

Université Mohamed Khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:.....

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

Spécialité : Génie Civil  
Option : Géotechnique

Titre de la thèse :

**Modélisation numérique des sols renforcés par  
géosynthétiques**

Présentée par :

**Mohamed LABED**

Soutenue publiquement le 03/07/2018

**Devant le jury composé de :**

Dr. BENMEDDOUR Djamel	Maitre de Conférences A	Président	Université de Biskra
Dr. MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. MABROUKI Abelhak	Maitre de Conférences A	Examineur	Université de Biskra
Dr. BENCHEIKH Boubaker	Maitre de Conférences A	Examineur	Université de Djelfa
Dr. KARECH Toufik	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. BAHEDI Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna

## *Remerciements*

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier très sincèrement M. Mekki MELLAS, Professeur à l'Université de Biskra, doyen de la faculté des sciences et de la technologie de l'Université de Biskra, mon encadreur et le directeur de thèse pour avoir assuré l'encadrement scientifique de cette thèse. Je dois reconnaître qu'il a bien su, ensuite pendant cette thèse, m'orienter vers la bonne voie dans les moments de confusion. Sa disponibilité, son expérience, et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir. Ce fût aussi un grand plaisir pour moi de travailler sous sa direction.

Je tiens aussi mes remerciements à M. Djamel BENMEDDOUR, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements aussi à M. Abelhak MABROUKI, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, à M. Boubaker BENCHEIKH, Maître de Conférences à l'Université de Djelfa, à M. Toufik KARECH, Professeur à l'Université de Batna, à M. Mohamed BAHEDI, Professeur à l'Université de Batna, qui ont eu l'amabilité d'examiner attentivement mon manuscrit et de m'apporter leurs commentaires, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche.

Enfin, je dédie ce travail à mes parents, à ma petite famille : ma femme, qui m'a aidé, soutenu et encouragé durant toutes ces années de préparation de cette thèse; mes enfants Nizar et Abdelhamid ; à mes frères et sœurs; à toute ma grande famille et tous mes amis.

**Résumé :**

Les sols à faible portance, posent un problème de stabilité des ouvrages en terre. Actuellement, il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par géosynthétique. L'utilisation de renfort géosynthétique est appliquée dans de nombreux types d'ouvrage : remblais sur des cavités, remblais sur sol compressible, remblais sur fondations stables et ouvrages de soutènement. Différentes dispositions de renforcement présentées dans la littérature, des nappes verticales ou horizontales de géosynthétique peuvent également jouer un rôle très efficace pour stabiliser les remblais posés sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées.

Le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions), a été utilisé dans cette thèse pour évaluer numériquement les facteurs de sécurité des remblais sur un sol compressible traité par colonnes ballastées avec différentes dispositions de renfort géosynthétique. L'étude numérique a été réalisée d'une part de disposer horizontalement les nappes géosynthétiques au sein du remblai et d'autre part d'encapsuler verticalement les colonnes ballastées. Le comportement élastique parfaitement plastique a été adopté pour les sols en considérant le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée. Les facteurs de sécurité obtenus par des calculs tridimensionnels ont été comparés aux résultats des calculs bidimensionnels. Les résultats montrent que l'accroissement de la raideur de géosynthétique augmente significativement le facteur de sécurité dans le cas où les nappes de renforcement disposées horizontalement au sein du remblai, et permettrait de changer le comportement des colonnes ballastées, et l'on atteint une rupture par flexion des colonnes à la place d'une rupture par cisaillement dans le cas où les nappes de renforcement disposé sous forme d'encapsulation de ces colonnes. Les résultats indiquent également que l'augmentation du module d'Young et l'angle de frottement du ballast à une très faible influence sur le facteur de sécurité, par contre, il est permis de réduire considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Les résultats de cette recherche, sont présentés sous la forme des graphiques et comparés aux résultats d'autres auteurs disponibles dans la littérature.

**Mots clés :** Géosynthétique ; Colonne ballastée ; Différences finies ; Stabilité ; Facteur de sécurité ; Remblai.

**Abstract :**

The weak bearing soils are serious problems in the stability of earth structures. Currently, there are numerous solutions to improve the quality of these soils, in the form, including geosynthetic reinforcement techniques. The use of geosynthetic reinforcement is widely used in civil engineering structures: embankments on cavities, embankments on compressible soil, slope on a stable foundation and retaining structures. Various provisions of reinforcement presented in the literature, vertical or horizontal sheets of geosynthetic can also play a very effective part to stabilize the embankments posed on a compressible ground treated by stone columns.

The finite difference code Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D) was used in this thesis, to evaluate numerically the safety factors of embankments over stone column-improved soft soils with different provisions of reinforcement geosynthetic. The numerical study was carried out on the one hand, to lay horizontally the geosynthetic sheets within embankments and, on the other hand, to vertically encapsulate the stone columns. The soils were modeled by an elasto-plastic model with a Mohr-Coulomb yield criterion and associated flow rule. The factor of safety obtained by 3D numerical method was compared with those obtained by 2D numerical methods. The results show that the increase in the geosynthetic stiffness significantly increases the safety factor in the case where the geosynthetic arranged horizontally within embankments. And allows the behaviour of the columns to be changed, and a bending rupture is reached of the columns in place of a rupture by shearing in the case where the reinforcing columns arranged in the form of vertical encapsulation of the stone columns. The results also that the increase of the Young's modulus and the friction angle of the stone to a very small influence on the safety factor, on the other hand, it is possible to considerably reduce the horizontal displacements of the stone columns. The computational results are presented in the form of graphs, and compared with previous published results available in the literature.

**Keywords :** Geosynthetic ; Stone column ; Finite difference ; Stability ; Factor of safety ; Embankment.

## ملخص :

التربة منخفضة القدرة على التحمل، تشكل تحدي كبير لاستقرار المنشآت . حاليا، هناك العديد من الحلول لتحسين نوعية هذه التربة بما في ذلك تقنية التعزيز بجيوسينثيتيك. إستعمال هذه التقنية يدخل في عدة منشآت، منها على سبيل الذكر: ردم التجاويف، الردم المنجز على التربة ضعيفة التحمل، الردم على الأتربة المستقرة و الجدران الساندة. هنالك وضعيتان مختلفتان لإستعمال هذه التقنية، الأفقية أو العمودية، كلتاهما تستطيع أن تلعب دور مهم و فعال في إستقرار الردم المنجز على التربة ضعيفة التحمل المعالجة بأعمدة حجرية.

البرنامج الرقمي FLAC3D أستعمل في هذه الأطروحة لإيجاد معامل الأمان للردم المنجز على التربة ضعيفة التحمل المعالجة بأعمدة حجرية، و ذلك باستخدام وضعيتين مختلفتين لتقنية التعزيز بجيوسينثيتيك. أستخدمت التقوية بطبقات جيوسينثيتيك بوضعية أفقية في الردم كطريقة الأولى لتعزيز، أما الثانية فكانت بإستعمالها كغلاف للأعمدة الحجرية . أستخدم لإيجاد معامل الأمان في هاته الأطروحة طريقة ثلاثية الأبعاد ، و قد قورنت هذه الطريقة بطريقة ثنائية الأبعاد. أشارت النتائج إلى أن الزيادة في معامل المرونة للجوسينثيتيك تدعم بصفة ملموسة معامل الأمان في حالة وضعها كطبقات أفقية ، و زيادة على ذلك ، فإنها تغير سلوك العمود الحجري من تشوه قصي إلى تشوه إنحنائي في حالة وضعها كغلاف عمودي. و أشارت النتائج أيضا إلى أن الزيادة في قساوة و زاوية الإحتكاك للأحجار المكونة للأعمدة الداعمة لها تأثير لا يكاد يذكر على معامل الأمان ، في حين إنها تقلل كثيرا الإزاحات الأفقية لهذه الأعمدة. نتائج هذه الأبحاث قدمت في شكل منحنيات و قورنت مع نتائج أبحاث سابقة.

**الكلمات المفتاحية :** جيوسينثيتيك ، العمود الحجري ، الفروق المتناهية، إسقرار ، معامل الأمان ، الردم .

# Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Table des matières	IV
Nomenclature	VII
Liste des figures	IX
Liste des tableaux	XIII
Introduction générale	1
<b>Chapitre I : Revue bibliographique des renforcements des sols par géosynthétique</b>	
I.1 Introduction	3
I.2 Fonctions des géosynthétiques	3
I.3 Types des géosynthétiques	4
I.4 Conception de renforcement des sols	4
I.5 Applications des géosynthétiques pour le renforcement des sols	5
I.5.1 Application des géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements	5
I.5.2 Application des géosynthétiques dans les chaussées non revêtues	6
I.5.3 Application des géosynthétiques dans les fondations	8
I.5.4 Application des géosynthétiques dans les talus et remblais	9
I.5.5 Application des géosynthétiques dans les remblais sur sols mous	10
I.5.5.1 Application des géosynthétiques sous forme des nappes horizontales	10
I.5.5.2 Application des géosynthétiques sous forme des nappes verticales	12
I.5.5.2.1 Stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées non renforcé	13
I.5.5.2.2 Stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées renforcé par géosynthétique	19
I.5.5.2.3 Renforcement des colonnes ballastées par géosynthétique	19
I.6 Conclusions	34
<b>Chapitre II : Présentation de l'outil numérique et loi de comportement</b>	
II.1 Introduction	35
II.2 Description du code de calcul	35
II.2.1 Méthode des différences finies	35
II.2.2 Analyse Lagrangienne	36

