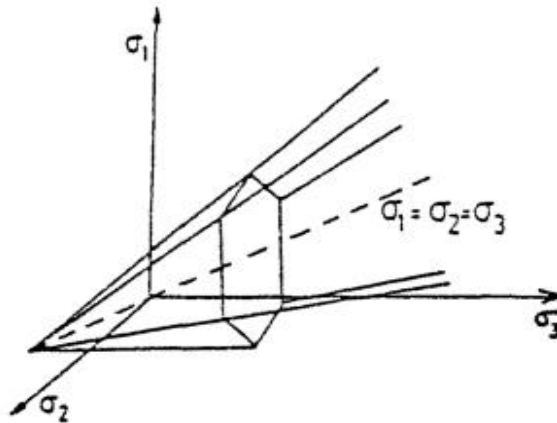
Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1(1 - \sin\psi) - \sigma_3(1 + \sin\psi) \quad (3.6)$$

### 3.4.3 Élément de structure et élément de d'interface

Afin de modéliser le comportement des nappes de renforcement (géosynthétiques), des éléments structuraux (Géogrille, poutre, bande, coque,...) sont incorporés dans le code de calcul FLAC3D (2006).





**Figure 3.3 :** Critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.

Dans notre étude, nous avons choisi pour caractériser le comportement de la géosynthétique l'élément structurel Géogrille (Geogrid SELs). C'est un élément fini plats, d'une épaisseur uniforme à trois nœuds, qui résiste aux chargements membranaires et non flexionnels, avec un comportement isotrope ou orthotrope, élastique linéaire sans limite de rupture, ou la rupture peut se produire uniquement au niveau de l'interface. Ces éléments sont utilisés aussi pour modéliser des membranes flexibles dont l'interaction de cisaillement avec le sol est importante, comme les géotextiles et les géogrilles.

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

L'interface sol-géosynthétique, peut être modélisée dans le code de calcul FLAC3D par l'interface associée à l'élément géogrille (Figure 3.4). On choisit en général pour caractériser cette interface un modèle élasto-plastique parfait (Racana, 2002).

Pour chaque nœud de l'élément structurel géogrille, l'interface sol/géogrille est présentée numériquement par une liaison rigide dans la direction normale et par un système ressort-patin dans le plan tangentielle de la surface du Géogrille. Le comportement de cisaillement qui peut être développé à l'interface sol/géogrille par longueur d'élément, est régi par la cohésion et le frottement. Ce comportement de l'interface géogrille-sol est contrôlé par la rigidité tangentielle ( $k$ ), la cohésion ( $C$ ), l'angle de frottement ( $\phi$ ) et par la contrainte de confinement effective ( $\sigma_m$ ) (Figure 3.5).

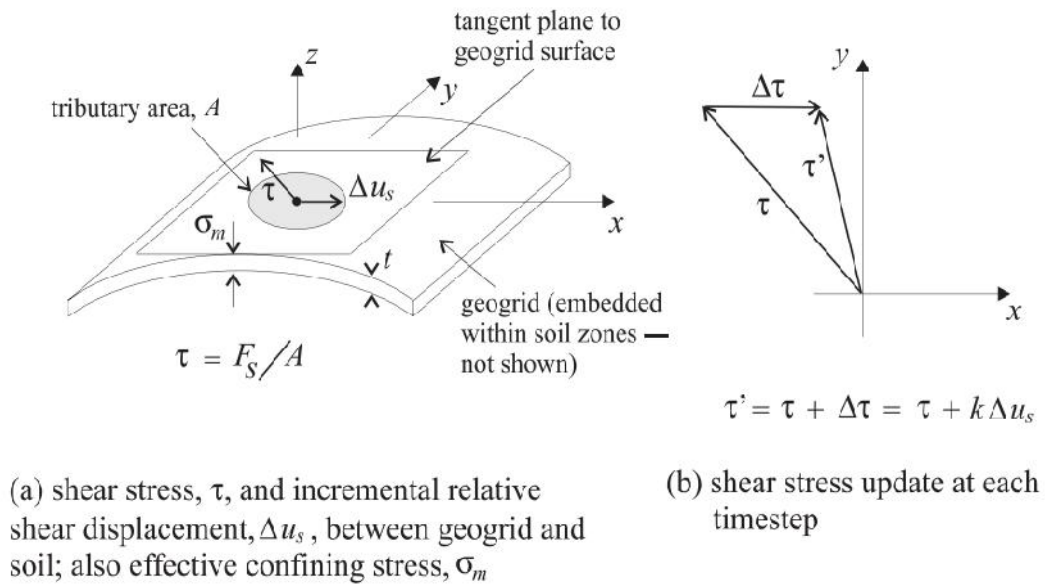


Figure 3.4 : Idéalisation du comportement d'interface à un nœud de Géogridde (FLAC3D, 2006)

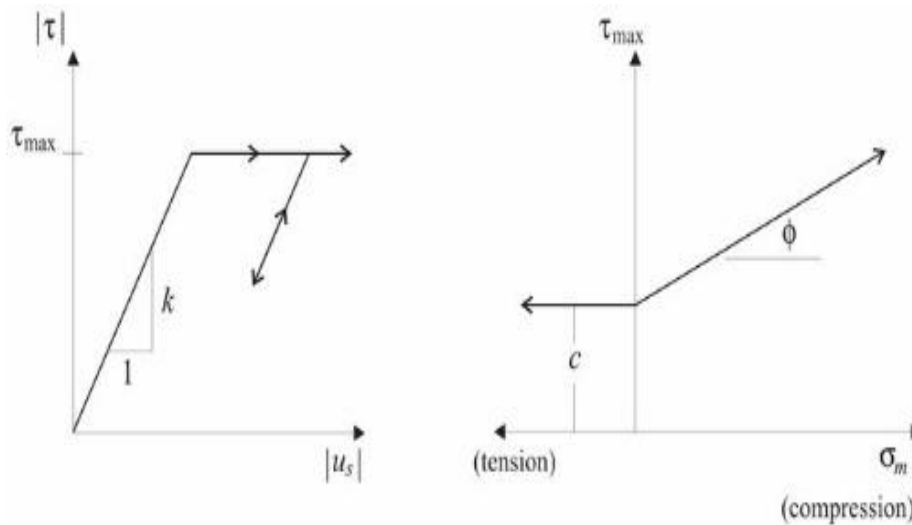


Figure 3.5 : Comportement au cisaillement à l'interface de l'élément Géogridde (FLAC, 2006)

### 3.5 Conclusion

Ce chapitre a pour but de présenter la méthode numérique aux différences finies FLAC 3D qui est une approche continue tridimensionnelle. Elle permet de simuler le comportement mécanique de l'interface entre le sol et le renforcement. L'outil de simulation utilisé FLAC3D (Itasca, 2006) est un code de calcul basé sur une application non traditionnelle de la méthode

aux différences finies explicite. Sa formulation numérique est articulée autour d'une description lagrangienne du mouvement.

La modélisation du comportement des divers matériaux du système de renforcement (sol, renforcement et interface) envisagé est un élément essentiel à la bonne représentation des phénomènes.

Le sol est caractérisé par la loi élasto-plastique avec le critère de rupture de Mohr Coulomb. Ainsi, pour décrire l'interaction sol-renforcement au niveau du renforcement, nous l'avons modélisé individuellement par un élément structurel (Géogrille) avec une interface associée à l'élément géogrille dont le comportement est caractérisé par une loi de frottement du type Mohr-Coulomb.

Les lois développées ci-dessus, seront utilisées dans la modélisation numérique du comportement d'une bande horizontale ondulée lors d'un essai d'arrachement.

## CHAPITRE IV

# ***M*ODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT EN EXTRACTION D'UNE BANDE HORIZONTALE ONDULEE**

## 4.1 Introduction

L'étude de comportement d'interaction sol-géosynthétique a été largement abordée par de nombreux chercheurs en utilisant des méthodes expérimentales, analytiques ou numériques. Ceci a été détaillé dans le deuxième chapitre.

La modélisation numérique est utilisée de plus en plus comme un outil performant pour investiguer les résultats d'essais d'arrachement car elle permet de reproduire plus au moins les résultats expérimentaux.

Dans ce chapitre nous allons présenter une étude numérique détaillée de l'essai d'extraction d'un renforcement ancré dans un sol. Cette étude représente un nouveau type de renforcement tridimensionnel (3D) basé sur une bande horizontale ondulée pour améliorer considérablement les paramètres d'interaction sol-renforcement nécessaire à la conception et la stabilité interne des murs de soutènement. La complexité des phénomènes nécessite des moyens de modélisation numérique adaptés pour améliorer les paramètres d'interfaces entre le sol et le renforcement.

Afin de modéliser et simuler le comportement de la bande horizontale ondulée ancrée dans le sol, lors d'un essai d'arrachement le code de calcul FLAC 3D aux différences finis a été utilisé. Cette étude numérique a pour but, de déterminer la relation entre la force d'arrachement et les déplacements à l'interface sol-bande horizontale ondulée ainsi que les coefficients de frottement apparents lors d'un essai d'arrachement. Aussi, le rapport du coefficient d'interaction lors d'un essai d'arrachement ont été calculés pour différentes configurations.

## 4.2 Cas d'étude

Le renforcement utilisé dans cette étude possède une rugosité géométrique induite par la présence de la forme géométrique ondulée (Figure 4.1). Cette géométrie est caractérisée par quatre paramètres :

- Amplitude de l'onde de la bande ondulée « A »,
- Longueur d'onde « l »,
- Largeur de la bande « W »,
- Longueur de la bande « L »,
- Epaisseur de la bande « e ».

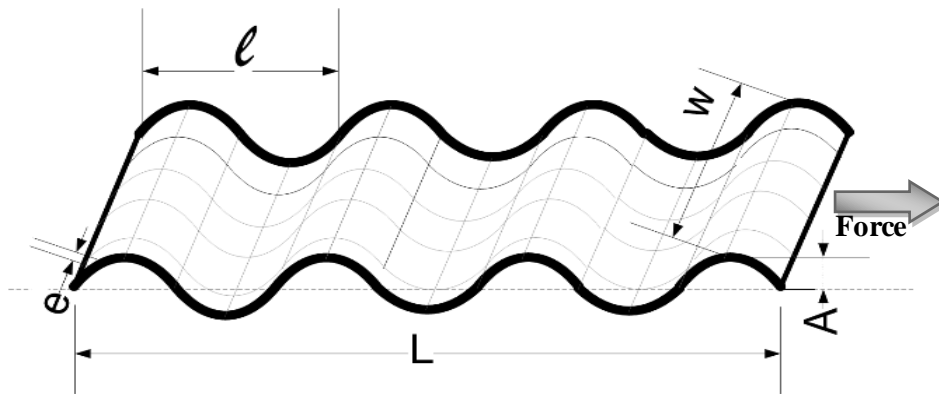


Figure 4.1 : Bande horizontale ondulée.

Afin d'étudier le processus d'interaction sol-bande horizontale ondulée, des essais d'arrachement ont été simulés en utilisant la méthode des différences finis à l'aide du logiciel FLAC3D. L'objectif de cette simulation est d'expliquer le comportement de la bande horizontale ondulée lors d'un essai d'arrachement et de déterminer les paramètres d'interface (cohésion apparente, angle de frottement apparent). Cette modélisation va nous permettre d'étudier et de mettre en évidence l'influence de plusieurs facteurs qui affectent la réponse mécanique de la bande. Ces résultats seront comparés à ceux obtenus avec une bande horizontale. Dans cette étude nous allons investiguer ce qui suit :

- Influence de la contrainte de confinement,
- Influence de la variation de l'angle de frottement interne du sol sur la force d'arrachement. Cet angle prend les valeurs  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  et  $40^\circ$ . Pour chaque valeur de l'angle de frottement  $\phi$ , on applique la règle d'écoulement associée ( $\psi = \phi$ ) ainsi que la règle d'écoulement non associée ( $\psi = 0, 2/3\phi$  et  $\phi - 30^\circ$ ),
- Influence de l'amplitude et la longueur d'onde de la bande.

### 4.3 Présentation du modèle numérique d'essai d'arrachement

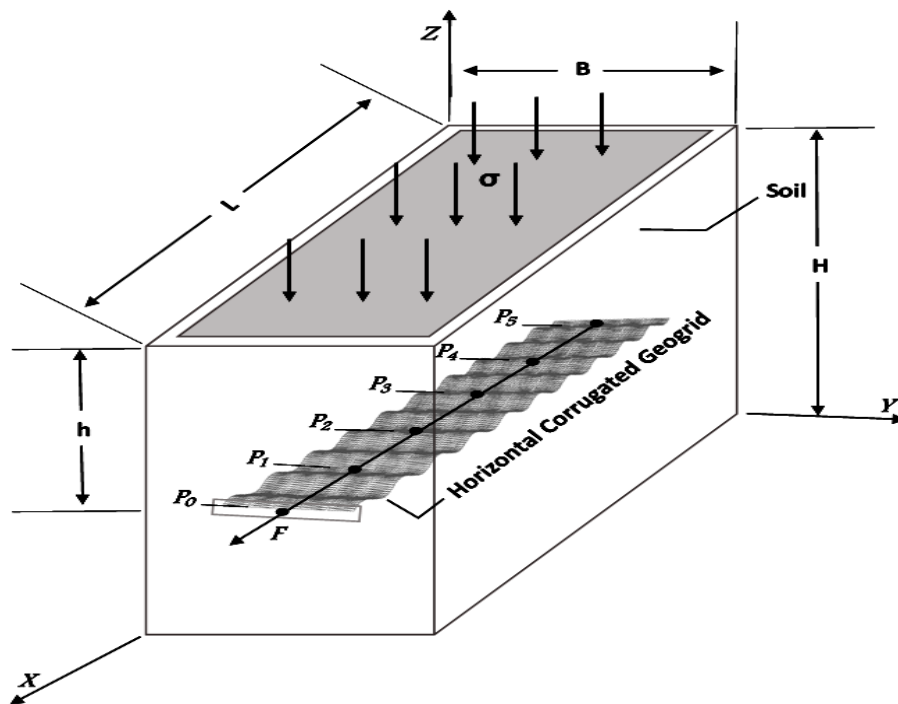
L'étude bibliographique a montré que de nombreuses configurations d'essais d'extraction sont proposées dans la littérature pour caractériser le comportement d'interface sol-géosynthétique (voir Chapitre 3). Ces nombreuses configurations résultent de la recherche

d'un compromis, qui est difficile à trouver, entre une simplicité de réalisation des essais et la volonté d'assurer des distributions uniformes des contraintes normales et de cisaillement dans les assemblages.