II.2.3 Schéma de résolution explicite	36
II.2.4 Formulation numérique en différences finies	38
II.2.4.1 Discrétisation bidimensionnel	38
II.2.4.2 Discrétisation tridimensionnel	40
II.2.5 Force non équilibré (Unbalanced force)	42
II.2.6 Méthodologie de simulation avec FLAC	43
II.2.7 Eléments structurels	43
II.2.7.1 Élément géogridde (geogrid)	44
II.2.7.2 Paramètres du l'élément géogridde (geogrid)	46
II.3 Modèles de comportement	47
II.3.1 Modèle élastique linéaire isotrope	48
II.3.2 Modèle de Mohr- Coulomb	49
II.3.2.1 Partition des déformations	49
II.3.2.2 Surface de charge	50
II.3.2.3 Notion de règle d'écrouissage	51
II.3.2.4 Notions de loi d'écoulement	53
II.3.3 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb	54
II.3.3.1 Paramètres du modèle	56
II.4 Calcul du coefficient de sécurité avec le code FLAC	57
II.4.1 Algorithme de base pour le calcul de FS par réduction des paramètres de résistance	58
II.5 Etudes numériques existant en différences finies sur la stabilité des sols renforcés effectuées à l'aide du code FLAC	60
II.6 Conclusions	64
<b>Chapitre III : Modélisation numérique des remblais renforcés par des nappes horizontales géosynthétiques sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées</b>	
III.1 Introduction	66
III.2 Méthodes d'équivalence bidimensionnelle du sol traité par des colonnes ballastées	67
III.3 Présentation du problème	68
III.4 Modélisation numérique	69
III.5 Résultats et discussions	70
III.5.1 Validation du modèle	70
III.5.2 Étude paramétrique	73
III.5.2.1 Influence de l'angle de frottement du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique	73
III.5.2.2 Influence de la raideur sur la position optimale de la nappe géosynthétique	74

III.5.2.3 Influence de la hauteur du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique	75
III.5.2.4 Influence du nombre des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité	75
III.5.2.5 Influence de l'espacement des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité	76
III.6. Conclusion	77
<b>Chapitre IV : Modélisation numérique des remblais sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcés par géosynthétique</b>	
IV.1. Introduction	79
IV.2. Caractéristiques équivalentes de la colonne ballastée entourée par géosynthétique	80
IV.2.1 Cohésion apparente de la colonne ballastée entourée par géosynthétique	80
IV.2.2 Module d'Young et le coefficient de Poisson équivalents de la colonne ballastée entourée par géosynthétique	82
IV.3 Méthodes des murs équivalents	82
IV.4 Présentation du problème	82
IV.5 Modélisation numérique	83
IV.6 Résultats et discussions	85
IV.6.1 Validation du modèle	85
IV.6.2 Étude paramétrique	88
IV.6.2.1 Influence de la hauteur du remblai	88
IV.6.2.2 Influence du module d'Young du ballast	90
IV.6.2.3 Influence de l'angle de frottement du ballast	91
IV.6.2.4 Influence de la cohésion non drainée du sol compressible	93
IV.6.2.5 Influence de la profondeur du sol compressible	94
IV.6.2.6 Influence de la raideur de la nappe géosynthétique	95
IV.7. Conclusion	97
<b>Conclusion générale et perspectives</b>	99
<b>Références bibliographiques</b>	102

# Nomenclature

$A$	Surface plane de la partie de sol naturel rattachée à une colonne
$A_c$	Surface de la section de la colonne.
$a_s$	Taux d'incorporation
$BCR$	Rapport de la capacité portante
$c_{ce}$	Cohésion apparente
$c_{eq}, c_c \text{ et } c_s$	Cohésions du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement
$c_{gs}$	Cohésion de l'interface sol-géogrid
$c_m$	Cohésions du mur équivalent
$d$	Diamètre de la colonne,
$d_m$	Epaisseur du mur équivalent
$d_e$	Diamètre de la colonne a la déformation axiale $\varepsilon$
$e$	Espacement entre deux nappes géosynthétiques
$E_{ce}$	Module d'Young équivalent
$E_{eq}, E_c \text{ et } E_s$	Modules d'Young du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement
$E_g$	Module d'Young de la nappe géosynthétique
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	Taux de déformations
$E_m$	Modules d'Young du mur équivalent
$ESCM$	Méthode de la résistance au cisaillement équivalent
$FS$	Coefficient de sécurité
$g$	Accélération due aux forces de volume
$G$	Modules de cisaillement
$J$	Raideur de l'élément géogrid
$K$	Modules volumique
$K_0$	Coefficient des terres au repos
$k_s$	Rigidité de cisaillement de l'interface sol-géogrid
$L$	Longueur de la colonne
$MCE$	Méthode d'égalité du section colonne-mur
$M_d$	Moment moteur du sol
$MEL$	Méthode d'équilibre limite
$MFE$	Méthode de la résistance à la flexion équivalente
$MHE$	Méthode d'un milieu homogène équivalent
$M_r$	Moment résistant du sol
$N$	Nombre des nappes de renforcement
$P_a$	Force de poussée du remblai
$P_r$	Force de frottement le long de l'interface renforcement/remblai

$q$	Charges par unité de surface agissant sur la fondation
$r$	Rayon de la colonne entourée par géogrid
$s$	Espacement entre deux colonnes
$t$	Temps
$t$	Épaisseur de l'élément géogrid
$u$	Déplacement horizontal
$x$	Vecteur position
$\dot{\varepsilon}$	Déformation
$\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$	Contraintes principales
$\nu_{ce}$	Coefficient de Poisson équivalents
$\Delta t$	Pas de temps
$\gamma_{eq}, \gamma_c \text{ et } \gamma_s$	Poids volumiques du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement
$\gamma_m$	Poids volumiques du mur équivalent
$\Delta\sigma_{1g}$	Accroissement de la contrainte axiale
$\Delta\sigma_{3g}$	Accroissement de la contrainte circonférentielle
$\varepsilon_a$	Déformation axiale
$\varepsilon_c$	Déformation circonférentielle
$\nu_{eq}, \nu_c \text{ et } \nu_s$	Coefficients de Poisson du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement
$\nu_m$	Coefficients de Poisson du mur équivalent
$\rho$	Masse volumique
$\sigma_n$	Nouvelles contraintes
$\sigma_p$	Contraintes du cycle de calcul précédent
$\tau$	Contraint de cisaillement
$\varphi_c$	Angle de frottement du ballast
$\varphi_{eq}, \varphi_c \text{ et } \varphi_s$	Angles de frottements du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement
$\varphi_{gs}$	Angle de frottement de l'interface sol-géogrid
$\varphi_m$	Angles de frottements du mur équivalent
$\psi$	Angle de dilatance

## Liste des figures

Numéro de la figure	Désignation des figures	Page
Fig.I.1	Matériaux de géosynthétiques typiques (Bathurst 2007a).	4
Fig.I.2	Murs soutènements (Bathurst 2007b).	6
Fig.I.3	Différentes modes de rupture des murs soutènements avec un massif en sol renforcé : (a, b, c) stabilité externe ; (d, e, f) stabilité interne ; (g, h, i) stabilité de parement (Bathurst 2007b).	6
Fig.I.4	Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues (Palmeira 2007).	7
Fig.I.5	Courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.	8
Fig.I.6	Pente en sol renforcé par géosynthétique sur fondation stable (Bathurst 2007c).	9
Fig.I.7	Différentes modes de rupture des remblais construits sur des fondations molles (Otani and Palmeira 2007).	10
Fig.I.8	Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge (Otani and Palmeira 2007).	11
Fig.I.9	Remblai renforcé par inclusions (pieux) et géosynthétique.	12
Fig.I.10	Méthodes d'équivalence bidimensionnelle des colonnes : (a) MHE ; (b) MFE ; (c) MCE.	14
Fig.I.11	Modèle bidimensionnel du sol traité par des colonnes ballastées : (a) Méthode des colonnes ballastées individuelles ; (b) Méthode du milieu homogène équivalent.	15
Fig.I.12	Influence de différents placements de géosynthétique (Broms 1977).	20
Fig.I.13	Schéma de l'essai de compression (Sharma et al. 2004).	21
Fig.I.14	Influence du nombre des nappes géogrilles sur la capacité du matériau composite (Sharma et al. 2004).	22
Fig.I.15	Influence de l'espacement des nappes géogrilles sur le diamètre de l'expansion (Sharma et al. 2004).	22
Fig.I.16	Influence de l'encapsulation des spécimens par géocellule (Bathurst et carpurapu 1993).	25
Fig.I.17	Influence de la raideur des nappes géogrilles sur la capacité du matériau composite (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).	27

Fig.I.18	Intensité de charge en fonction du diamètre de la colonne pour atteindre un tassement de 10 mm (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).	29
Fig.I.19	Ratio de concentration de charge en fonction du diamètre de la colonne (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).	29
Fig.I.20	Capacité de charge d'une colonne de 1m de diamètre confiné par géosynthétique avec différentes raideurs (Murugesan et Rajagopal 2006).	31
Fig.I.21	Contrainte circonférentielle développée dans deux différents diamètres de colonne (Murugesan et Rajagopal 2006).	31
Fig.I.22	Contrainte circonférentielle développée dans les géogrilles de différentes raideurs (Malarvizhi et Ilamparuth 2007).	32
Fig.I.23	Ratio de concentration des contraintes en fonction de la contrainte verticale (Malarvizhi et Ilamparuthi 2007).	33
Fig.II.1	Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).	37
Fig.II.2	Discrétisation mixte : (a) Dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, (b) Vecteur vitesse, (c) Force nodale.	39
Fig.II.3	Mode de déformation pour laquelle la discrétisation mixte est la plus efficace (Itasca, 2006).	42
Fig.II.4	Comportement mécanique dans la direction de cisaillement de l'interface sol-géogrille.	45
Fig.II.5	Loi de comportement élastique parfaitement plastique de l'interface sol-géogrille.	46
Fig.II.6	Surface de charge.	50
Fig.II.7	Essai de traction (ou de compression) uniaxiale d'un matériau.	51
Fig.II.8	Représentation de l'écrouissage isotrope en projection : (a) dans le plan déviatoire ;(b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.	52
Fig.II.9	Représentation de l'écrouissage cinématique en projection : (a) dans le plan déviatoire ; (b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ en traction-compression simple.	53
Fig.II.10	Critère de rupture de Mohr-Coulomb (lee 1994).	55
Fig.II.11	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.	56
Fig.II.12	Modélisation de la dilatance $\psi$ à partir du test triaxial (Vermeer et De Borst 1984).	57
Fig.II.13	Evolution temporelle du coefficient de réduction des paramètres c et $\tan\phi$ .	59
Fig.II.14	Coefficient de sécurité en fonction de la cohésion non drainée des colonnes mixtes (Han et al. 2004).	62

Fig.II.15	Coefficient de sécurité calculé dans des conditions à court et long termes avec différentes méthodes de calcul (Zhang et al. 2014).	63
Fig.II.16	Paramètres affectent la valeur de coefficient de sécurité (Mohapatra et Rajagopal 2016).	64
Fig.III.1	Géométrie du modèle tridimensionnel :(a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).	68
Fig.III.2	Maillage retenu pour les modèles bidimensionnels et tridimensionnel : (a) MHE ; (b) MME1 ; (c) MME2 ; (d) Vue en perspective et de plan.	70
Fig.III.3	Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes approches.	72
Fig.III.4	Déformations de cisaillement maximales obtenues par différentes approches : (a) MHE ; (b) MME1 ; (c) MME2 ; (d) 3D.	72
Fig.III.5	Facteur de sécurité pour différents angles de frottement du remblai.	73
Fig.III.6	Facteur de sécurité pour différentes valeurs de la raideur J.	74
Fig.III.7	Facteur de sécurité pour différentes valeurs de la hauteur du remblai.	75
Fig.III.8	Facteur de sécurité en fonction du nombre des nappes géosynthétiques.	76
Fig.III.9	Facteur de sécurité on fonction de l'espacement entre les nappes géosynthétique.	77
Fig.IV.1	Modèle de l'essai triaxial de la colonne ballastée.	81
Fig.IV.2	Droite intrinsèque du ballast et du ballast renforcé par géosynthétique.	81
Fig.IV.3	Géométrie du modèle tridimensionnel : (a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).	83
Fig.IV.4	Maillage retenu pour les modèles bidimensionnels et tridimensionnel : (a) MCE ; (b) MFE ; (c) 3D et 3DCE (Vue en perspective et de plan).	85
Fig.IV.5	Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes approches.	86
Fig.IV.6	Déformations de cisaillement maximal obtenues par différentes approches : (a) 3D ; (b) 3DCE ; (c) MCE ; (d) MFE.	86
Fig.IV.7	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus obtenu par différentes approches.	87
Fig.IV.8	Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai.	89
Fig.IV.9	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai.	89
Fig.IV.10	Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast.	90
Fig.IV.11	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast.	91

Fig.IV.12	Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast.	92
Fig.IV.13	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.	92
Fig.IV.14	Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible.	93
Fig.IV.15	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.	94
Fig.IV.16	Facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible.	95
Fig.IV.17	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.	96
Fig.IV.18	Facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique.	96
Fig.IV.19	Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géosynthétique.	97

## Liste des tableaux

<b>Numéro de la figure</b>	<b>Désignation des tableaux</b>	<b>Page</b>
Tab.I.1	Essais en laboratoire existant sur des colonnes ballastées confinée par géosynthétiques.	24
Tab.II.1	Méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980).	38
Tab.II.2	Formes des zones primitives disponibles dans Flac 3D.	41
Tab.II.3	Relations entre constantes élastiques, d'après Leipholz (1974).	48
Tab.II.4	Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil (d'après Mestat, 1993).	49
Tab.II.5	Modèles numériques existant en différences finies.	61
Tab.III.1	Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al. (2014).	69
Tab.III.2	Caractéristiques de géosynthétique.	70
Tab.IV.1	Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al. (2014).	84
Tab.IV.2	Caractéristiques de géosynthétique.	84

## **Introduction générale**

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement en utilisant le renforcement par différentes techniques. Le renforcement du sol par géosynthétiques est une technique couramment utilisées pour améliorer la stabilité des ouvrages géotechniques. Ils sont ajoutés pour reprendre les efforts axiaux. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans la pratique.

Le renforcement par géosynthétique est appliqué dans de nombreux types d'ouvrages tels que les remblais sur des cavités, les remblais sur sol compressible, les remblais sur fondations stables et les ouvrages de soutènement. Différentes dispositions de renforcement présentées dans la littérature, des nappes verticales ou horizontales de géosynthétique peuvent également jouer un rôle très efficace pour stabiliser les remblais posés sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées.

L'analyse expérimentale et numérique du comportement en service des massifs renforcés par des géosynthétiques a permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles. Dans la littérature, plusieurs travaux de recherches ont été effectués sur différents types de renforcements par géosynthétiques (Bathurst et carpurapu 1993 ; Reiffsteck 1996 ; Rajagopal et al. 1998 ; Palmeira et al. 1998 ; Shukla 2002 ; Zornberg et Arriaga 2003 ; Qhaderi et al. 2005 ; Paravita et al. 2006 ; Wulandari et Tjandra 2006 ; Viswanadham et Mahajan 2007 ; Kupka et al. 2009 ; Malarvizhi et Ilamparuthi 2008 ; Hu et al. 2010 ; Luo et al. 2016). L'analyse de ces études met en évidence la nécessité de conduire d'autres travaux de recherche plus approfondis sur l'utilisation de ce matériau complexe (sol et géosynthétique) pour évaluer l'importance de renforcement sur le comportement mécanique des sols améliorés. Ces travaux de recherche requièrent tout d'abord à l'étude des caractéristiques du sol et des géosynthétiques afin de déterminer les paramètres nécessaires à la modélisation du comportement de ce matériau complexe.

La simulation numérique est indispensable pour fournir plus d'informations à moindre coût sur le comportement des géosynthétiques et les sollicitations lors de l'installation dans les ouvrages et ensuite au cours de sa vie. De ce fait, ce travail utilise du code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions) pour développer des modèles numériques qui traitent l'interaction sol géosynthétiques. Ce code basé sur la méthode des

différences finies a été utilisé avec succès par de nombreux auteurs pour la modélisation de systèmes comportant des sols renforcés par géosynthétiques. Il présente différents avantages pour notre problème car il permet notamment de prendre en compte de grands déplacements entre les matériaux, de grandes déformations des matériaux et différents comportements non-linéaire du sol (avec de nombreuses lois de comportement proposées).

La présente thèse est présentée en quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur le comportement général des matériaux géosynthétiques et l'utilisation de ces matériaux pour renforcer les ouvrages géotechniques. Cette recherche permettra de rappeler les méthodes et les approches existantes pour étudier la stabilité des sols renforcés et de montrer les limites et les difficultés liées à cette technique.

Le deuxième chapitre présente les lois de comportement utilisées dans cette thèse, notamment le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb pour simuler le comportement des sols et le modèle élastique pour simuler le comportement de géosynthétique, ainsi que l'outil numérique utilisé à savoir le code FLAC3D.

Le troisième chapitre représente la première contribution effectuée dans le cadre de cette thèse, qui concerne l'évaluation numérique du facteur de sécurité d'un remblai renforcé par des nappes géosynthétiques posées horizontalement sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées en utilisant différentes méthodes d'homogénéisation. Pour trouver l'emplacement optimal des nappes géosynthétiques au sien d'un remblai, et étudier l'effet de la raideur des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité.

Le quatrième chapitre représente une deuxième contribution concernant l'évaluation numérique du facteur de sécurité d'un remblai posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées confiné par géosynthétique. Le facteur de sécurité est déterminé par l'utilisation des différentes méthodes d'homogénéisation. Ce chapitre est dédié à l'étude paramétrique en tenant compte un nombre important de paramètres, tels que la hauteur du remblai, le module d'élasticité et l'angle de frottement du ballast, la cohésion non drainée et l'épaisseur du sol compressible, ainsi que la raideur des géosynthétiques. L'ensemble des résultats des simulations sont discutés et comparés aux résultats disponibles dans la littérature.

## **Chapitre I**

### **Revue bibliographique des renforcements des sols par géosynthétique**

#### **I.1 Introduction**

Un géosynthétique est défini par la norme NF EN ISO 10318 comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. L'utilisation des géosynthétiques vise essentiellement deux objectifs : pour faire mieux le fonctionnement d'ouvrage (par exemple, sans la détérioration du matériau ou de la fuite excessive) et de réaliser leur fonctionnement de façon plus économique (soit par la réduction du coût initial, ou par l'augmentation de la durabilité du projet).

#### **I.2 Fonctions des géosynthétiques**

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques fabriqués pour une utilisation dans les domaines de la géotechnique, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport. On distingue communément les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction.

Dans la présente étude, nous nous concentrons sur le renforcement :

La Société Internationale des Géosynthétiques définit le renforcement comme suite :

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'un massif de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches supportées en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

### I.3 Types des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être classés en catégories selon le mode de fabrication. Les familles spécifiques de géosynthétiques sont présentées ci-dessous :

- a- Les géotextiles ;
- b- Les géogrilles ;
- c- Les géofilets ;
- d- Les géomembranes ;
- e- Les géocomposites ;
- f- Les géosynthétiques bentonitiques ;
- g- Les géotuyaux ;
- h- Les géosynthétiques alvéolaires ;
- i- Les blocs ou plaques de géomousses.

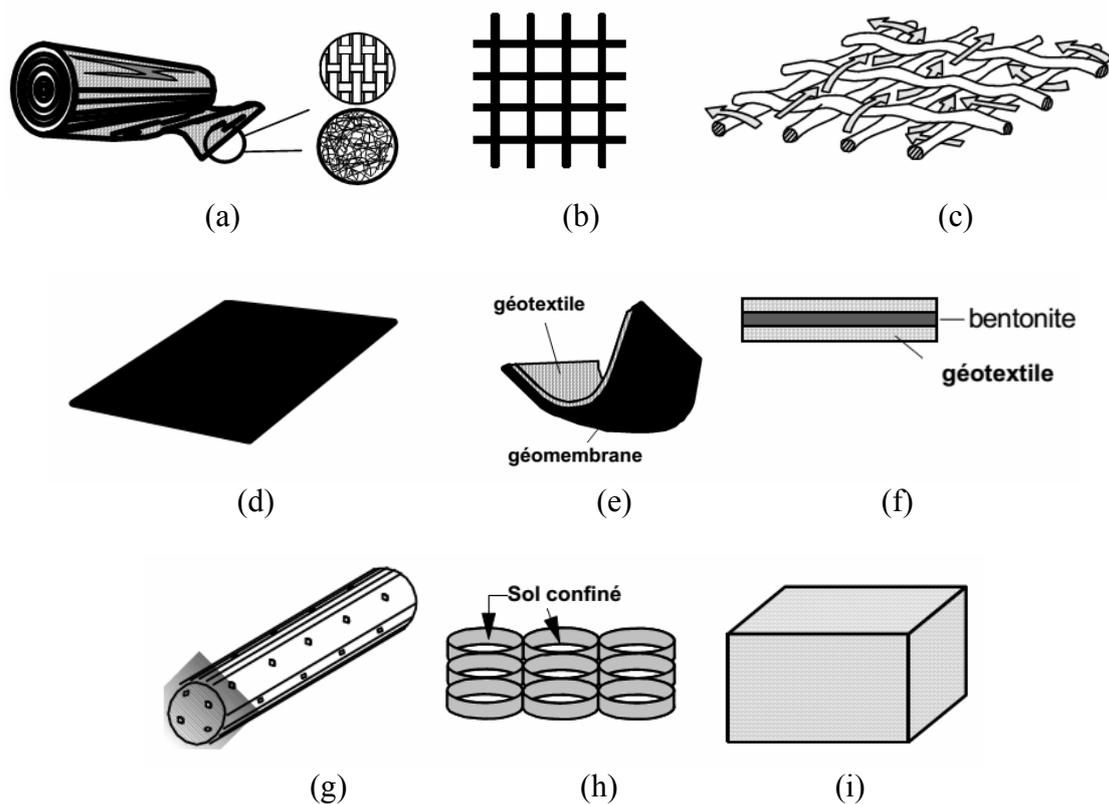


Fig.I.1 Matériaux de géosynthétiques typiques (Bathurst 2007a).