Parmi toutes les configurations proposées, nous avons choisi de réaliser une étude d'arrachement en utilisant une large cuve d'extraction.

Dans notre étude, les dimensions du modèle de la boîte d'extraction sont de 2.5m de longueur, de 2.5m de largeur et de 1.5m de hauteur. La Figure 4.2.a illustre la boîte d'extraction utilisée. Ces dimensions dépassant celles prescrites par la norme ASTM D6706 (ASTM2001a).

En ce qui concerne la bande horizontale ondulée (géogrid), les dimensions du matériau sont de 2,5m de longueur ( $L$ ) et de 0,6m de largeur ( $W$ ). Ces dimensions sont similaires à celles rapportées par Beneito et Gotteland (2001). De plus, nous avons défini respectivement l'épaisseur de la bande ( $e$ ) ainsi que la longueur ( $l$ ) et l'amplitude ( $A$ ) de l'onde de la bande horizontale ondulée Figure 4.1.



**Figure 4.2.a :** Essai d'arrachement d'une bande horizontale ondulée.

L'essai d'arrachement est modélisé en prenant en compte les paramètres suivants :

- **Sol**

Pour modéliser le sol renforcé, un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique, avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb est adopté. Afin de prendre en compte le caractère dilatant de sol, un angle de dilatance ( $\psi = \phi - 30^\circ$ ), est retenu (Bolton, 1986). Le tableau 4.1 présente les propriétés du sol utilisées dans notre simulation.

- **Renforcement et interface sol-renforcement**

L'armature extensible (géogrid) utilisée pour le renforcement est modélisée sous FLAC3D par élément structurel Géogrid appelé « geogridSELS » avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Cet élément est spécialement conçu pour simuler le comportement des renforcements utilisés en sol renforcé. Aussi, les interfaces sol-géogrids sont modélisées par des interfaces incorporées dans le code FLAC3D.

Les propriétés des géogrids ainsi que les interfaces prises en compte dans la modélisation sont regroupées dans le Tableau 4.1.

**Tableau 4.1** : Propriétés de la géogrid et de l'interface utilisées (Sitharam et al. 2006).

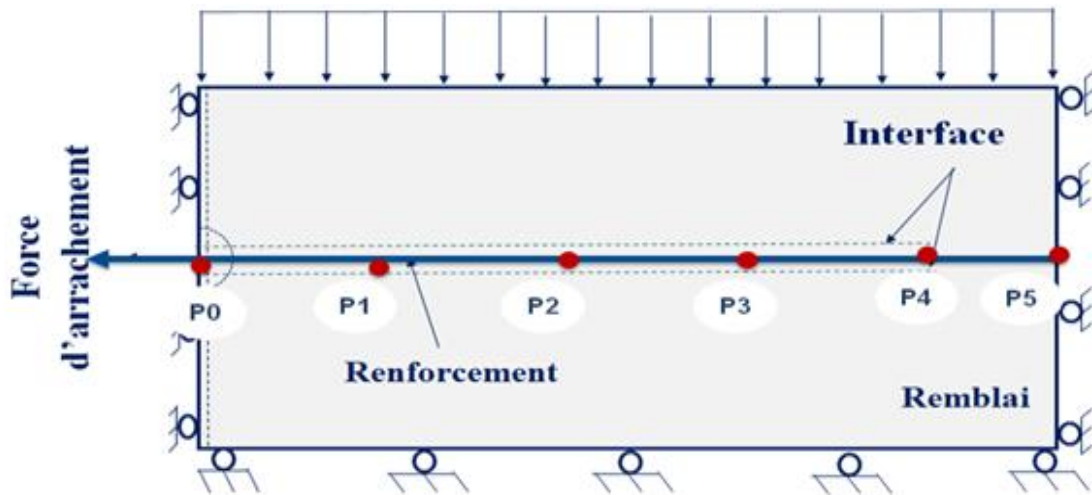
Matériau	Propriétés	Valeurs
<b>Sable</b>	$E$ (module de Young) (MPa)	3MPa
	$\nu$ (coefficient de Poisson)	0.3
	$\gamma$ (poids volumique du sol) ( $\text{kN/m}^3$ )	16,8
	$\phi$ (angle de frottement interne du sol)	41
	$c$ (cohésion) (degré)	0
	$\Psi$ (angle de dilatance) (degré)	11
<b>Géogrid</b>	$E$ (module de Young) (MPa)	183
	$\nu$ (coefficient de Poisson)	0.33
	$e$ (épaisseur) (m)	0.001
<b>Interface sol-géogrid</b>	$cs\_sk$ (kPa)	$4.93 \times 10^4$
	$cs\_scoh$ (kPa)	0
	$cs\_sfric$ (degré)	26.7

Dans l'essai d'arrachement, le renforcement est placé à une profondeur de  $h=125\text{mm}$  du sommet de l'élément de sol (Figure 4.2). Le modèle est amené à l'équilibre après la mise en place du renforcement.



Les conditions aux limites appliquées au modèle proposé représentent la limite réelle des tests du modèle physique. D'où les limites inférieures sont complètement fixées dans la direction verticale. Par contre, les limites latérales sont fixées dans leurs directions respectives (Figure 4.2.b). Quant aux conditions aux limites, elles sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux à la limite inférieure, et en bloquant les déplacements horizontaux pour les deux frontières latérales.

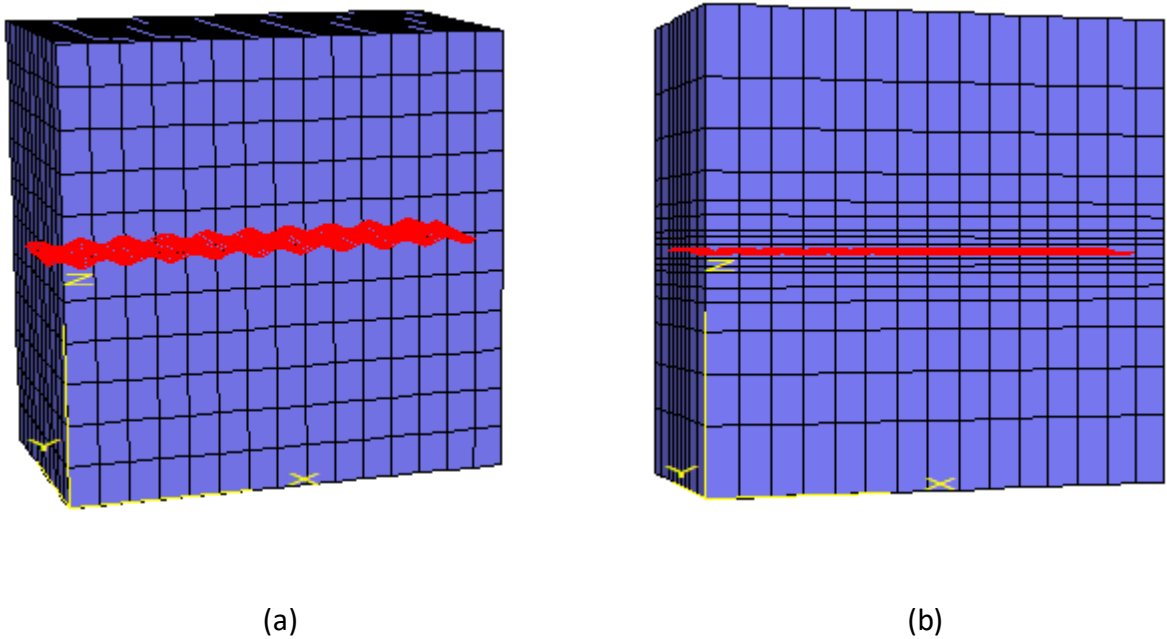
Dans ce modèle numérique, l'arrachement de l'armature est effectué en appliquant une vitesse horizontale constante aux nœuds de la géogrille le long du front de la boîte. Nous avons fixé ces vitesses nodales dans la géogrille, ensuite nous avons spécifié une vitesse constante  $1 \times 10^{-6}$  m/step dans la direction  $x$  globale.



**Figure 4.2.b :** Conditions aux limites pour une bande ancrée dans une boîte d'arrachement.

Durant le test, nous avons mesuré la force d'arrachement ( $F$ ) appliquée en tête de la bande et les déplacements ( $u_i$ ) en différents points le long de la ligne centrale de l'échantillon ( $P_i$ ). Le test est effectué pour différentes valeurs de la contrainte normale ( $\sigma$ ). La force d'arrachement appliquée en tête est égale à la force de déséquilibre totale agissant sur les nœuds géogrille le long du front de la boîte (Figure 4.2-a).

Dans un premier stage de cette étude, une série d'analyse a été exécutée en utilisant le logiciel FLAC3D. Dans cette série de calcul, une étude de sensibilité du maillage est réalisée pour s'assurer que le nombre d'éléments finis est suffisant pour fournir des résultats précis. Les deux types de maillage testés dans cette analyse sont présentés dans la Figure 4.



**Figure 4.3 :** Modèle numérique de l'essai d'arrachement :  
 (a) Maillage non raffiné à l'interface, (b) maillage raffiné autour de la géogrille.

Le premier maillage (M1) est un maillage non raffiné autour de la géogrille. Il est constitué de 1815 éléments briques et de 2304 nœuds. (Figure 4.3a).

En revanche le second maillage (M2) est constitué de 2295 éléments briques et de 2880 nœuds avec un maillage raffiné seulement dans le zone d'interfaces de la géogrille. En outre, le maillage devient ensuite plus grossier en s'éloignant du voisinage de la géogrille afin de limiter les temps de calcul (Figure 4.3b).

La Figure 4.4 représente la comparaison entre les résultats de la simulation numérique de l'essai d'arrachement pour les deux types de maillages. D'après les résultats obtenus, en comparant les deux types de maillage M1 et M2, on observe que la valeur de la contrainte de cisaillement maximale représente une augmentation d'environ de 65.76% dans le maillage M2 par rapport au maillage M1. Les résultats numériques montrent l'importance du choix de maillage qui a une grande influence sur les résultats de calcul. Cependant, le raffinement autour du renforcement assure une meilleure précision mais nécessite toutefois un temps de calcul très important (Figure 4.4).

Pour la suite de notre travail, le maillage M2 est adopté avec un maillage raffiné à l'interface de la bande horizontale ondulée.

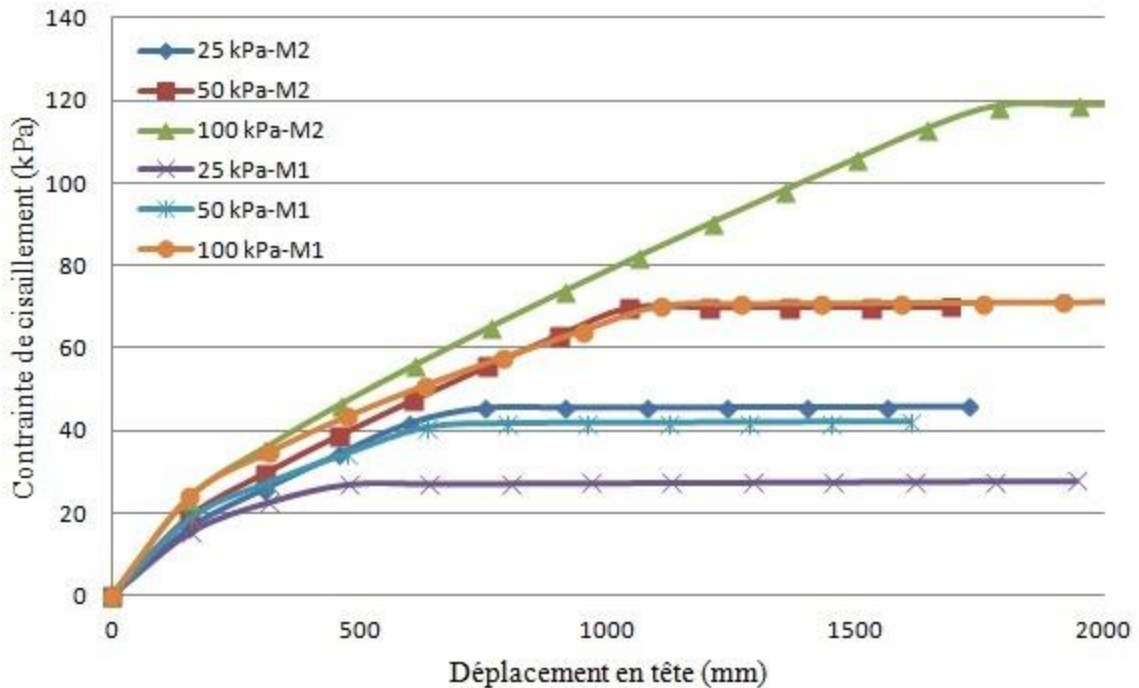


Figure 4.4 : Influence du maillage sur les résultats d'essai d'arrachement

## 4.4 Discussion des résultats obtenus

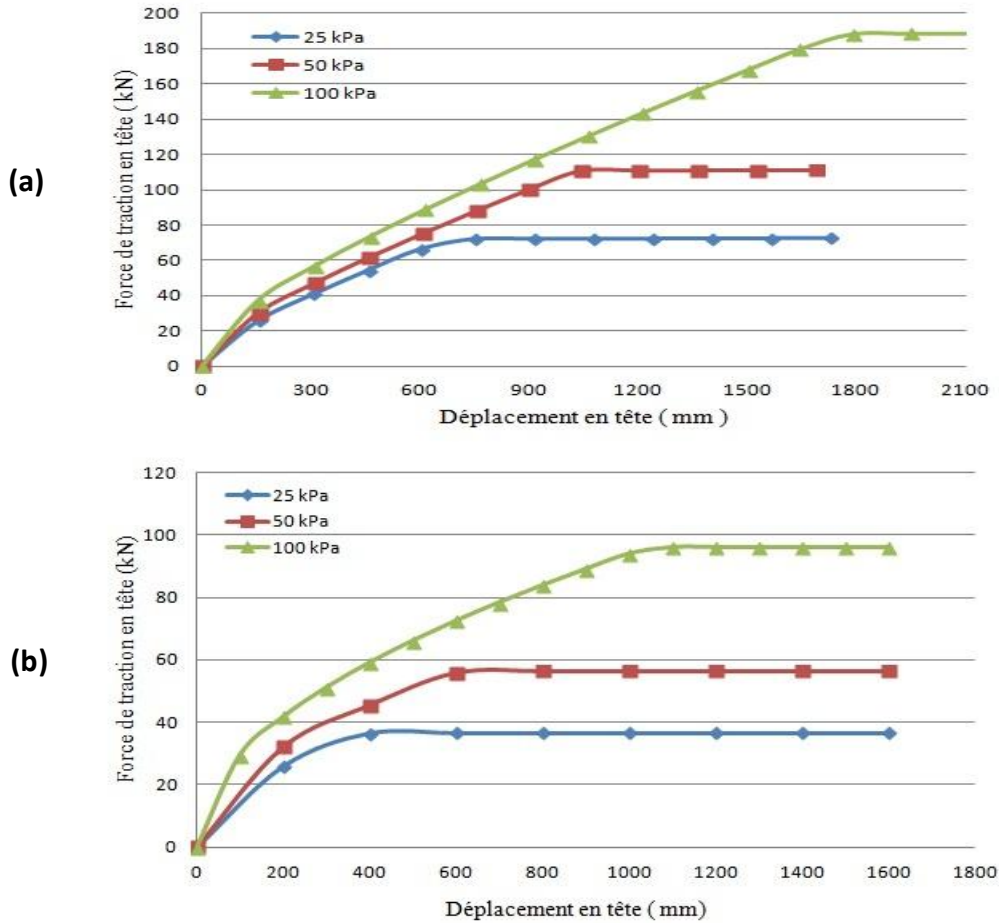
### 4.4.1 Influence de la contrainte de confinement

#### 4.4.1.1 Mobilisation de l'armature

Les Figures 4.5 (a et b) montrent les variations de la force de traction par rapport aux déplacements pour les deux types de bandes (ondulées et horizontales) sous trois contraintes de confinement différentes (25, 50 et 100 kPa).

Un comportement similaire est observé pour deux types de bandes. On voit clairement que la force de traction dans la bande horizontale ondulée augmente de manière significative avec l'augmentation du déplacement en tête jusqu'à un seuil au-delà duquel elle converge régulièrement vers une certaine valeur qui correspond à la saturation totale en frottement le long de la bande.

Le comportement de ces bandes synthétiques est le même quelle que soit la contrainte de confinement. D'autre part, la force de traction maximale dans la bande horizontale ondulée augmente avec l'augmentation des contraintes de confinement.



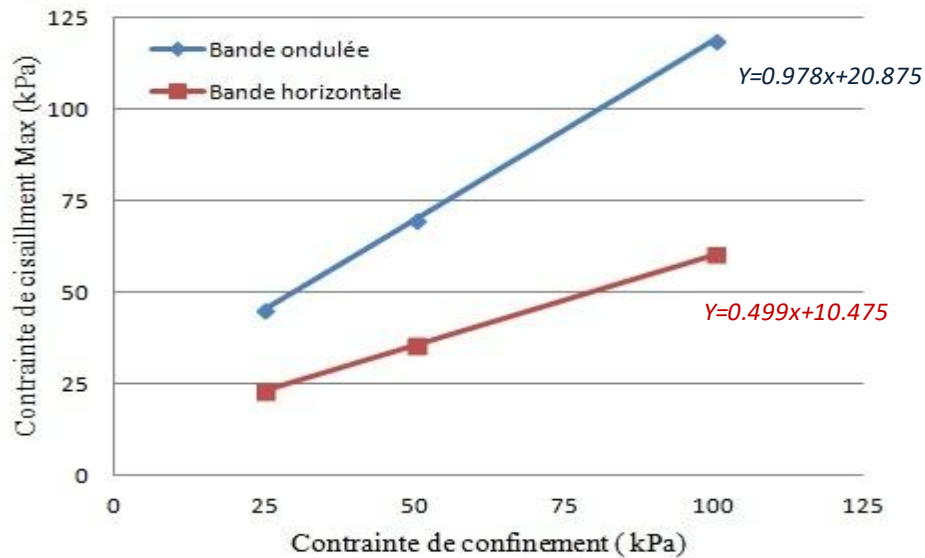
**Figure 4.5 :** Variations de la contrainte de cisaillement vs. déplacement sous différents contraintes de confinement.

Dans la Figure 4.6, nous avons comparé les résultats obtenus de la contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$  exercée le long du renforcement entre les essais d'arrachement effectués sur une bande ondulée et une bande horizontale. L'arrachement des bandes s'accompagne d'une augmentation des contraintes de cisaillement proportionnelles à la contrainte de confinement.

Comme le montre cette figure, Les contraintes de cisaillement maximales obtenues pour les bandes ondulées étaient d'environ 45.37, 69.71 et 118.7kPa sous des contraintes de confinement respectives de 25, 50 et 100kPa. Tandis que pour les bandes horizontales soumises aux mêmes contraintes de confinement 22.97, 35.47 et 60.46kPa, on peut voir que, la

contrainte de cisaillement maximale le long de la bande horizontale ondulée est plus élevée que celle de la bande horizontale. Cependant, ces différences deviennent plus grandes en augmentant la contrainte de confinement.

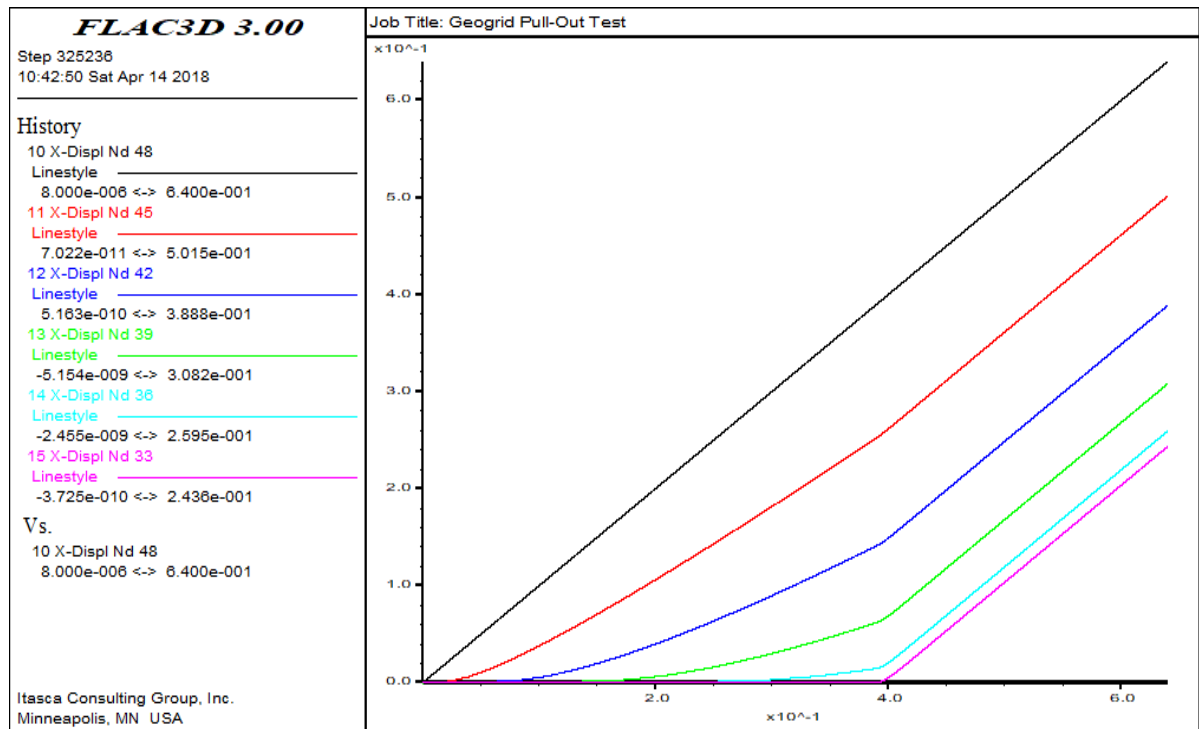
Les résultats numériques montrent également que les paramètres d'interface ( $C_{g/s}, \varphi_{g/s}$ ) pour les bandes horizontales ondulées sont plus élevés que ceux des bandes horizontales (voir les équations de la Figure 4.6).



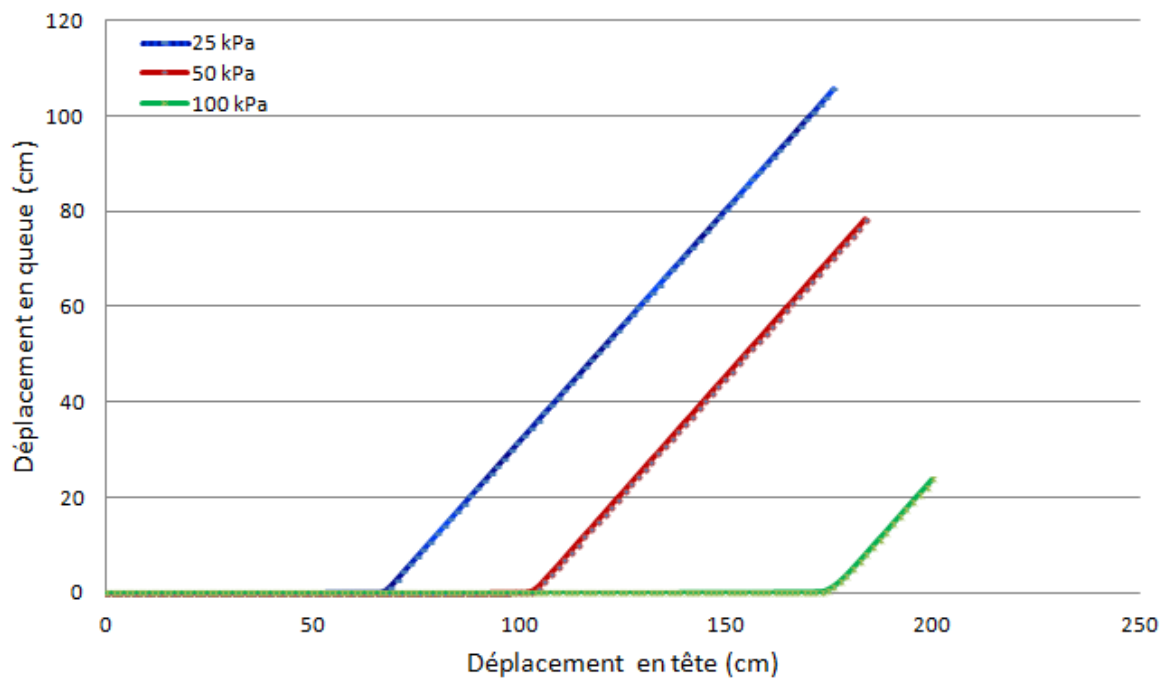
**Figure 4.6 :** Comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement.

Dans la Figure 4.7, les résultats numériques représentent les déplacements calculés ( $u_i$ ) le long des différents niveaux des points (emplacements)  $P_i$  de l'armature par rapport au déplacement en tête. Pour les deux types d'armatures la mise de tension ainsi que les déplacements se mobilisent progressivement de l'avant vers l'arrière de l'armature. Ceci étant en parfaite adéquation avec les résultats obtenus par (Abdelouhab 2010).

Les pentes égales signifient que tous les points  $P_i$  se déplacent à la même vitesse que l'avant de l'armature. De surplus, les décalages montrent que tous les points avant de l'armature se sont déplacés plus loin que ceux de l'arrière de l'armature (Figure 4.7). Le très petit décalage se produit parce que la géogrille est beaucoup plus rigide que le sol environnant de telle sorte que des petites déformations se développent dans la géogrille elle-même avant la rupture.

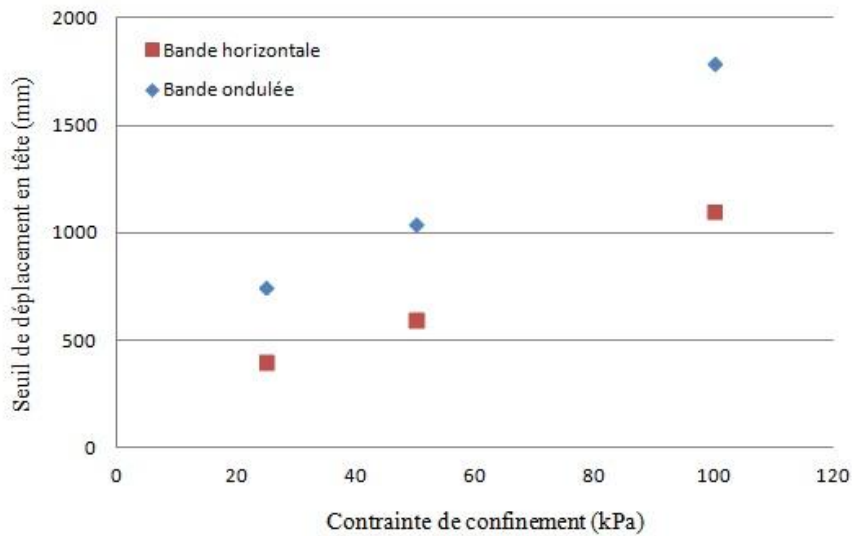


**Figure 4.7.a :** Déplacement le long des différents points de l'armature en fonction du déplacement en tête d'une bande et horizontale



**Figure 4.7.b :** Déplacement en queue de l'armature en fonction du déplacement en tête d'une bande horizontale ondulée et sous différentes contraintes de confinement.

La queue de la bande ne se mobilise qu'à partir d'un certain seuil de déplacement en tête de l'armature. Par conséquent, dans le cas d'une bande horizontale ondulée, le seuil de déplacement en tête nécessaire pour mobiliser la queue de l'armature est deux fois plus important que celui d'une bande horizontale (Figure 4.8). Cela montre que l'adhérence de la bande ondulée dans le sol est deux fois plus importante que celle de la bande horizontale.



**Figure 4.8 :** Seuil de déplacement en tête nécessaire au déplacement de la queue d'une bande.

#### 4.4.1.2 Frottement à l'interface sol-renforcement

Le coefficient de frottement apparent à l'interface sol-renforcement caractérise la résistance en frottement le long des armatures en prenant en compte le phénomène de la dilatance du sol. Ce coefficient est exprimé par la formule suivante (Alimi et al. 1977) :

$$\mu_{S/GYS} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \quad (4.1)$$

Où :

- $\sigma_v$  est la contrainte verticale appliquée sur l'armature.
- $\tau_{max}$  est la contrainte de cisaillement maximale exercée sur les faces de l'armature au moment d'arrachement. Il correspond au rapport de l'effort de traction maximum à la surface de contact sol-renforcement.