### I.4 Conception de renforcement des sols

L'introduction d'une nappe géosynthétique (forte en traction) dans un sol (fort en compression et faible en traction) améliore le système complexe sol-renforcé. Différentes dispositions de

renforcement présentées dans la littérature, des nappes verticales ou horizontales de géosynthétique peuvent également jouer un rôle très efficace pour renforcer les sols à faible portance (Broms 1977 ; Bathurst et carpurapu 1993 ; Madhav et al. 1994 ; Al-Joulani 1995 ; Sharma et al. 2004 ; Malarvizhi et Ilamparuthi 2004 ; Murugesan et Rajagopal 2009).

### **I.5 Applications des géosynthétiques pour le renforcement des sols**

L'introduction des géosynthétiques au sein de sol à pour rôle principal de fournir une grande résistance à la traction au matériau de forte résistance en compression et relativement faible en traction. La disposition optimale des géosynthétiques permet de limiter les déformations des sols ou à augmenter sa capacité de chargement, en particulier dans le cas où de grands déplacements sont prévus. Ainsi on trouve l'application de renforcement des sols par géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements, les chaussées non revêtues, les fondations, les talus et remblais, les remblais sur sols mous.

#### **I.5.1 Application des géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements**

Dans les ouvrages de soutènement renforcés par des nappes géosynthétiques horizontales (Figure I.2), le géosynthétique forme avec le sol un nouveau matériau possédant une résistance à la traction et une capacité de déformation sans rupture supérieure, conférant ainsi à l'ouvrage une stabilité améliorée. Bathurst (2007b) a démontré que les murs cellulaires renforcés par des nappes géosynthétiques peuvent être construits avec une réduction du coût de 50% par rapport au coût des murs poids ou gravité.

Les murs à parement cellulaire avec un massif en sol renforcé sont soumis à des risques de rupture, sous l'effet des forces exercées par le sol. Il existe différents types de rupture, et donc différents types de stabilité, qui doivent toujours être pris en compte lors de l'élaboration de l'ouvrage. On distingue donc la stabilité interne, externe, de parement et d'ensemble. La stabilité interne a été traitée d'abord l'espacement, la longueur et le recouvrement des géosynthétiques à pour éviter la déchirure et l'arrachement de renforcement et le glissement interne de mur cellulaire.

La stabilité externe afin de vérifier le renversement, le glissement et le poinçonnement. Finalement, la stabilité de parement afin d'éviter la rupture par cisaillement et le renversement de mur cellulaire et la déchirure de connexion.

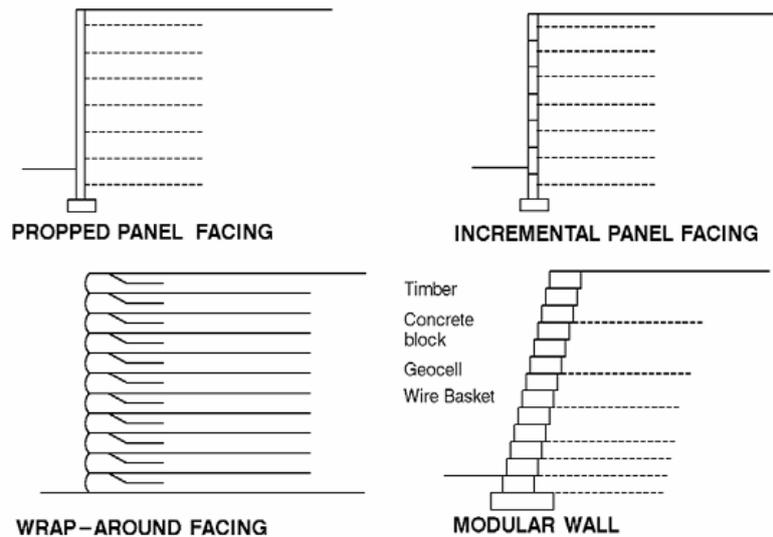


Fig.I.2 Murs soutènements (Bathurst 2007b).

Les différentes modes de rupture des murs soutènements sont présentées sur la figure I.3.

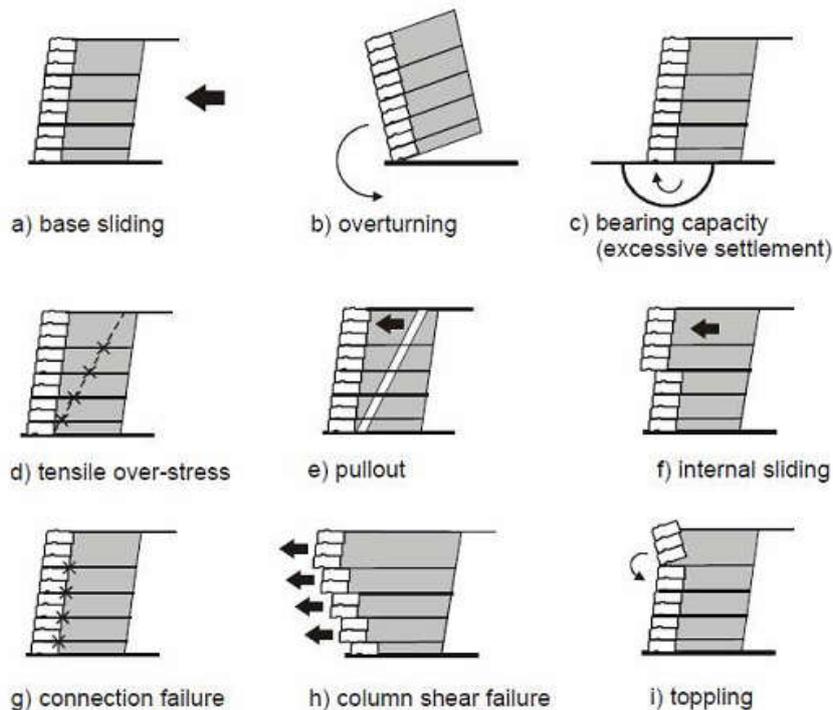


Fig.I.3 Différentes modes de rupture des murs soutènements avec un massif en sol renforcé : (a, b, c) stabilité externe ; (d, e, f) stabilité interne ; (g, h, i) stabilité de parement (Bathurst 2007b).

### I.5.2 Application des géosynthétiques dans les chaussées non revêtues

Les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour renforcer des chaussées non revêtues et des plates-formes de travail sur les sols mous. S'il est bien spécifié, un géosynthétique peut exercer une ou plusieurs des fonctions suivantes : séparation, renforcement et drainage (figure I.4). Les geotextiles et les géogrilles sont les matériaux les plus fréquemment utilisés dans ce type de travaux. Comparé aux chaussées non revêtues non

renforcées, la présence du géosynthétique de renforcement peut présenter de nombreux avantages :

- Construire même dans des conditions peu favorables : sols supports faibles, conditions de chargement élevées, couches de granulaires épaisses et couteuses, sols supports contaminés, conduites peu profondes, etc.
- Réduction des coûts de construction (car moins de matériaux à utiliser pour le renforcement des couches).
- Amélioration de la distribution des contraintes et de la propagation des efforts verticaux ;
- Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane ;
- Augmentation de la durée de service de la route ;
- Réduction des coûts de construction et de besoin d'entretien de la route.

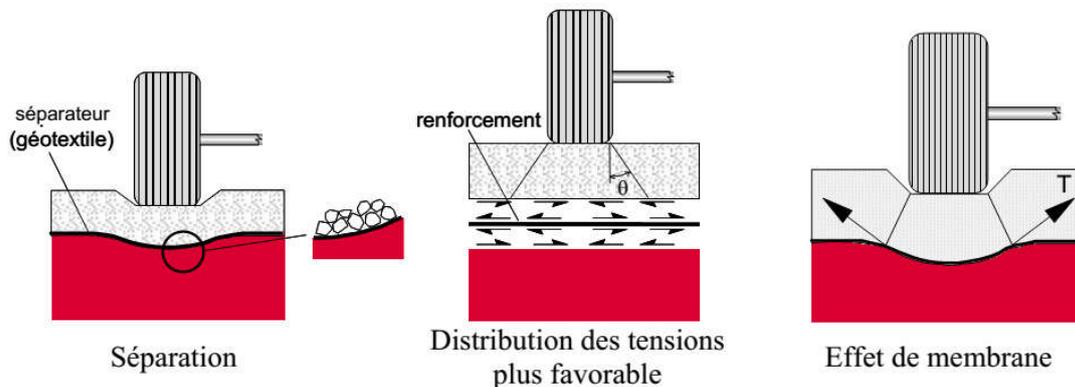


Fig.I.4 Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues (Palmeira 2007).