L'équation des coefficients standards selon la norme NF P 94 270 pour les armatures géosynthétiques est donnée par l'équation 4.2 :

$$f^* = f_0^* \frac{(120 - \sigma_v)}{120} + f_1^* \frac{\sigma_v}{120} \quad (4.2)$$

Où :

- $f_0^*$  : le coefficient de frottement maximum en haut du mur, où  $\sigma_v = 0 \text{ kPa}$ ,
- $f_1^*$  : le coefficient de frottement maximum à une profondeur de 6m où  $\sigma_v = 120 \text{ kPa}$ .

Ces coefficients varient en fonction des caractéristiques géotechniques du sol ainsi que du type des armatures utilisées (Annexe 1).

La variation du coefficient de frottement apparent à l'interface sol/renforcement par rapport aux contraintes de confinement lors d'essais d'extraction des bandes horizontales ondulées ainsi que les bandes horizontales est illustrée dans la Figure 4.9.

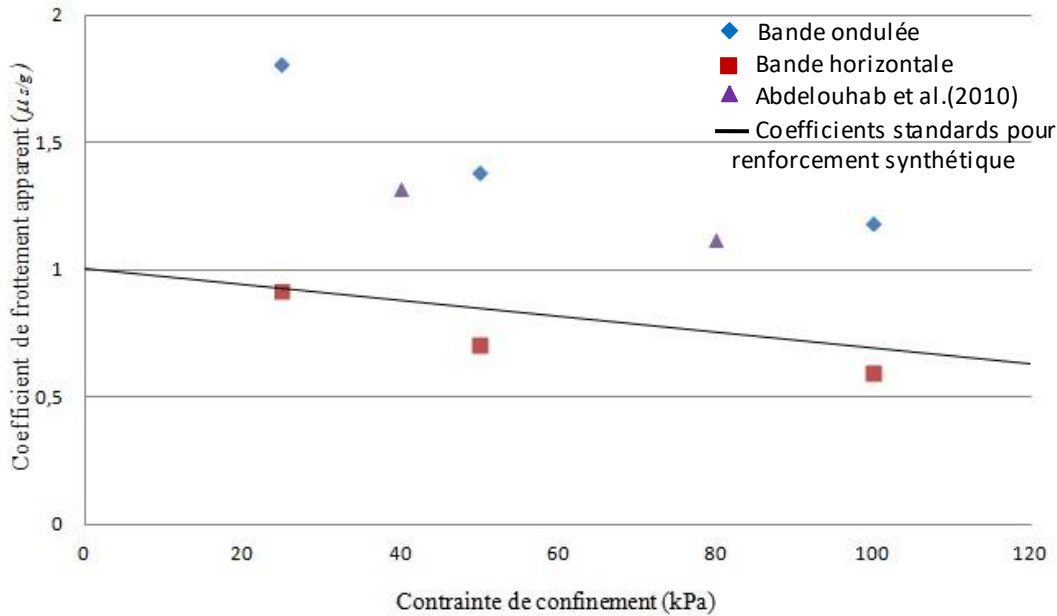
Le coefficient de frottement apparent  $\mu_{S/GYS}$  augmente avec la diminution de la contrainte de confinement pour les deux types de renforcements. Ce phénomène est dû à la dilatance du sol lors de la mobilisation du renforcement sous faible confinement. Cette dilatance empêchée par le poids du sol adjacent conduit à l'augmentation de la contrainte verticale sur le renforcement. Ces comportements sont tout à fait analogues à ceux décrits dans la littérature sur l'influence de l'état de surface et de la contrainte normale initiale sur les coefficients de frottement apparent  $\mu_{S/GYS}$  déterminés dans des essais d'extraction d'armatures de terre armée.

Les résultats numériques montrent qu'avec une contrainte de confinement de 25 kPa à 100 kPa, le coefficient de frottement apparent diminue de 1.81 à 1.19 dans la bande horizontale ondulée et de 0.92 à 0.6 dans la bande horizontale. Ces coefficients sont largement supérieurs à  $\tan\phi$ , où  $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol.

En effet, l'analyse des résultats numériques d'essai d'arrachement permet d'observer que les coefficients de frottement apparent obtenus dans le cas de la bande horizontale ondulée sont plus élevés d'environ 97 % que ceux obtenus dans le cas de la bande horizontale et de 90% que ceux préconisés par la norme française (NF P 94 270).



Ces résultats montrent également que l'utilisation d'une bande horizontale ondulée améliore l'adhérence entre le sol et le renforcement. Cette amélioration du coefficient de frottement est liée au réarrangement des particules de sol au voisinage de l'interface sol-bande ondulée qui conduit à une concentration des contraintes autour des zones ondulées de la bande (une zone de pression passive supplémentaire) lors d'un essai d'arrachement.



**Figure 4.9 :** Variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte de confinement pour les armatures horizontales et ondulées.

Afin de représenter la performance de la bande horizontale ondulée en terme d'augmentation de la résistance à l'arrachement par rapport à celle de la bande horizontale, il est nécessaire de définir le rapport de coefficient d'interaction dans le mécanisme d'arrachement (CIR<sub>p</sub>).

$$CIR_p = \frac{(C_i)_{HCS}}{(C_i)_{HS}} \quad (4.3)$$

Sachant que :

$$C_i = \frac{\sigma_v \tan \phi_a + C_a}{\sigma_v \tan \phi + C} \quad (4.4)$$

$C_i$ : le coefficient d'interaction entre le sol et les interfaces du renforcement lors d'un essai d'arrachement.

$C, \phi$  : la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement,

$C_a, \phi_a$  : la cohésion et l'angle de frottement apparent interne entre le sol et l'interface.

Le rapport du coefficient d'interaction lors d'essai d'arrachement (CIRp) est donné par l'équation suivante :

$$CIR_p = \frac{(C_a + \sigma_n \tan \phi_a)_{HCS}}{(C_a + \sigma_n \tan \phi_a)_{HS}} \quad (4.5)$$

Ce coefficient a montré que l'ondulation de la bande a augmenté son interaction avec le sol de 97.5% (CIRp=1.975). Ceci est dû à l'augmentation du coefficient  $C_i$  de la valeur 0.499 dans la bande horizontale à la valeur 0.978 dans la bande horizontale ondulée. Cette augmentation signifie que la longueur d'adhérence dans la zone résistante pour une bande horizontale ondulée est presque la moitié de celle d'une bande horizontale.

## 4.4.2 Etude paramétrique

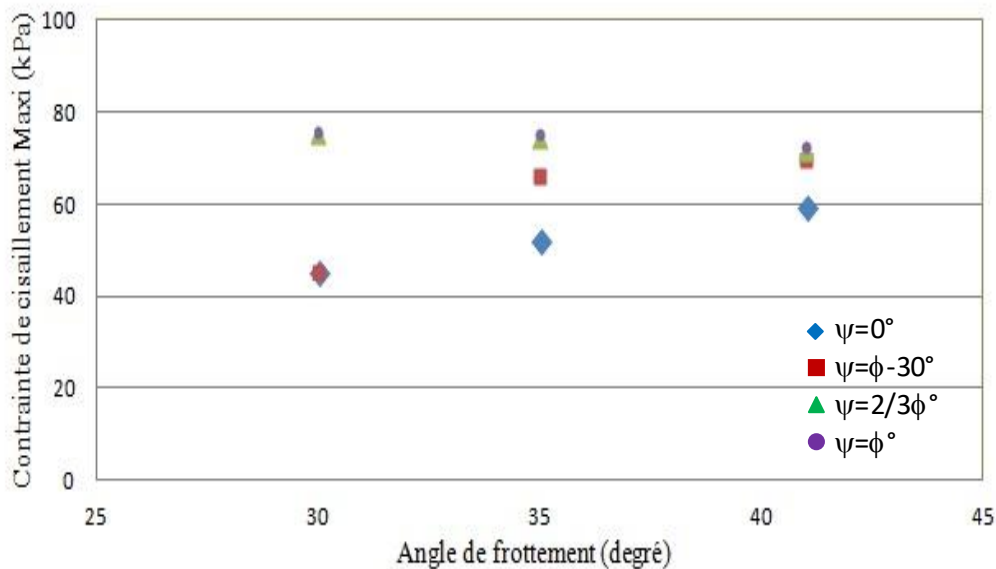
### 4.4.2.1 Influence de la variation de l'angle de frottement interne et la règle d'écoulement du sol

Afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement et la règle d'écoulement du sol sur la force d'arrachement d'une bande horizontale ondulée ancrée dans le sol, des calculs numériques avec une règle d'écoulement associée et non associée ont été effectuées. Dans cette étude paramétrique, les valeurs de propriétés des matériaux utilisées sont inchangées, à l'exception de l'angle de frottement du sol qui est variable. Pour chaque valeur de l'angle de frottement  $30^\circ, 35^\circ$  et  $41^\circ$ , l'angle de dilatance ( $\psi$ ) est compris entre 0 et  $\phi$  et prend les valeurs suivantes  $\psi=0, 2/3\phi, \phi-30^\circ$  et  $\phi$ . Les résultats numériques obtenus sont comparées avec ceux d'une bande horizontale.

La Figure 4.10 montre la relation entre la contrainte de cisaillement maximale simulée à l'interface d'une bande horizontale ondulée et l'angle de frottement pour différentes valeurs de l'angle de dilatance sous une contrainte de confinement égale à 50 kPa.

Les résultats numériques montrent que l'angle de frottement possède une influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale à l'interface sol-bande horizontale ondulée. Pour les angles de dilatance ( $\psi=0^\circ$  et  $\psi=\phi-30^\circ$ ), la contrainte de cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol d'environ 31% et 53.71%. Par contre, pour des angles de dilatance ( $\psi=2/3\phi$  et  $\psi=\phi$ ), la contrainte de cisaillement maximale à l'interface diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol (environ de 4.83% et 4.36%). En outre, on remarque dans la Figure 4.10 que la règle d'écoulement a une influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale à l'interface sol-bande horizontale ondulée. La contrainte de cisaillement maximale augmente également avec l'augmentation de l'angle de dilatance dont le taux croissant diminue lorsque l'angle de dilatance augmente.

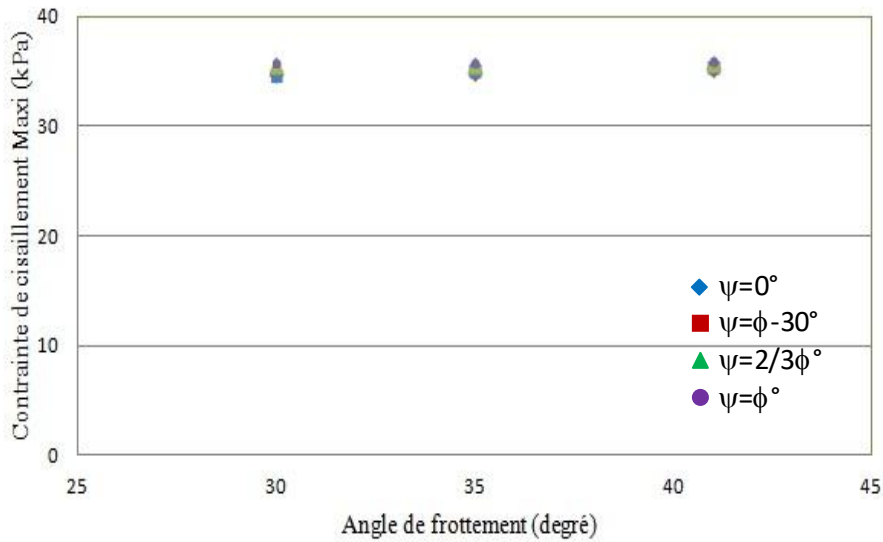
Pour les valeurs extrêmes de l'angle de dilatance ( $\psi=0^\circ$  et  $\psi=\phi$ ), nous avons remarqué dans le cas de la bande horizontale ondulée une différence significative de la valeur de la contrainte de cisaillement maximale. Cette différence diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement (environ de 67.02% à 22.15%).



**Figure 4.10 :** Influence de l'angle de frottement et la règle d'écoulement du sol sur l'arrachement de la bande horizontale ondulée.

En revanche, dans le cas de la bande horizontale, la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement. Pour des valeurs extrêmes de l'angle de dilatance ( $\psi=0^\circ$  et  $\psi=\phi$ ) il n'y a pas une différence significative de la valeur de contrainte

de cisaillement maximale. Cette différence diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement d'environ de 3% à 1.87%. Cela est illustré dans la Figure 4.11.



**Figure 4.11** : Influence de l'angle de frottement et la règle d'écoulement du sol sur l'arrachement la bande horizontale.

#### 4.4.2.2 Influence de la géométrie de la bande horizontale ondulée

L'objectif de cette étude est de simuler l'influence de la géométrie de la bande sur le comportement d'interface sol-bande horizontale ondulée. Ces paramètres sont (Tableau 4.2) :

- l'amplitude de l'ondulation,
- longueur d'ondes de la bande horizontale ondulée.

**Tableau 4.2** : Différentes propriétés géométriques de la bande utilisée dans la simulation.

Bandes	A (cm)	$\ell$ (cm)	e (cm)	W (cm)	L (cm)
St1	2	26.48	0.1	60	250
St2	3				
St3	4				
St4	2	22.69			
St5		18.10			

**a) Influence de l'amplitude de l'ondulation**

Pour étudier l'effet de l'amplitude de la bande horizontale ondulée sur la réponse à l'arrachement, des analyses numériques ont été effectuées avec trois valeurs différentes d'amplitude de bande horizontale ondulée ( $A=2\text{cm}$ ,  $3\text{cm}$  et  $4\text{cm}$ ) avec un angle de frottement du sol  $\phi=41^\circ$  et sous trois contraintes de confinement appliquées 25, 50 et 100kPa.

Les Figure12 (a), (b) et (c) représentent les résultats numériques de la variation de la force de traction par rapport aux déplacements en tête obtenus lors d'un essai d'arrachement en utilisant trois valeurs d'amplitudes différentes de la bande horizontale ondulée et sous trois contraintes de confinement 25, 50 et 100kPa.

On peut observer qu'au premier stage de l'arrachement, les courbes semblent se chevaucher jusqu'à une valeur de déplacement en tête bien déterminée. Cependant, dans le deuxième stage la force de traction augmente avec l'augmentation de l'amplitude de la bande horizontale ondulée.

La Figure 4.13 montre que le comportement de la bande horizontale ondulée lors d'un essai d'arrachement est influencé par la contrainte de confinement et la valeur de l'amplitude de l'ondulation de la bande.

Pour une même valeur d'amplitude de la bande, la force de traction en tête augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

En revanche, et sous une faible contrainte de confinement (25kPa), l'augmentation de l'amplitude n'a pas d'effet considérable sur la force d'arrachement. Alors que pour des contraintes de confinement plus élevées et avec une augmentation de l'amplitude de la bande, la force d'arrachement augmente en conséquence.

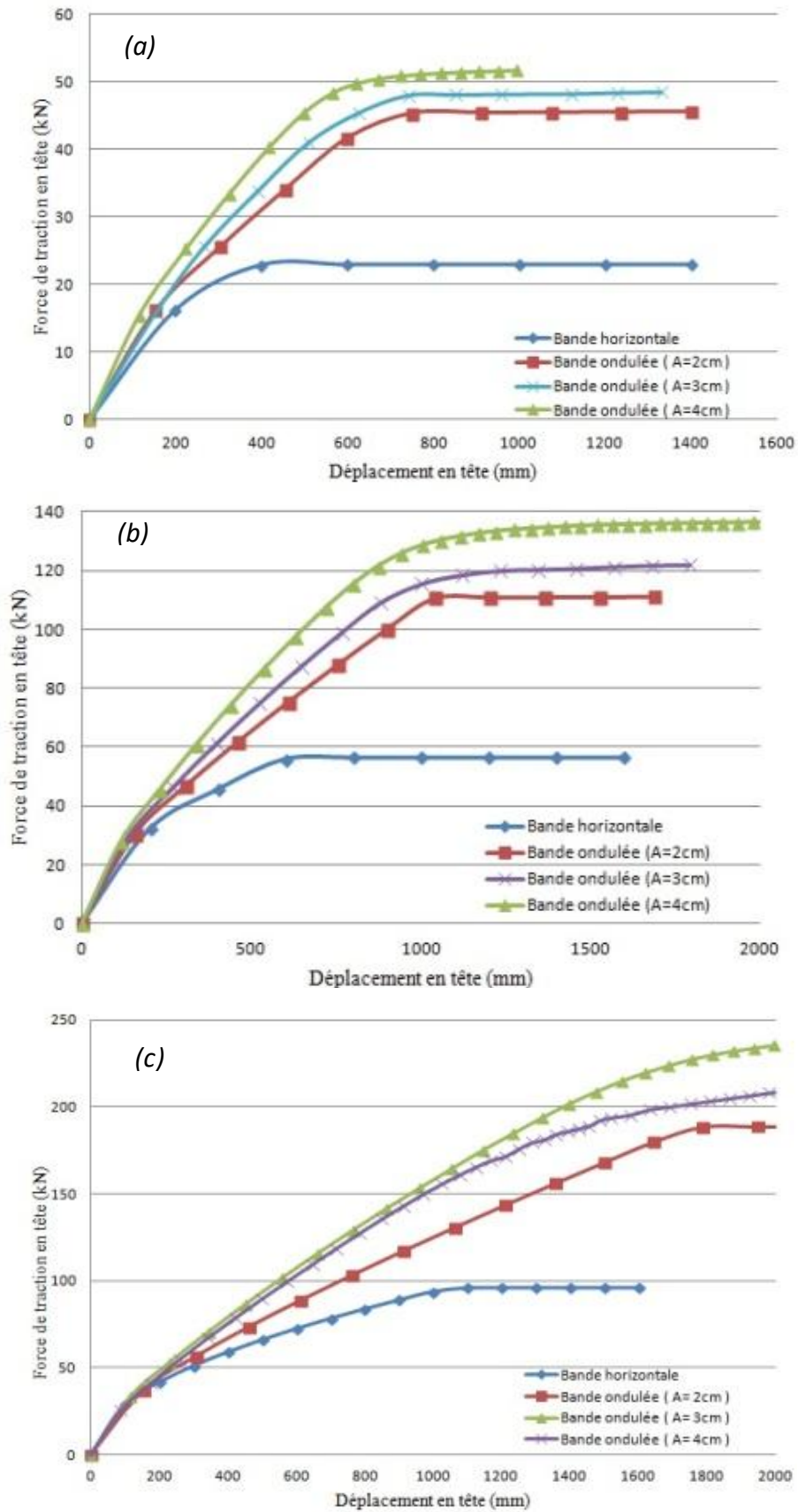
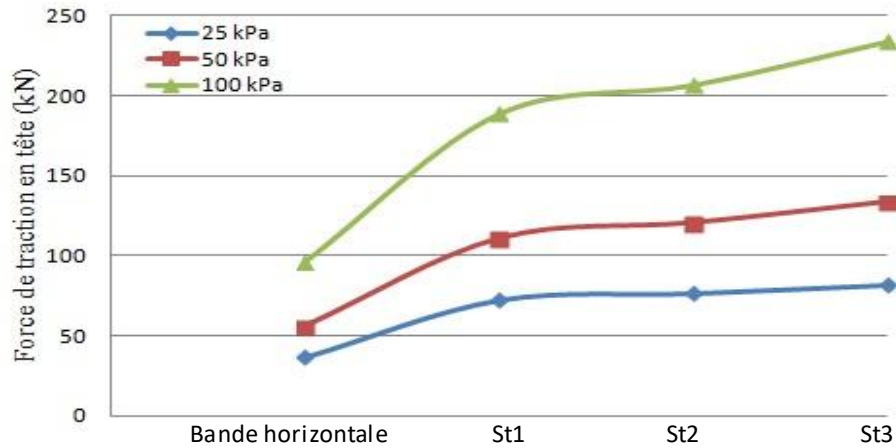


Figure 4.12 : Variations de l'effort de traction Vs déplacement en têtes pour différentes valeurs d'amplitude la bande horizontale ondulée.

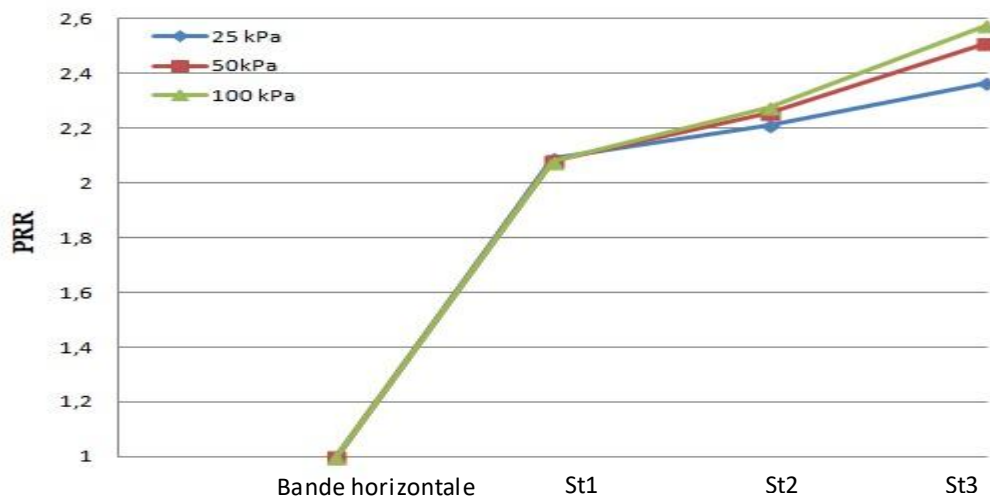


**Figure 4.13 :** Influence de la valeur d'amplitude de la bande ondulée sur la force de traction en tête sous différente contrainte de confinement.

Afin de comparer la performance de la bande horizontale ondulée à celle de la bande horizontale en termes d'augmentation de la résistance à l'arrachement à une contrainte de confinement équivalente, on définit le paramètre *PRR* (Pull-out Resistance Ratio) comme suit

$$PRR = \frac{\text{Résistance à l'arrachement}_{HCS}}{\text{Résistance à l'arrachement}_{HS}} \quad (4.6)$$

La Figure 4.14 représente la variation du paramètre *PRR* pour différentes valeurs d'amplitudes de la bande horizontale ondulée.

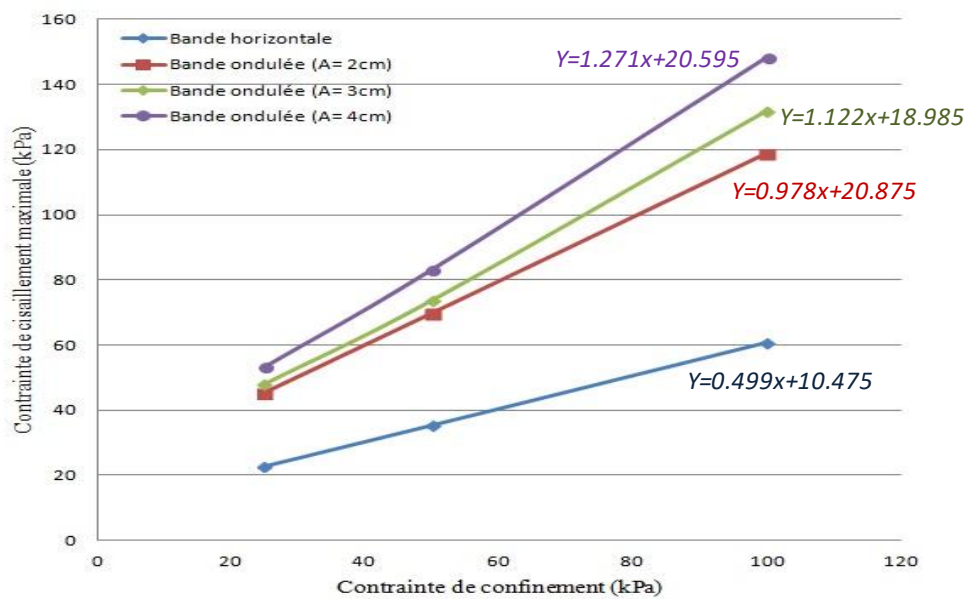


**Figure 4.14 :** Variation du paramètre *PRR* pour différentes valeurs d'amplitudes de la bande horizontale ondulée.

On remarque que la valeur de ce paramètre passe de 2.09 à 2.57 en augmentant la valeur de l'amplitude de bande ondulée. Ceci se traduit par l'amélioration de la performance de la bande ondulée.

Dans la Figure 4.15, nous avons comparé les résultats numériques obtenus de la variation de la contrainte de cisaillement maximale (en fonction de la contrainte de confinement) exercée le long du renforcement entre les essais d'arrachement effectués sur une bande horizontale et une bande horizontale ondulée en utilisant trois valeurs différentes de l'amplitude ( $A=2, 3\text{cm}$  et  $4\text{cm}$ ).

Les résultats numériques montrent que, l'angle de frottement apparent du sable renforcé par des bandes horizontales ondulées a augmenté de 67.02% à 95.37% par rapport à la bande horizontale.



**Figure 4.15 :** Comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement pour différentes valeurs d'amplitude de la bande horizontale ondulée.

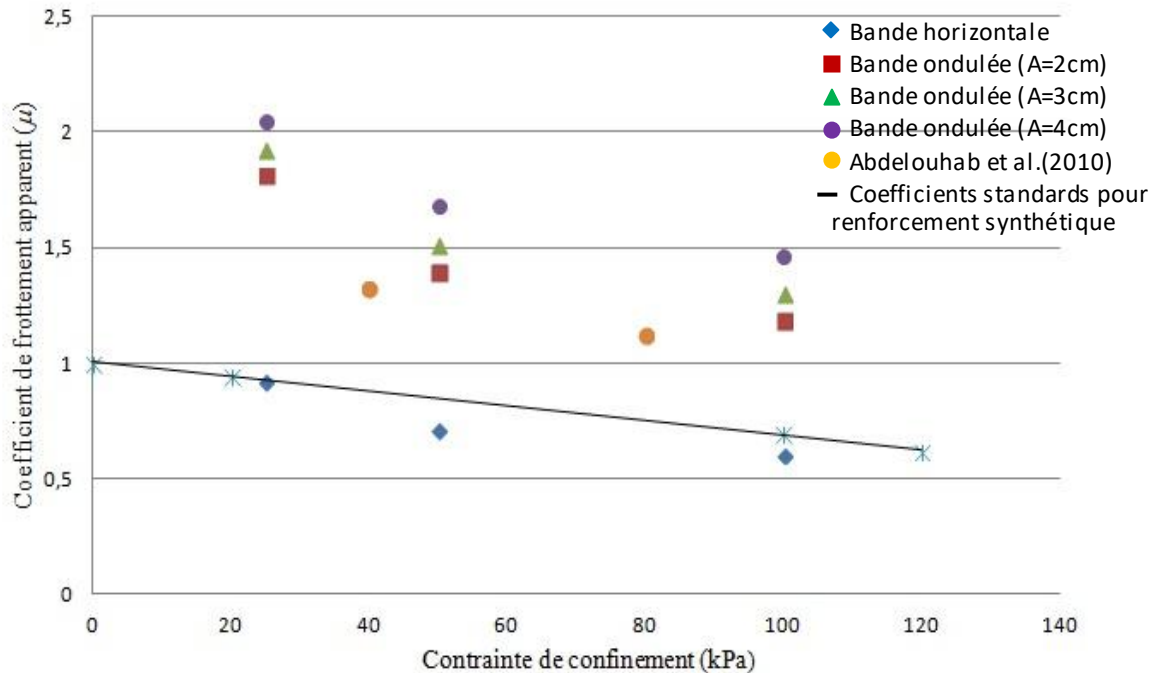
La variation du coefficient de frottement apparent à l'interface sol-bande horizontale ondulée en fonction de la contrainte de confinement pour trois valeurs d'amplitudes de la bande ondulée est représentée sur la Figure 4.16. Il apparaît clairement que ces coefficients diminuent avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

La comparaison de la valeur du coefficient de frottement apparent  $\mu_{s/g}$  pour différents valeurs d'amplitudes de la bande est toujours plus élevée que celle d'une bande horizontale.



On remarque aussi que l'augmentation de la valeur de l'amplitude de la bande permet d'augmenter les coefficients de frottement apparent à l'interface et d'obtenir des coefficients largement supérieurs (environ de 69.57% à 110.14%) que ceux préconisés par la norme française pour le dimensionnement des structures en Terre armée (NF P 94 270).

Le Tableau 4.3 résume les résultats des essais d'arrachement effectués des deux bandes (horizontale et horizontale ondulée) pour différentes valeurs de l'amplitude.



**Figure 4.16 :** Comparaison de la valeur du coefficient de frottement apparent pour différents valeurs d'amplitudes de la bande.