A mesure que la profondeur des ornières augmente, la déformation du géosynthétique fournit davantage de renforcement grâce à l'effet de membrane. La composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale du remblai. Plusieurs recherches dans la littérature ont montré que dans une route renforcée une profondeur d'orniérage donnée sera atteinte pour un nombre de répétitions de charge (intensité du trafic) plus grande que dans le cas non renforcé. Ceci engendrera une plus grande durée de service et demandera une moindre maintenance. Un drainage accélérera également la consolidation du sol mou, augmentant sa résistance. Le drainage du sol mou peut être réalisé en employant un géotextile, une géogrille et-ou un géocomposite. La stabilisation de la partie supérieure du sol mou sera bénéfique si la route doit être revêtue par la suite en réduisant les coûts de construction et en réduisant au minimum les déformations de la chaussée.

### I.5.3 Application des géosynthétiques dans les fondations

Les géosynthétiques de renforcement sont utilisés avec succès pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement de fondations posé sur des sols à faible portance. L'étude de comportement des sols de fondation renforcés par géosynthétiques a été effectués par nombreux auteurs a pour but de détermination des paramètres géométriques et géotechniques qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur l'augmentation de capacité portante. Les résultats des essais expérimentaux et numériques trouvés dans la littérature ont indiqué que des améliorations ont été obtenues quand les nappes des géogrilles sont placées au-dessous des fondations sur une profondeur déterminée. Au-dessous de cette profondeur une amélioration insignifiante sera produite. L'influence du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimé en matrice de paramètre sans dimension appelé le rapport de la capacité portante ( $BCR$  ; Bearing Capacity Ratio). Le  $BCR$  est le rapport de la valeur de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \qquad BCR_s = \frac{q_R}{q}$$

Où :  $BCR_u$  : Rapport de la capacité portante par rapport à la charge ultime ;  $BCR_s$  : Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné,  $s$ .  $q_R$  et  $q$  : charges par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement  $s$ , respectivement avec et sans renforcement.  $s$  : tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.

La figure I.5 montre la nature générale des courbes chargement-tassement d'une fondation avec et sans renforcement.

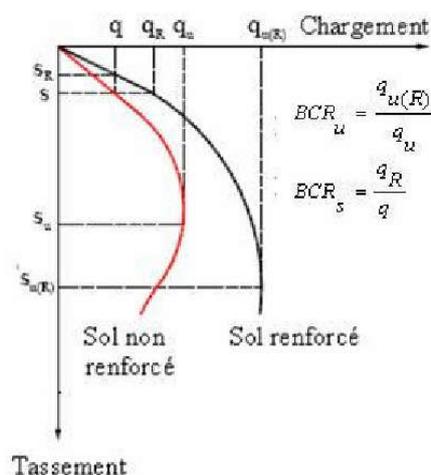


Fig.I.5 Courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.

### I.5.4 Application des géosynthétiques dans les talus et remblais

Bien que le fondation de remblai soit satisfaisante, les talus peuvent être instables pour les angles de pente plus raides. Les géosynthétiques de renforcement sont utilisés en couches horizontales pour stabiliser les pentes dans le cas de risques potentiels de rupture profonde, comme montre la figure I.6 .

Le massif renforcé peut faire partie du rétablissement d'une pente et renforcer les talus d'un remblai en terre et leur permettant de supporter des charges plus lourdes, de rester stables avec une inclinaison des angles plus raides mais aussi de limiter leur tassement. Il peut être nécessaire de stabiliser la surface de la pente (particulièrement lors de la mise en place et du compactage du remblai) en utilisant des renforts secondaires relativement courts et moins espacés et en retournant les couches de renfort au parement. Dans la plupart des cas, la surface de la pente doit être protégée contre l'érosion. Cela peut exiger l'emploi de matériaux géosynthétiques retenant une fine couche de sol comme des géo-cellules ou des géo-mats relativement légers couramment utilisés pour ancrer temporairement la végétation. La figure I.6 montre qu'un drain peut être nécessaire pour éliminer les forces de sous pression dans le massif de sol renforcé.

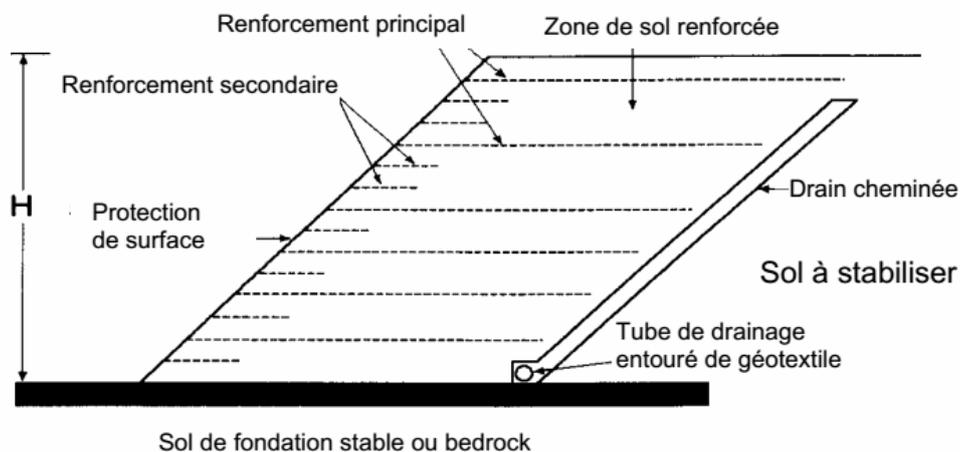


Fig.I.6 Pente en sol renforcé par géosynthétique sur fondation stable (Bathurst 2007c).

L'emplacement, le nombre, la longueur et la résistance des géosynthétiques de renforcements principaux nécessaires pour fournir un facteur de sécurité adéquat vis-à-vis de la rupture de la pente sont déterminés en utilisant les méthodes conventionnelles d'équilibre limite modifiées pour prendre en compte les forces de stabilisation admissible des renforts.

### I.5.5 Application des géosynthétiques dans les remblais sur sols mous

Les remblais sont souvent construits sur des fondations molles et très compressibles. En raison de la haute compressibilité et la résistance au cisaillement faible, les remblais peuvent être construits avec des pentes presque plates. La construction de ces remblais aussi constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, l'utilisation des nappes géosynthétiques se forme des couches horizontales ou verticale pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée.

#### I.5.5.1 Application des géosynthétiques sous forme des nappes horizontales

Les nappes horizontales de géosynthétiques peuvent être efficacement utilisées pour différentes modes de rupture, comme montre la figure I.7:

- a- réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances ;
- b- prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation ;
- c- prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique.

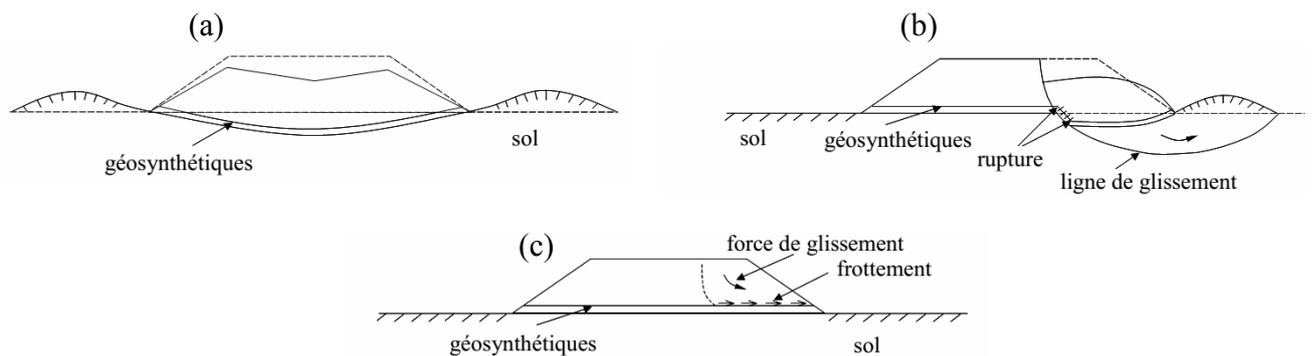


Fig.I.7 Différents modes de rupture des remblais construits sur des fondations molles (Otani et Palmeira 2007).

Le niveau de stabilité d'un remblai renforcé sur sols compressibles peut être évalué par le facteur de sécurité ( $FS$ ) :

- pour une stabilité d'ensemble,  $F_s = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} \geq$  en général 1,2 1,3

Où :

$M_d$  : moment moteur du sol,  $M_r$  : moment résistant du sol et  $\Delta M_r$  : moment résistant dû à l'action du géosynthétique.

- pour une stabilité vis-à-vis d'une rupture par glissement,

$$F_s = \frac{P_r}{P_a} \geq \text{en général } 1,5$$

Où :

$P_r$  : force de frottement le long de l'interface renforcement/remblai,  $P_a$  : force de poussée du remblai (de pression de poussée des terres).

Dans le cas où le renforcement géosynthétique seul est insuffisant, le renforcement par inclusions rigides ou souples et plate-forme de transfert de charge peut être utilisé. Des pieux préfabriqués ou colonnes ballastées peuvent être employés, comme montre la figure I.8.

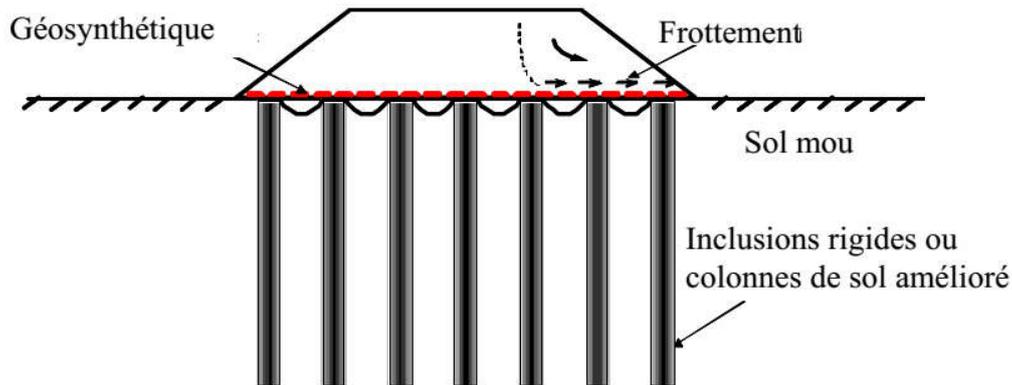


Fig.I.8 Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge (Otani et Palmeira 2007).