**Tableau 4.3 :** Résultats des essais d'arrachement (effet de l'amplitude d'onde)

Essai N°	Type d'armature	Amplitude (cm)	$\sigma_v$ (kPa)	$\tau_{max}$ (kPa)	$\mu_s/geosy$	PRR
1	Bande horizontale	/	25	22,97	0,92	-
2			50	35,47	0,71	-
3			100	60,46	0,60	-
4	Bande horizontale ondulée	2	25	45,37	1,81	2,09
5			50	69,71	1,39	2,08
6			100	118,7	1,19	2,07
7		3	25	48,01	1,92	2,21
8			50	73,65	1,51	2,26
9			100	131,7	1,3	2,28
10		4	25	53,13	2,05	2,36
11			50	83,03	1,68	2,51
12			100	148,1	1,47	2,58

**b) Influence de la longueur d'onde**

Dans cette série d'essais numériques, nous avons également étudié l'influence de la longueur d'onde de la bande horizontale ondulée sur la réponse mécanique (force de traction-déplacement en tête). Les simulations ont été faites sur trois longueurs d'onde différentes de la bande ( $\ell_1=26.48\text{cm}$ ,  $\ell_2=22.69\text{cm}$ ,  $\ell_3=18.10\text{cm}$ ) et sous trois contraintes de confinement différentes 25, 50 et 100kPa et pour la même valeur d'amplitude ( $A=2\text{cm}$ ).

Les courbes de variation de la force de traction par rapport aux déplacements en tête obtenus lors d'un essai d'arrachement d'une bande horizontale ondulée et pour différentes longueurs d'onde sont illustrées dans les Figures 4.17 (a), (b) et (c).

Ces figures font apparaitre un comportement similaire dans les bande horizontales ondulées et ceci quelque soit la contrainte de confinement. Il en découle que pour une contrainte de confinement particulière, la force de traction augmente avec l'augmentation du déplacement en tête dans le premier stage d'arrachement, Cependant, dans le deuxième stage la force de traction atteint un palier correspondant à la saturation totale en frottement le long de la bande.

En outre, on peut voir que pour la même contrainte de confinement, la force de traction en tête augmente significativement avec la diminution de la longueur d'onde de la bande ondulée. Cependant, les taux d'augmentation deviennent plus grands en augmentant la contrainte de confinement (Figure 4.18).

Dans la Figure 4.19, nous avons comparé les résultats numériques obtenus de la variation de la contrainte de cisaillement maximale (en fonction de la contrainte de confinement) exercée le long du renforcement entre les essais d'arrachement effectués sur une bande horizontale et une bande horizontale ondulée en utilisant trois valeurs de longueurs d'onde différentes ( $\ell_1=26.48\text{cm}$ ,  $\ell_2=22.69\text{cm}$ ,  $\ell_3=18.10\text{cm}$ ).

Les résultats numériques montrent clairement que, la cohésion apparente du sable renforcé par des bandes horizontales ondulées avec trois longueurs d'onde passe de la valeur 20.87kPa à la valeur 31.5kPa et un angle frottement apparent qui augmente de 44.36 à 60.35.

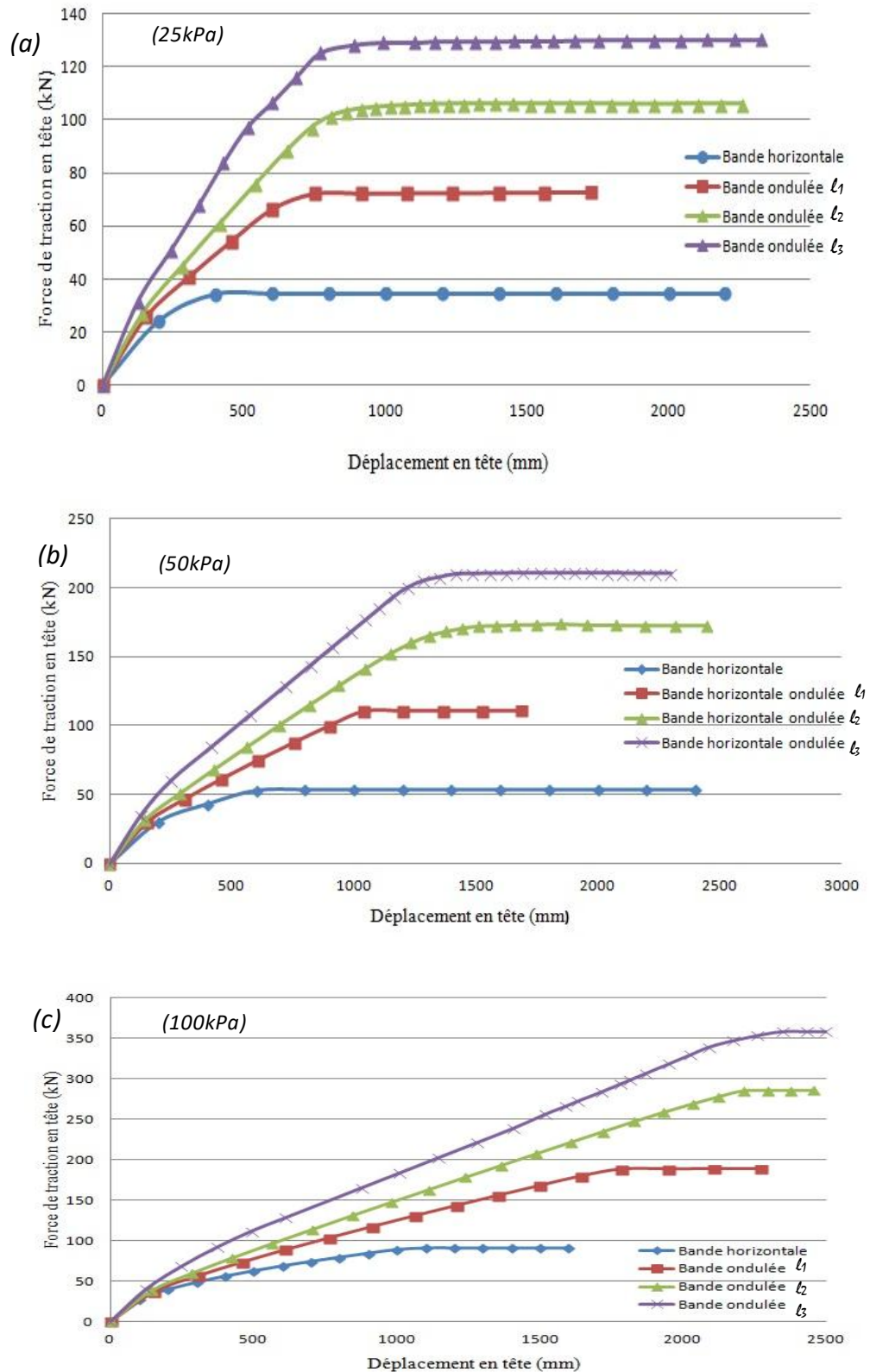
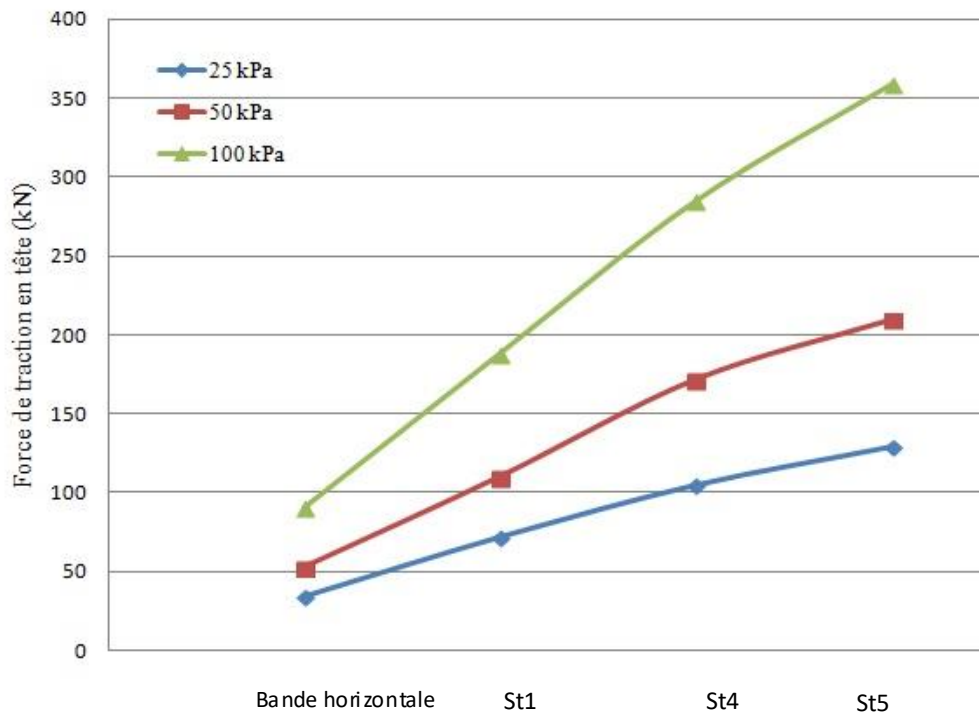
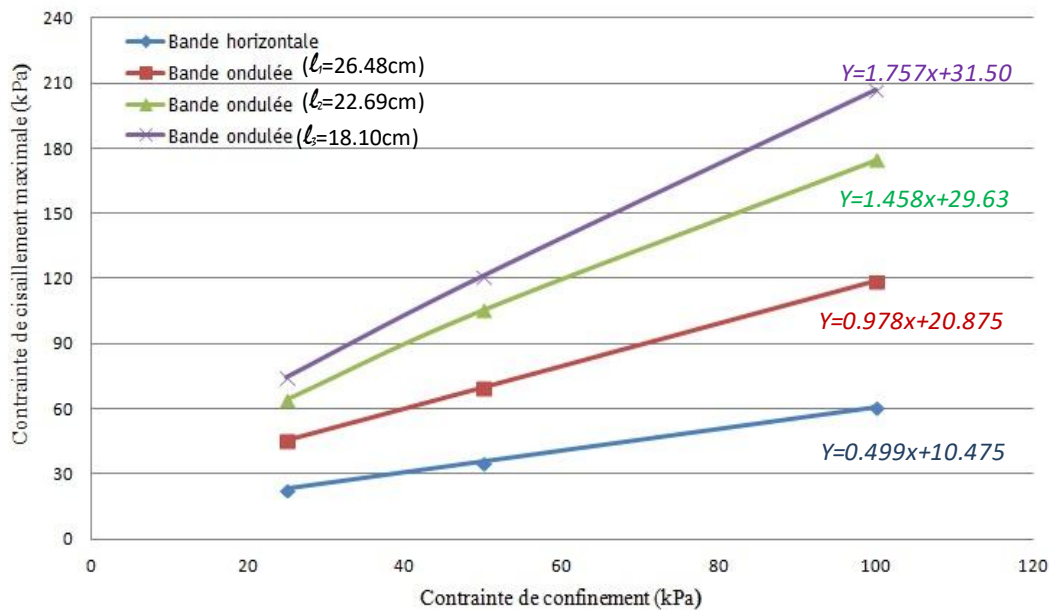


Figure 4.17 : Variations de l'effort de traction vs. déplacement en têtes pour différentes longueurs d'onde de la bande.

En comparant avec une bande horizontale, la cohésion apparente augmente de 99.33% à 200.85%, par contre, l'angle de frottement apparent augmente de 67.02% à 127.2%.



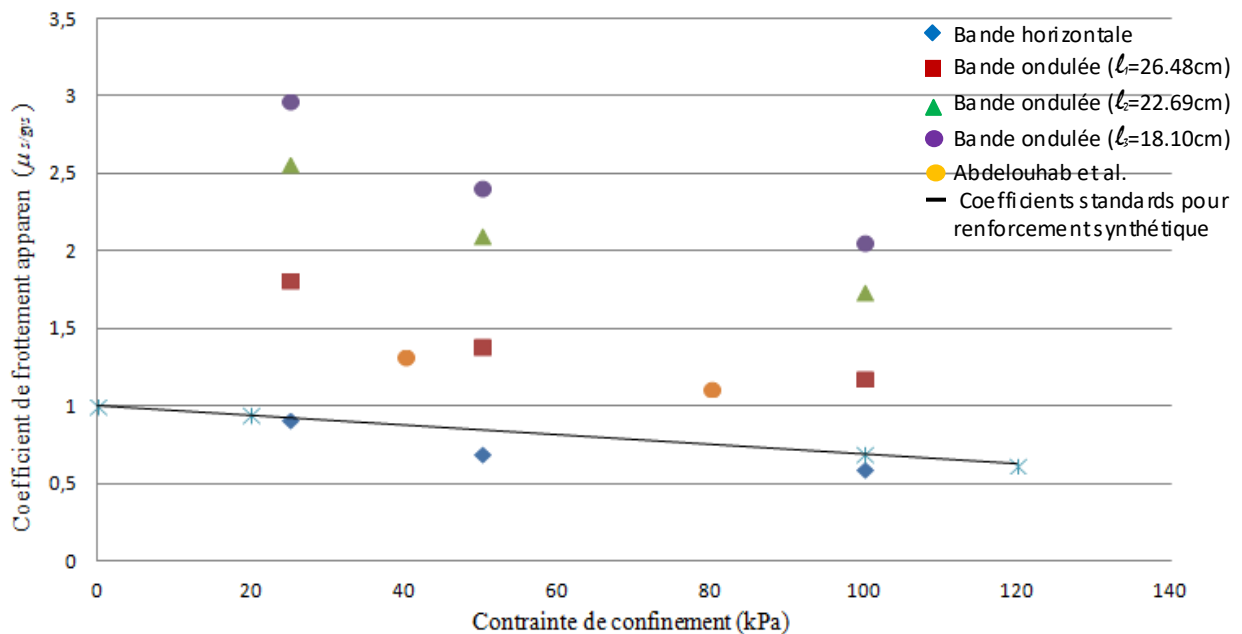
**Figure 4.18 :** Influence de la longueur d'onde de la bande ondulée sur la force de traction en tête sous différente contrainte de confinement.



**Figure 4.19 :** Comparaison de la contrainte de cisaillement vs. contrainte de confinement pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.

La Figure 4.20 décrit la variation des coefficients de frottement apparent à l'interface sol-bande horizontale ondulée en fonction des contraintes de confinement avec trois longueurs d'onde différentes ( $l_1$ ,  $l_2$  et  $l_3$ ).

D'une part, il apparaît clairement que ces coefficients diminuent avec l'augmentation de la contrainte de confinement. D'autre part, ces mêmes coefficients augmentent avec la diminution de la longueur d'onde de la bande ondulée.