L'ajout d'une nappe géosynthétique horizontale directement à la base du remblai a pour but de faciliter le transfert de charge vers inclusions et de limiter les tassements de surface à des valeurs admissibles compatibles avec les infrastructures concernées. Les charges d'exploitation et celles dues au poids du remblai sont en partie transférées aux inclusions, directement par des mécanismes d'effet voûte et de report de charge dans le remblai, ou indirectement par effet membrane par l'intermédiaire du géosynthétique. Notons que l'action du géosynthétique se substitue à celle du matelas de transfert de charge qui n'est dans ce cas pas nécessaire. Les efforts appliqués aux inclusions sont selon les cas repris par frottement ou transférés à un substratum rigide.

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

Les mécanismes de transfert de charge dans le remblai permettent un report direct d'une partie des charges d'exploitation et des charges dues au poids du remblai vers les têtes des inclusions. Ils s'initient pendant la construction du remblai ou après tassement du sol

compressible sous-jacent. Si le report de charge est important (création d'une voûte) les tassements de surface peuvent être faibles (en considérant des pieux rigides fixes).

L'effet voûte est le mécanisme qui permet le transfert direct d'une partie des charges du remblai vers la tête des pieux. Ce mécanisme qui se produit suite à l'effondrement ou au tassement d'une partie du sol de remblai sur la nappe géosynthétique engendre une réorganisation et une réorientation des efforts au sein du remblai, comme montre la figure I.9. Si la voûte formée au-dessus du réseau de pieux est stable on peut espérer un faible taux de déformations en surface même si des mouvements de sols plus importants sont perceptibles en profondeur. Rappelons que le mouvement d'une certaine partie du sol est nécessaire et indispensable à la formation d'une voûte. Les mécanismes qui régissent la formation des voûtes sont très complexes. Ils dépendent bien évidemment des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (espacement des pieux, formes et dimensions des têtes des pieux, hauteur du sol de remblai, etc.) mais également des caractéristiques du sol (granularité et caractéristiques mécaniques). Il n'est pas exclu non plus que la présence d'un renfort géosynthétique perturbe les mécanismes de voûte surtout lorsque plusieurs nappes sont utilisées au sein du corps de remblai.

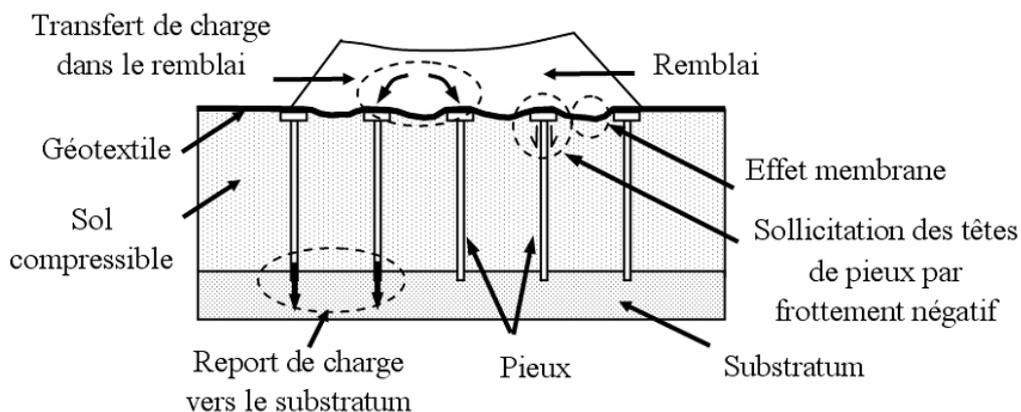


Fig.I.9 Remblai renforcé par inclusions (pieux) et géosynthétique.

Si des matériaux pulvérulents sont utilisés, le renforcement géosynthétique prend des dispositions verticales.

### I.5.5.2 Application des géosynthétiques sous forme des nappes verticales

L'encapsulation des colonnes granulaires par géosynthétique renforcé leur confinement latéral. Dans ce cas, la capacité portante améliorée par la force de confinement appliqué par l'encapsulation. De plus, l'encapsulation empêche la compression latérale de matériau granulaire par le sol en place et vice-versa. L'efficacité de l'encapsulation sur la capacité et la

réponse du sol composite a été étudiée dans des essais en laboratoire et en modèles réduits (Sharma et al. 2004; Ayadat et Hanna 2005; Murugesan et Rajagopal 2006; Wu et Hong 2009; Gniel et Bouazza 2010; Ali et al. 2012; Yoo et Lee 2012; Dash et Bora 2013). Egalement, on peut trouver dans la littérature des études numériques sur des colonnes granulaires entourées par géosynthétique (Murugesan et Rajagopal 2006; Malarvizhi et Ilamparuthi 2007; Khabbazian et al. 2010; Yoo 2010; Keykhosropur et al. 2012; Riccio et al. 2012; Almeida et al. 2013; Hosseinpour et al. 2014). Cependant, les études de la stabilité des remblais sur sol compressible traité par réseaux des colonnes granulaires sont largement traité dans la littérature (Cala et Flisiak, 2001; Han et al., 2004; Han et al., 2010; Abusharar et Han, 2011; Zhang et al., 2014). Cependant, les études de la stabilité des remblais sur sol compressible traité par réseaux des colonnes granulaire encapsulée par géosynthétique sont très limitées dans la littérature (Elsawy 2010 ; Chen et al. 2015 ; Mohapatra et Rajagopal 2016).

#### **I.5.5.2.1 Stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées non renforcés**

Les codes numériques sont maintenant largement utilisés pour l'étude de la stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes au matériau granulaire (Han et al. 2004). Par rapport à l'utilisation de la méthode de l'équilibre limite, l'estimation du facteur de la sécurité à l'aide de la méthode des différences finies peut-être caractérisée par :

- La surface de glissement prédéfinie n'est pas nécessaire ;
- Le potentiel existe pour n'importe quelle surface de glissement ;
- Aucunes hypothèses faites sur les forces inters-tranches ;
- Plusieurs formes de surface de rupture peuvent également exister ;
- La possibilité d'inclure différents éléments structuraux, tels que l'élément interface, poutre, câble et géogridde (FLAC 3D, 2006).

Cala et Flisiak (2001) ont étudié l'effet de la présence de matériau composites dans une pente sur le facteur de sécurité en utilisant deux méthodes, la méthode de réduction des caractéristiques de résistance "  $c-\phi$  réduction " et la méthode d'équilibre limite " *MEL* ". Ils ont constaté que le facteur de sécurité calculé à partir de la méthode "  $c-\phi$  réduction " était inférieur de 20% à celui calculé à partir de la méthode " *MEL* ", du fait que la position de la surface de glissement de la méthode "  $c-\phi$  réduction " pénétrait plus bas dans le sol de

fondation que par la méthode du " MEL ". En outre, ils ont recommandé d'utiliser le code FLAC avec la méthode "  $c-\phi$  réduction " pour analyser les pentes à grande échelle qui sont caractérisés par la géométrie complexe (Han et al. 2004 ; Han et al. 2010).

En raison de la difficulté de traiter les problèmes des colonnes ballastées en trois dimensions (3D), plusieurs méthodes sont utilisées pour simplifier ces problèmes en deux dimensions (2D) en adoptant des propriétés et des dimensions équivalentes. La conversion d'un problème tridimensionnel en un problème de déformation plane comprend deux méthodes courantes : la méthode d'un milieu homogène équivalent (MHE) et la méthode des murs équivalents. Aussi, la méthode des murs équivalents est divisée en trois méthodes : la méthode de la résistance au cisaillement équivalent (ESCM), la méthode d'égalité du section colonne-mur (MCE) et la méthode de la résistance à la flexion équivalente (MFE) (méthode d'égalité de du moment d'inertie colonne-mur).

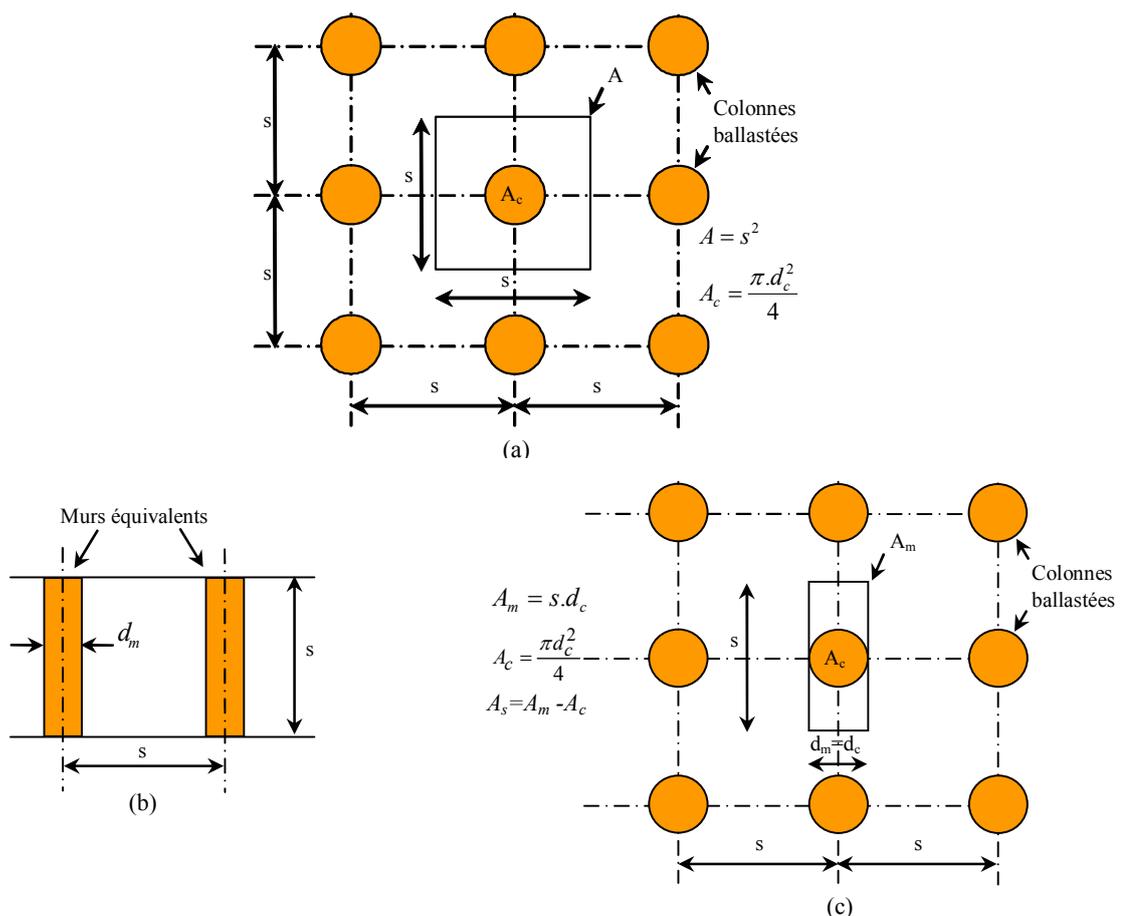


Fig.I.10 Méthodes d'équivalence bidimensionnelle des colonnes : (a) MHE ; (b) MFE ; (c) MCE.