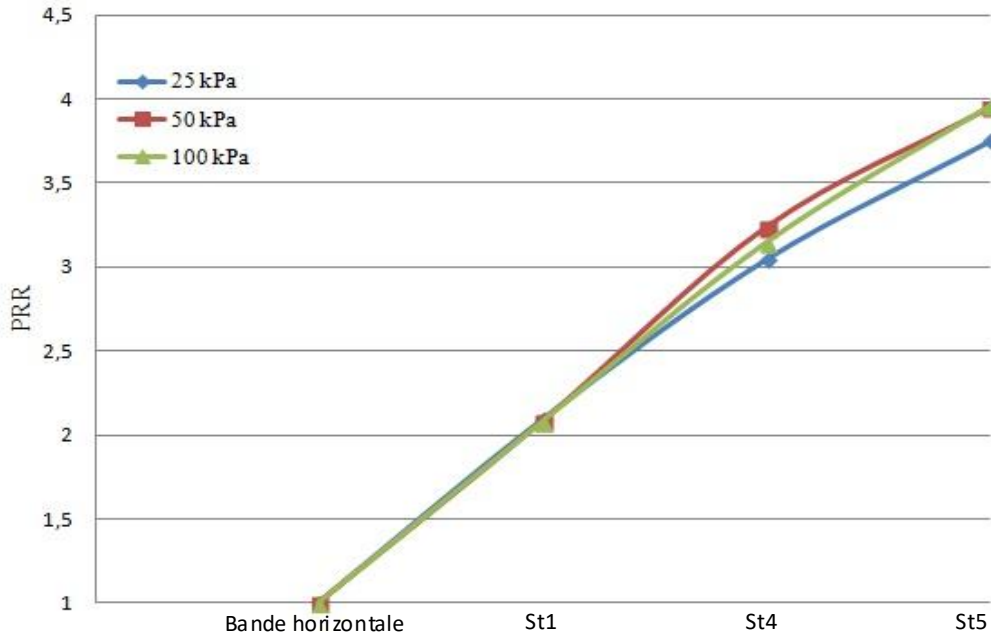


**Figure 4.20 :** Comparaison de la valeur du coefficient de frottement apparent pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée.

Par conséquent, l'augmentation du nombre d'ondulations de la bande horizontale ondulée, nous permet d'obtenir de meilleurs coefficients par rapport à ceux obtenus avec la bande horizontale ainsi que ceux préconisés par la norme française (NFP 94 270) pour le dimensionnement des structures en Terre Armée.

Afin de comparer la performance de la bande horizontale ondulée à celle de la bande horizontale en termes d'augmentation de la résistance à l'arrachement à une contrainte de confinement équivalente, la Figure 4.21 représente la variation du paramètre *PRR* (équation 6) pour différentes longueur d'onde de la bande horizontale ondulée et sous différentes contrainte de confinement.

On remarque que la valeur de ce paramètre passe de 2.08 à 3.96 en augmentant le nombre d'ondulation de la bande. Ceci se traduit par l'amélioration de la performance de la bande horizontale ondulée par rapport à la bande horizontale.



**Figure 4.21** : Variation du paramètre  $PRR$  pour différentes pour différentes longueurs d'onde de la bande horizontale ondulée

Le Tableau 4.4 résume les résultats des essais d'arrachement effectués des deux bandes (horizontale et horizontale ondulée) pour différentes valeurs de l'amplitude.

**Tableau 4.4** : Résultats des essais d'arrachement (effet de la longueur d'onde)

Essai N°	Type d'armature	Longueur d'onde (cm)	$\sigma_v$ (kPa)	$\tau_{max}$ (kPa)	$\mu_s/geosy$	$PRR$
1	Bande horizontale	/	25	22,97	0,92	-
2			50	35,47	0,71	-
3			100	60,46	0,60	-
4	Bande horizontale ondulée	$l_1$ (26.48)	25	45,37	1,81	2,09
5			50	69,71	1,39	2,08
6			100	118,7	1,19	2,07
7		$l_2$ (22.69)	25	64,18	2,57	3,04
8			50	105,4	2,11	3,24
9			100	174,5	1,74	3,14
10		$l_3$ (18.10)	25	74,35	2,97	3,75
11			50	120,96	2,42	3,95
12			100	206,66	2,07	3,96

## 4.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons réalisé une étude numérique en utilisant FLAC3D pour simuler le processus d'interaction sol-renforcement pour une bande horizontale ondulée et de comprendre son comportement. Ensuite une comparaison avec une bande horizontale a été effectuée.

Dans cette étude, un modèle numérique tridimensionnel aux différences fini a été développé en utilisant le code de calcul FLAC3D, afin d'évaluer le comportement d'un ancrage d'une bande horizontale ondulée lors d'un essai d'arrachement.

Le comportement du sol a été caractérisé par le critère Mohr-colomb avec une loi d'écoulement associée et non associée.

Dans cette étude numérique, les résultats obtenus de comportement force-déplacement en tête lors d'un ancrage, ainsi que le coefficient de frottement apparent et le rapport de coefficient d'interaction ont été évaluées et comparés avec les résultats obtenus d'une bande horizontale.

L'analyse des résultats numériques d'essai d'arrachement permet d'observer que les coefficients de frottement apparent obtenus dans le cas de la bande horizontale ondulée sont plus élevés d'environ 97 % que ceux obtenus dans le cas de la bande horizontale et de 90% que ceux préconisés par la norme française (NF P 94 270).

- Le rapport de coefficient d'interaction a montré que l'ondulation de la bande a augmenté son interaction avec le sol de 97.5% ( $CIR_p=1.975$ ) par rapport à une bande horizontale. Ceci est dû à l'augmentation du coefficient de frottement apparent dans la bande horizontale ondulée. Cette augmentation signifie que la longueur d'adhérence dans la zone résistante pour une bande horizontale ondulée est presque la moitié de celle d'une bande horizontale. L'ondulation de la bande a permis d'améliorer l'interaction de la bande ancrée au sol grâce à la mobilisation de la résistance au cisaillement d'un plus grand volume de particules de sol.

Les paramètres d'interaction entre le sol et la bande horizontale ondulée peuvent être affectés par plusieurs facteurs (Contrainte de confinement, angle de frottement interne du sol, loi d'écoulement et géométrie de la bande ondulée).

Afin d'évaluer les effets de divers paramètres sur la résistance au frottement entre le sol et le renforcement et la performance de la bande horizontale ondulée. Une étude numérique paramétrique a été réalisée sur la bande horizontale ondulée.

L'étude de l'influence de différents paramètres lors d'un essai d'arrachement a mis en évidence que :

- L'angle de frottement possède une influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale exercée le long de la bande horizontale ondulée. Pour les angles de dilatance ( $\psi=0^\circ$  et  $\psi=\phi-30^\circ$ ), la contrainte de cisaillement maximale augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. Par contre pour des angles de dilatance ( $\psi=2/3\phi$  et  $\psi=\phi$ ), la contrainte de cisaillement maximale à l'interface diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. En outre, la règle d'écoulement a une influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale à l'interface sol-bande horizontale ondulée. La contrainte de cisaillement maximale augmente également avec l'augmentation de l'angle de dilatance dont le taux croissant diminue lorsque l'angle de dilatance augmente.
- L'augmentation de la valeur de l'amplitude ainsi que le nombre d'onde de la bande horizontale ondulée permet d'augmenter les coefficients de frottement apparent à l'interface et d'obtenir des coefficients largement supérieurs en comparaison avec une bande horizontale et que ceux préconisés par la norme française pour le dimensionnement des structures en Terre armée (NF P 94 270). L'amplitude de la bande est un facteur moins influent par rapport à sa longueur.
- Le calcul du rapport de coefficient d'interaction (ICR) atteint 2.45, ce qui montre une augmentation de 145% de l'interaction sol-bande horizontale ondulée par rapport à la bande horizontale.
- La valeur de paramètre *PRR* pour différentes valeur d'amplitudes de la bande horizontale ondulée passe de 2.09 à 2.57 en augmentant la valeur de l'amplitude de bande ondulée et de 2.09 à 3.96 en augmentant le nombre d'ondulation. Ce qui montre une augmentation importante de la résistance à l'arrachement de la bande horizontale ondulée par rapport à la bande horizontale.

Cette étude numérique a montré également que l'utilisation d'une bande horizontale ondulée améliore significativement les paramètres d'interaction entre le sol et le



renforcement. Cette amélioration est liée au réarrangement des particules de sol au voisinage de l'interface sol-bande ondulée qui conduit à une concentration des contraintes autour des zones ondulées de la bande (une zone de pression passive supplémentaire) lors d'un essai d'arrachement.

## Conclusion générale

Le but initial du travail de recherche présenté dans cette thèse est d'étudier le comportement des sols renforcés par géosynthétiques et plus particulièrement l'interaction entre le sol et le renforcement géosynthétique (le comportement des géosynthétique de renforcement en ancrage). Dans cet objectif des modélisations numériques d'essais d'arrachement d'une bande horizontale ondulée ancrée dans le sol ont été effectués.

A cet effet, l'outil numérique FLAC3D permettant de simuler des essais d'extraction d'une bande ondulée confinée dans une cuve d'essais a été utilisé afin de mieux appréhender le comportement des interfaces sol-bande ondulée.

Les paramètres du modèle numérique ont été déterminés sur la base des résultats expérimentaux : essais triaxiaux et essais de frottement à la boîte de grandes dimensions.

Des conclusions relatives aux développements numériques sont présentées ci-dessous de manière distincte :

D'un point de vue général, la modélisation numérique tridimensionnelle utilisée permet de simuler correctement le comportement de la bande horizontale ondulée lors d'un essai d'extraction en introduisant des lois de frottement et une loi de comportement en traction de la bande adéquate. La force de traction en tête ainsi que les paramètres à l'interface de la bande horizontale ondulée ont été évalués et comparés avec ceux d'une bande horizontale.

Cette comparaison a montré que les paramètres d'interface pour la bande horizontale ondulée sont plus élevés que ceux obtenus d'une bande horizontale.

Le rapport du coefficient d'interaction lors d'un essai d'arrachement ( $CIR_p$ ) a montré que l'ondulation de la bande a augmenté son interaction avec le sol de 96%. Cette augmentation signifie que la longueur d'adhérence dans la zone résistante pour une bande horizontale ondulée est presque la moitié de celle d'une bande horizontale.

Lors de l'étude paramétrique utilisée, on a ainsi pu mettre en évidence l'influence des paramètres géotechniques et géométriques et déterminer ceux qui ont une influence majeure sur la force d'extraction ainsi que le coefficient de frottement apparent.

Il en ressort que l'angle de frottement interne du sol ainsi que la règle d'écoulement ont une influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale à l'interface sol-bande ondulée. Les calculs numériques avec une règle d'écoulement non associée ( $\psi=0$  et  $\psi = \phi-30^\circ$ ) ont démontré que la contrainte de cisaillement maximale à l'interface de la bande augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne de sol. En revanche pour des angle de dilatance ( $\psi=\phi$  et  $\psi = 2/3\phi$ ) la contrainte de cisaillement maximale à l'interface de la bande diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne de sol.

Un autre paramètre important et pertinent dans notre étude est celui de la géométrie de la bande horizontale ondulée (Amplitude et longueur d'onde). Ce paramètre a également une grande influence sur la force d'arrachement et sur les paramètres d'interface ( $C_{s/g}$ ,  $\phi_{s/g}$ ). L'augmentation de ces paramètres conduira à une amélioration supplémentaire de la performance de la bande horizontale ondulée. Ceci conduira à un renforcement plus court dans la zone d'ancrage.

De surcroît, la conception de murs MSE qui souffrent de limitations d'espace, le renforcement avec des bandes horizontales ondulées peut présenter une alternative très avantageuse.

## Perspectives

Les perspectives relatives à notre travail de recherche peuvent être mentionnées comme suit :

1. Des développements par approches analytiques doivent être proposés et des investigations expérimentales de l'essai d'arrachement doivent être réalisées dans le but de valider le modèle numérique.

2. Une étude des murs de soutènement de sol renforcés avec des bandes horizontales ondulées représente la prochaine étape de ce travail.

---

## References

- AASHTO (2002). Standard specifications for highway bridges. Washington, D. C, USA, American Association of State Highway Transportation Officials ( AASHTO).
- Abdelouhab, A., Dias, D., and Freitag, N. (2010). Physical and analytical modelling of geosynthetic strip pull-out behaviour. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 44-53.
- 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. *GeoJordan. Advances in Geotechnical Engineering with Emphasis on Dams, Highway. Materials and Soil Improvement*. Irbid, Jordan.
- Alamshahi, S., and Hataf, N. (2009). Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 217-226.
- Alfaro, M.C., Miura, N., and Bergado, D.T. (1995). Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests, *Geotechnical Testing Journal*, 18(2), 157-167.
- ASTM D6706-01, (2001): Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil. In: ASTM (ed.) *Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials.
- 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. (1998). Geotextile friction mobilisation during field pullout test. *Geotextiles and Geomembranes*, 16(2), 73-85.
- Bathurst, R. J., and Ezzein, F. M. (2015). Geogrid and soil displacement observations during pullout using a transparent granular soil. *Geotechnical Testing Journal*, 38(5), 673-685.
- Bathurst, R. J., and Simac M. R. (1994). Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America. *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore. pp. 1275-1298.
- Bergado, D.T., Bukkanasuta, A. and Balasubramaniam, A. S. (1987). Laboratory pull-out tests using bamboo and polymer geogrids including a case study. *Geotextiles and Geomembranes*, 5(3), 153–189.

- Bergado D. T, Chai JC, Abiera H. O, Alfaro MC, and Balasubramaniam AS. (1993). Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(4):327–49.
- Bergado, D. T., and Teerawattanasuk, C. (2008). 2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(1), 39-55.
- Billiaux, D., et Cundall, P., (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, , vol. 63, pp 9-21.
- 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.
- Bourdeau, Y., Ogunro, T., Lareal, P., and Riondy, G. (1994). Use of strain gages to predict soil-geotextile interaction in pullout tests. *Congrès international des géotextile*. Singapore.
- BSI (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills (BS8006), British Standards Institution, Milton Keynes, UK.
- Carrubba, P., Montanelli, F., and Moraci, N. (2000). Long-term behaviour of an instrumented wall reinforced with geogrids. In: 2nd European Conference on Geosynthetics, Bologna, Italy.
- Cazzuffi, D., Cardile, G., and Giofrè, D. (2014a). Geosynthetic engineering and vegetation growth in soil reinforcement applications. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1, 3(4), 262–300
- Chang J.C., Forsyth R.A. (1977). Finite element analysis of reinforced earth wall. *Jour of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103 (7), 711-724.
- 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.
- 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*. Singapore.
- Chen, H. T., Hung, W. Y., Chang, C. C., Chen, Y. J., and Lee, C. J. (2007). Centrifuge modeling test of a geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(6), 346-359.
- Chen, R. H., Chiu, Y. M., (2008). Model tests of geocell retaining structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 26, 56-70.
- Dias, A.C., (2003). Numerical Analyses of Soil–Geosynthetic Interaction in Pull-out Tests. M.Sc. thesis, University of Brasilia, Brasilia, Brazil.
- Dove, J. E., and Jarrett, J. B. (2002). Behavior of dilative sand interface in a geotribology framework. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(1), 25–37.
- Dyer, M.R., (1985). Observation of the Stress Distribution in Crushed Glass with Applications to Soil Reinforcement. Ph.D. thesis, University of Oxford, UK.
- Evgin, E. and Fu, T., (1997). Discrete element simulation of interface behaviour in Numerical Models in Geomechanics, *Balkema, Rotterdam*, pp. 623-628.