### Méthode d'un milieu homogène équivalent (MHE)

L'homogénéisation consiste à remplacer un milieu complexe (sol en place, colonne ballastée) par un milieu homogène ayant les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques (Priebe 1976 ; DiMaggio 1978 ; Giannaros et Tsiambaos 1997 ; Han et al. 2005 ; Dhouib et Blondeau 2005 ; Madhyannapu et al. 2006 ; Abusharar et Han 2011 ; Zhang et al. 2014). Les colonnes ballastées peuvent être remplacées par un milieu homogène équivalent comme illustré sur la figure I.10 (a). Dans cette approche, les propriétés des colonnes ballastées et le sol sont homogénéisés. Dans le présent travail, cette méthode est mentionnée *MHE*.

Le matériau équivalent est caractérisé par des paramètres équivalents ( $c_{eq}$ ,  $\varphi_{eq}$ ,  $\gamma_{eq}$ ,  $E_{eq}$ ,  $\nu_{eq}$ ) déterminés par l'application d'un taux d'incorporation  $a_s$ , où  $a_s$  est égal le rapport entre la surface de la section de la colonne ballastée  $A_c$  et la surface plane de la partie de sol naturel rattachée à une colonne  $A$ , comme montré sur la figure I.11. Les paramètres équivalents sont donnés par les équations suivantes :

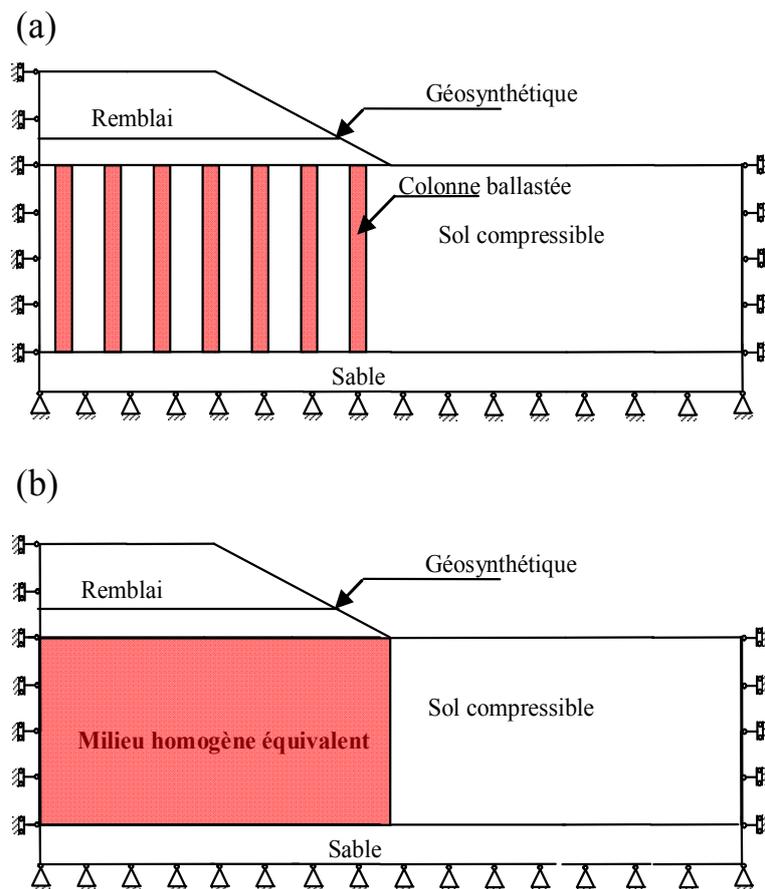


Fig.I.11 Modèle bidimensionnel du sol traité par des colonnes ballastées : (a) Méthode des colonnes ballastées individuelles ; (b) Méthode du milieu homogène équivalent.

$$c_{eq} = c_c \cdot a_s + c_s \cdot (1 - a_s) \quad (I.1)$$

$$\phi_{eq} = \tan^{-1} (a_s \cdot \tan \phi_c + (1 - a_s) \cdot \tan \phi_s) \quad (I.2)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma_c \cdot a_s + \gamma_s \cdot (1 - a_s) \quad (I.3)$$

$$E_{eq} = E_c \cdot a_s + E_s \cdot (1 - a_s) \quad (I.4)$$

$$\nu_{eq} = \nu_c \cdot a_s + \nu_s \cdot (1 - a_s) \quad (I.5)$$

ou :

$c_{eq}$ ,  $c_c$  et  $c_s$  sont les cohésions du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,

$\phi_{eq}$ ,  $\phi_c$  et  $\phi_s$  les angles de frottements du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,

$\gamma_{eq}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  les poids volumiques du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,

$E_{eq}$ ,  $E_c$  et  $E_s$  les modules d'Young du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,

$\nu_{eq}$ ,  $\nu_c$  et  $\nu_s$  les coefficients de Poisson du milieu équivalent, du ballast et du sol en place respectivement.

### Méthodes des murs équivalents

Les colonnes ballastées individuelles peuvent être aussi étudiées comme des murs en déformation plane. Il y a trois méthodes d'équivalence des colonnes individuelles ont été proposées pour remplacer les colonnes par des murs équivalents :

#### Méthode 1 :

Van Impe et De Beer (1983) ont proposé une approche pour analyser les colonnes ballastées comme des murs ballastés équivalents par mètre linéaire du sol, dans ce cas la résolution du problème n'est plus faite d'une manière axisymétrique, mais en déformations planes. L'épaisseur du mur équivalent  $d_m$  égale à la section  $A_c$  de la colonne divisée par l'espacement  $s$  entre deux colonnes consécutives comme illustrées sur la figure I.10 (b).

$$d_m = \frac{A_c}{s} \quad (I.6)$$

Dans cette approche, les propriétés des murs ballastés et le sol ne sont pas homogénéisés, et le matériau des murs équivalents est caractérisé seulement par les paramètres des colonnes

ballastées individuelles ( $c_c$ ,  $\varphi_c$ ,  $\gamma_c$ ,  $E_c$ ,  $\nu_c$ ) (Zhang et al. 2014). Dans le présente thèse, cette approche est mentionnée *ESCM*.

### Méthode 2 :

Dans cette méthode, l'épaisseur des murs équivalents et le diamètre de différentes colonnes sont identiques ( $d_m = d_c$ , où  $d_m$  est l'épaisseur du mur équivalent et  $d_c$  est le diamètre des colonnes). Cette approche permet d'assortir la géométrie et les propriétés des colonnes (Terashi et al. 1991 ; Cooper et Rose 1999 ; Tan et al. 2008). Dans la présente étude, cette méthode est mentionnée *MCE*. Les paramètres des murs équivalents sont estimés en utilisant les paramètres moyens pondérés des colonnes et du sol compressible. Ces paramètres sont donnés par les équations suivantes :

$$A_m \cdot c_m = c_c \cdot A_c + c_s \cdot A_s \quad (I.7)$$

$$A_m \cdot \tan \phi_m = A_c \cdot \tan \phi_c + A_s \cdot \tan \phi_s \quad (I.8)$$

$$A_m \cdot \gamma_m = \gamma_c \cdot A_c + \gamma_s \cdot A_s \quad (I.9)$$

$$A_m \cdot E_m = E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s \quad (I.10)$$

$$A_m \cdot \nu_m = \nu_c \cdot A_c + \nu_s \cdot A_s \quad (I.11)$$

dans la quelle :

- |  |     |  |
|--|-----|--|
| $c_m$ , $c_c$ et $c_s$                   | ont | les cohésions du mur équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,               |
| $\varphi_m$ , $\varphi_c$ et $\varphi_s$ |     | les angles de frottements du mur équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,   |
| $\gamma_m$ , $\gamma_c$ et $\gamma_s$    |     | les poids volumiques du mur équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,        |
| $E_m$ , $E_c$ et $E_s$                   |     | les modules d'Young du mur équivalent, du ballast et du sol en place respectivement,         |
| $\nu_m$ , $\nu_c$ et $\nu_s$             |     | les coefficients de Poisson du mur équivalent, du ballast et de sol en place respectivement. |

### Méthode 3 :

Chen et al. (2015) ont proposé une approche basée l'égalité du moment d'inertie de la section de la colonne ballastée et du moment d'inertie de la section du mur équivalent, l'épaisseur de mur équivalent donnée par la relation suivante :

$$\frac{s \cdot d_m^3}{12} = \frac{\pi \cdot d_c^4}{64} \Leftrightarrow d_m = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot \pi \cdot d_c^4}{16 \cdot s}} \quad (\text{I.12})$$

Dans la présente étude, cette méthode est mentionnée *MFE*. Cette approche permet d'assortir la géométrie et les propriétés des colonnes. Les paramètres des murs équivalents sont estimés en utilisant les mêmes relations d'équivalence de la méthode *MCE* (les relations I.6-I.10).

la modélisation d'un grand nombre des colonnes sous remblai est complexe, ainsi la modélisation avec l'utilisation de la méthode du milieu homogène équivalent (*MHE*) plus couramment en pratique, bien que cette dernière méthode donne un coefficient de sécurité plus élevé par rapport à ce calculer par la méthode des colonnes individuelles. Abusharar et Han (2011) ont proposé pour la condition à court terme un facteur de réduction de 0,9 pour la valeur du facteur de sécurité calculé par la méthode (*MHE*) si la nappe phréatique n'est pas présente et 0,92 s'il ya une nappe phréatique. Aucun facteur de réduction n'a été recommandé pour le facteur de sécurité à long terme (Zhang et al. 2014).