- 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., Juran, I., (1993). Pull-out resistance of geogrid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes* 12 (2), 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 (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Publication No, FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA.
- 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.
- Frank, R. (1998). Fondations et soutènement. Cours de mécanique des sols, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Goodhue, M. J., Edil, T. B., and Benson, C. H. (2001). Interaction of foundry sands with geosynthetics. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4), 353-362.
- Gourc, J.P., (1982). Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols Thèse de doctorat Es-Sciences, Université de Grenoble I, Grenoble.
- Gourc J.P., (1993). Keynote lecture: Geosynthetics in embankments, review of theory. *Earth Reinforcement Practice*. Balkema, 2, 773-800.
- 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. In: 1st European Conference on Geosynthetics - EUROGEO 1, Maastricht, The Netherlands, 1039–1046.
- Haidar, S., 1992. Ouvrages renforcés par géosynthétiques : modélisation par la méthode des éléments finis, calcul équilibre limite et validation. Thèse de doctorat, Université de Grenoble I, Grenoble.
- Hassan, A. H., (1995). Étude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire-structure. Thèse Mécanique, géomécanique. Grenoble : Université Joseph Fourier Grenoble I, pagination multiple.
- Hatami, K., and Bathurst, R. J., 2005. Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Can. Geotech. J.*, 42 (4), 1066–1085.
- Hatami, K., and Esmaili, D., (2015). Unsaturated soil-woven geotextile interface strength properties from small-scale pullout and interface tests. *Geosynth. Int.*, 22(2), 161-172.
- Hausman, M.R., and Clarke, J., (1994). Fly Ash - geosynthetic interaction. Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. Singapor.
- Hayashi, S., Alfaro, M.C., and Watanbe, K., (1996). Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement. Proceedings of the International Symposium: Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, 39–44.

- Hryciw, R. and Irsyam, M. (1993) .Behavior of sand particles around rigid ribbed inclusions during shear. *Soils and foundations*, 33(3), .1-13.
- Hsieh, C. W., Chen, G. H., and Wu, J. H. (2011). The shear behavior obtained from the direct shear and pullout tests for different poor graded soil-geosynthetic systems. *Journal of GeoEngineering*, 6(1), 15-26.
- 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 2009/10, 1486–1498.
- ISO TR 20432 (2007). Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement.
- Izgin, M., and Wasti, Y. (1998). Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests. *Geotext. Geomembr.* 16(4), 207–219
- Jewell, R.A. (1996). Soil reinforcement with geotextile. CIRIA Thomas Telford, London.
- Jewell, R. A., and Milligan, G. W. E, Sarsby, RW and Dubois, D. (1984). Interaction between soil and geogrids. In *Proceeding of Symposium on Polymer Grid Reinforcement*. London: Thomas Telford Ltd pp. 18-29.
- 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, 1263–1266.
- Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y.B., and Arman, A., (1988). Pullout response of geotextiles and geogrids (synthesis of available experimental data). *Symposium on Geosynthetics for Soil Improvement*, vol. 18, ASCE Geotechnical Publication, 92–111.
- Khedkar, M. S., and Mandal, J. N., (2009). Pullout behaviour of cellular reinforcements. *Geotextiles and geomembranes*, 27(4), 262-271.
- Kim, D., and Salgado, R., (2011). Load and resistance factors for internal stability checks of mechanically stabilized earth walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(8), 910-921.
- Koerner, R.M., (1994). *Designing with geosynthetics*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, Upper Saddle River, New Jersey, USA, Third Edition.
- Kuwano, J., Izawa, J., and Hayashi, Y., (2004). Behavior of soils around the geogrid during pullout test. *GeoAsia*. Korea.
- Lajevardi, S. H., Dias, D., and Racinais, J., (2013). Analysis of soil-welded steel mesh reinforcement interface interaction by pull-out tests. *Geotextiles and geomembranes*, 40, 48-57.
- Lalarakotoson, S., Villard, P., and Gourc, J.P., (1999). Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes. *Geotech. Test. J.* 22,284–291.



- Lopes, M. L., and Ladeira, M. (1996). Role of specimen geometry, soil height, and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids. *Geosynthetics International*, 3(6), 701-719.
- Madhavi Latha, G., Rajagopal, K., and Krishnaswamy, N. R., (2006). Experimental and theoretical investigations on geocell-supported embankments. *International Journal of Geomechanics*, 6(1), 30-35.
- Mestat, P., (2002). Modélisation élastoplastique des sols. I - Chargements monotones. **In** : HICHER P. Y., SHAO J. F. *Elastoplasticité des sols et des roches*. Paris : Hermès sciences, Lavoisier, 91-153.
- Mhaiskar, S.Y., and Mandal, J.N., (1996). Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells. *Construction and Building Materials*, 10(4), 281–286.
- Moraci, N., Cardile, G., Gioffre, D., Mandaglio, M.C., Calvarano, L. S., and Carbone L., (2014). Soil Geosynthetic Interaction : Design Parameters from Experimental and Theoretical Analysis, *Transp. Infrastruct. Geotech.* (1), 165–227.
- Moraci, N., Gioffre, D., (2006). A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (2), 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). Analisi di prove disfilamento di geogriglie estruse installate in terreno granulare compattato (Evaluation of pullout behaviour of geogrids embedded in compacted granular soils). *Rivista Italiana di Geotecnica (Italian Geotechnical Journal)*, 4, 5–21.
- Moraci, N., and Recalcati, P. G., (2006) .Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 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.
- Mosallanezhad, M., Hataf, N., and Ghahramani, A., (2008). Experimental study of bearing capacity of granular soils, reinforced with innovative Grid-Anchor system. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(3), 299–312.
- Mosallanezhad, M., Hataf, N., and Ghahramani, A., (2016). Experimental and numerical studies of the performance of the new reinforcement system under pull-out conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 44, 70-80.
- Nernheim, A. (2005). Design and Test Methods for Geosynthetic Reinforced Structures. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 10, Bundle.
- NF EN ISO 10318, mai 2006. Géosynthétiques. Termes et définitions.
- NF EN ISO 10319, (2008). Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- NF EN ISO 12957-1, (2005). Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai de cisaillement direct.
- NF EN ISO 13431, (2001). Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.

- NF P 94-270, (2009). Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement. Editions AFNOR.
- 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*, 14, 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.
- Palmeira, E.M., (1987b). The Study of Soil–Reinforcement Interaction by Means of LargeScale Laboratory Tests. Ph.D. thesis, University of Oxford, UK.
- Palmeira, E. M., (2004). Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids. *Geotextiles and geomembranes*, 22(6), 481-509.
- Palmeira, E. M., (2009). Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5), 368-390.
- Palmeira, E.M., Lima, N.R.J., and Mello, L.G.R., (2002). Interaction between soils and geosynthetic layers in largescale ramp tests. *Geosynth. Int.* 9, 149–187.
- Palmeria, E. M., and Milligan, G. W. E., (1989). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Geotechnique*, 39(3), 511-542.
- Perkins, S.W., and Cuelho, E.V., (1999). Soil–geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests. *Geosynthetics International* 6 (5), 321– 346.
- 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.
- Pitanga, H.N., Gourc, J.P., and Vilar, O.M., (2009). Interface shear strength of geosynthetics: evaluation and analysis of inclined plane tests. *Geotext. Geomembran.* 27, 435-446.
- Pitanga, H.N., Gourc, J.P., and Vilar, O.M., (2011) Enhanced measurement of geosynthetic interface shear strength using a modified inclined plane device. *Geotech. Test. J.* 34(6).
- Racana, N., Grédiac, M., and Gourves, R., (2003). Pull-out response of corrugated geotextile strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(5), 265-288.
- Raju, D.M., (1995). Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetic. Ph.D. Thesis. University of British Columbia.
- Raju, D.M., Lo, S.C.R., Fannin, R.J., and Gao, J., (1996). Design and interpretation of large-scale laboratory pullout tests. Proceedings, 7th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics. Adelaide, Australia.
- 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., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., and Levacher D., (2007). Laboratory measurements of the mechanical behavior of heterogeneous soils". Bull Lab Ponts Chaussées, 268-269:59-82.
- Sanjay Kumar Shukla and Jian-Hua Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering. Taylor & Francis Ed, Group, London, UK.
- 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 Centre Heriot-Watt University, Edinburgh, Scotland, United Kingdom.
- Schlosser, F., Elias, V., (1978). Friction in Reinforced Earth, A.S.C.E. Convention Pittsburgh, April 24-28.
- Shekarian, S., Ghanbari, A., and Farhadi, A., (2008). New seismic parameters in the analysis of retaining walls with reinforced backfill. Geotextiles and Geomembranes, 26(4), 350-356.
- Shi, D., and Wang, F., (2013). Pull-out test studies on the interface characteristics between geogrids and soils. EJGE, 18, 5405-5417.
- Sieira, A. C. C., Gerscovich, D. M., and Sayão, A. S., (2009). Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. Geotextiles and Geomembranes, 27(4), 241-253.
- Silvano, R., Pinho-Lopes, M., Marques, J.C., and Lopes, M.d.L. (2004). Pull out tests: experimental and numerical results. *EuroGeo3*. Munich, Germany.
- Sitharam T.G., Srilakshmi G., and Sireesh S., (2006). Numerical Simulation of Geocell Reinforced Sand Beds using FLAC3D. Proc of 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Hart & Varona (eds.) Paper: 05-04, 2006 Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, ISBN 0-9767577-0-2.
- Sobhi, S., Wu, J.T.H., (1996). An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement. Geosynthetics International Journal, 3 (5), 565-582.
- Sugimoto, M., and Alagiyawanna, A.M.N., (2003). Pullout behavior of geogrid by test and numerical analysis. J. of Geotech. and Geoenvironmental Engineering, 129(4), 361-371.
- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N. and Kadoguchi, K., (2001). Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests. Geotextiles and Geomembranes, 19(5), 257-277.
- Schlosser, F., Guilloux, A., (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de géotechnique, 16, 65-77.
- Taghavi, S.H.S., Mosallanezhad, M., (2016). Experimental analysis of large-scale pullout tests conducted on polyester anchored geogrid reinforcement systems. Can. Geotechnical J.
- Teixeira, S. H., Bueno, B. S., and Zornberg, J. G., (2007). Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 133(1), 37-50.
- Wilson-Fahmy, and R.F., Koerner, R.M., (1993). Finite element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behavior of geogrids in a pullout loading condition. Geotextile and Geomembranes 12(5), 479-501.

- 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.
- Won, M. S., and Kim, Y. S., (2007). Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), 10-22.
- 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.
- Yang, X. H., Dai, T. D. and Xu, X. Z., (2005). Geocell application in reinforcing soft subgrade of railway. *J. of Traffic Transport Engineering*, 5(2), 42–46.
- 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*, 26(6), 460-472.
- Yoshimi, Y. and Kishida, T., (1981). 3A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surface,” *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, 4(4), 145-152.
- Zhang, M.X., Javadi, A.A. and Min, X., (2006). Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4), 201–209.
- Zhang, J., Yasufuku, N., and Ochiai, H., (2008). Discrete element modelling of geogrid pullout test. In *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*, 11-14. Springer Berlin Heidelberg.
- Wilkins, M.L., 1964. Fundamental methods in hydrodynamics. *Methods in Computational physics*, 3, pp. 211–263.

## Annexe

Variation des coefficients de frottement maximum  $f^*_0$  ( $\mu^*_0$ ) en haut du mur (où  $\sigma_0=0$ ) et le coefficient de frottement maximum  $f^*_1$  ( $\mu^*_1$ ) à une profondeur de 6m (où  $\sigma_0= 12$  kPa) en fonction du type de renforcement et des caractéristiques géotechnique du sol.

Classe Matériau		Type de remblai (suivant NF EN 14475, Annexe A)			
		1 drainant	2 granulaire	3 intermédiaire	
<b>Bandes métalliques à haute adhérence</b> <sup>(1) (2)</sup>					
	$h_0$ (m)	6,0	6,0	6,0	
$\mu^*_0$	$C_u \leq 2$	1,2	1,2	1,2 ( $\tan \varphi_{1k} / \tan 36^\circ$ )	
	$2 < C_u \leq 10$	1,5	1,5	1,5 ( $\tan \varphi_{1k} / \tan 36^\circ$ )	
	$10 < C_u \leq 20$	2,2	2,2		
	$C_u > 20$	2,5	2,5		
	$\mu^*_1$	Mini ( $\tan \varphi_{1k}; 0,8$ )	Mini ( $\tan \varphi_{1k}; 0,8$ )	$\tan \varphi_{1k}$	
<b>Bandes métalliques lisses</b>					
	$\mu^*_1$	0,4	0,4		
<b>Bandes géosynthétiques</b> <sup>(1)</sup>					
			D70 > 2mm	D70 < 2mm	
	$h_0$ (m)	6,0	6,0	6,0	
$\mu^*_0$	$C_u \leq 2$	1,1	1,1	1,0	1,0 ( $\tan \varphi_{1k} / \tan 36^\circ$ )
	$C_u > 2$	1,3	1,3	1,1	1,1 ( $\tan \varphi_{1k} / \tan 36^\circ$ )
	$\mu^*_1$	$0,9 \tan \varphi_{1k}$	$0,9 \tan \varphi_{1k}$	$0,8 \tan \varphi_{1k}$	$0,8 \tan \varphi_{1k}$

<sup>(1)</sup> Des indications sur la valeur de  $\varphi_{1k}$ , sont données à l'article 6.3.2

<sup>(2)</sup> Pour les matériaux de type 1 et 2, la valeur de  $\mu_0 = 1,2 + \log Cu$   
 $Cu$  : coefficient d'uniformité.