Zhang et al. (2014) a effectué une analyse numérique en utilisant le logiciel FLAC2D 5.0 pour étudier la stabilité d'un remblai sur sol mou traité par des colonnes ballastées aux conditions à court terme et à long terme. Une étude paramétrique a été effectuée au moyen de deux méthodes (*MHE* et *MCE*) sur les paramètres : rapport de concentration des contraintes verticale, le taux d'incorporation et les propriétés des sols aux conditions à court terme et à long terme. Ils ont constaté que le rapport de concentration des contraintes était un facteur insignifiant pour la stabilité des remblais supportés par des colonnes ballastées puisque ce rapport était proche de 1 lorsque la pente approchait de l'état d'équilibre limite. Ils ont également indiqué que la méthode *MHE* a donné des facteurs de sécurité plus élevés comparativement à la méthode *MCE* à court terme, ainsi que les facteurs de sécurité calculés par les deux méthodes concordaient bien à long terme.

Pour un rapport de concentration de contrainte égale à 1, les grands taux d'incorporation ont augmenté les facteurs de sécurité calculés pour les deux méthodes susmentionnées. Ils ont également observé que certaines colonnes individuelles ne pas plastifier et rester dans une condition élastique à court terme, ainsi que tous les points du sol composite (*MHE*) mobilisaient leur résistance au cisaillement. Pour la condition à long terme, les colonnes et le sol ont mobilisé leurs résistances au cisaillement.

### **I.5.5.2.2 Stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées renforcé par géosynthétique**

Elsawy (2010) a effectué une étude paramétrique en utilisant le logiciel PLAXIS pour investiguer sur le comportement des talus routiers posé sur un massif argile mou traité par des colonnes ballastées encapsuler par géosynthétique aux conditions à court terme et à long terme. Il a conclu que pour des colonnes ballastées de petits diamètres, un espacement plus important et une raideur de géosynthétique élevée augmentée l'efficacité de renforcement. Cette affirmation est tout à fait juste dans les deux conditions à court terme et à long terme et appuie fortement ce que nous avons découvert dans les littératures.

Chen et al. (2015) ont réalisé des essais sur un modèle physique et une modélisation numérique tridimensionnelle et bidimensionnelle en éléments finis, pour étudier le comportement et le mécanisme de rupture d'un remblai uniformément chargé posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques. L'étude a été effectuée au moyen de trois méthodes (tridimensionnelle 3D, méthode de la résistance au cisaillement équivalent *MCE* et méthode de la résistance à la flexion équivalente *MFE*), ils ont remarqué un grand écart de la valeur du facteur de sécurité dans l'analyse bidimensionnelle en utilisant les méthodes (*MCE* et *MFE*) et le résultat de la méthode de la résistance à la flexion équivalente est plus proche au résultat de l'analyse tridimensionnelle. Ils ont remarqué aussi une rupture par flexion des colonnes renforcées.

Récemment, Mohapatra et Rajagopal (2016) ont présenté une analyse numérique par différences finies pour l'étude de la stabilité d'un remblai édifié sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques. Ils ont réalisé une étude paramétrique sur les paramètres géométriques (la hauteur de remblai et l'espacement des colonnes ballastées) et les paramètres mécaniques des sols (l'angle de frottement du ballast et la compressibilité du sol compressible). Ils ont trouvé que ces paramètres influencent significativement sur la valeur du facteur de sécurité. Ils ont également indiqué que cette technique de traitement augmente la stabilité de remblai. La surface de rupture profond est prédominante dans le cas ou le remblai pose sur des colonnes ballastées sans encapsulation, par contre, la surface de rupture au pied du remblai est plus possibles dans le cas ou les colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques.

### **I.5.5.2.3 Renforcement des colonnes ballastées par géosynthétiques**

Nombreuses études ont été effectuées sur des éprouvettes du ballast renforcée par géosynthétique à une densité et disposition différent. Le manque de renforcement provoque

une grande déformation latérale dans la tête de la colonne et le tassement excessif qui conduisent à l'échec par expansion. La réalisation des remblais sur sols compressibles traités par des colonnes ballastées provoque des déplacements horizontaux au pied du talus, ce déplacement réduit la force de confinement des colonnes. Il s'ensuit qu'à ce jour, la poursuite du développement du traitement des sols compressibles nécessite un renforcement, soit par des nappes horizontales ou par le confinement des colonnes par géosynthétiques.

#### a- Renforcement par des nappes horizontales

Dans le but de quantifier les augmentations de la résistance de sol renforcé par des nappes géosynthétiques horizontales, une investigation expérimentale a été réalisée par Broms (1977). L'auteur a réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons de sable dense non renforcé (courbe 1) et renforcé par deux couches géosynthétique placées en haut et en bas de l'éprouvette (courbe 2). La troisième et la quatrième courbe pour des éprouvettes avec trois et quatre couches géosynthétiques respectivement. L'essai a été répété pour deux différentes valeurs de contrainte isotrope  $\sigma_3$  (21 et 210 kPa). Broms (1977) observe que le pic de contrainte à la rupture augmente avec la diminution de l'espacement des couches de géosynthétique. Cependant, il note que ce pic de contrainte n'est pas influencé lorsque les couches géosynthétiques sont mal placées à l'éprouvette.

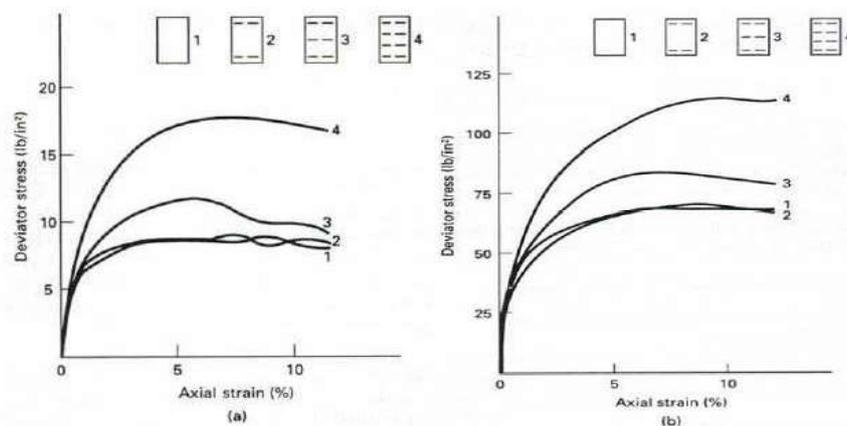


Fig.I.12 Influence de différents placements de géosynthétique (Broms 1977).

L'expansion décroît et la capacité portante augmentée dépend du nombre de couches de renforcement, de l'espacement et de l'angle de frottement du ballast. Basée sur une étude numérique, Madhav et al. (1994) ont suggéré que plus le nombre de couches des géosynthétiques est grand et plus l'espacement est proche, plus l'expansion de la colonne est faible.

Sharma et al. (2004) ont effectué des essais de chargement axial pour étudier l'amélioration de la capacité de charge d'une colonne granulaire dans un massif d'argile en utilisant des couches des géogrilles comme renforcement. Ils ont fait l'essai sur un massif de sol compressible sans traitement, sur une colonne ballastée ordinaire, sur une colonne ballastée renforcée par des nappes géosynthétiques et sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. Durant tous les essais, le diamètre et la longueur de la colonne sont fixés ( $d = 60$  mm,  $L = 300$  mm). Le premier couche placée à 10mm. le nombre des nappes de renforcement  $N$  variant entre 0 et 5, et l'espacement  $e$  variant entre 10 et 20 mm. Les essais ont été effectués à l'aide d'un piston de chargement et d'un comparateur pour la mesure de la déformation, comme montre la figure I.13.

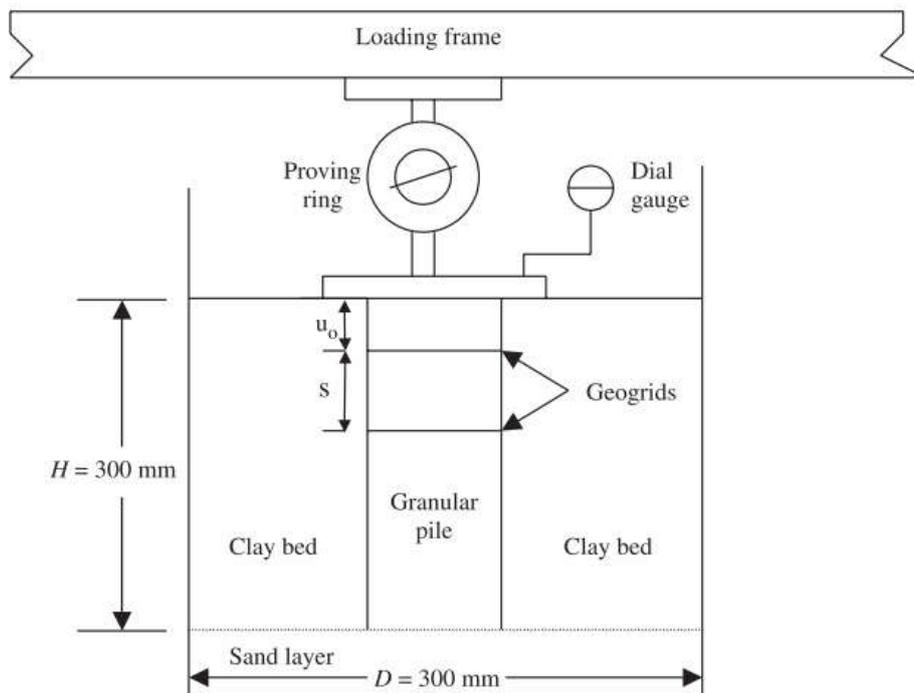


Fig.I.13 Schéma de l'essai de compression (Sharma et al. 2004).

Les résultats des essais en laboratoire ont indiqué que la capacité portante des sols compressibles augmente avec l'installation des colonnes ballastées. Lorsque le massif d'argile a été renforcé par une colonne granulaire ordinaire, la contrainte requise pour un tassement de 3 mm a augmenté de 100% par rapport à l'argile non renforcée.

La capacité de charge de la colonne ballastée augmente avec l'ajout de renforcement par des nappes géogrilles. L'augmentation du nombre et la diminution de l'espacement des géogrilles améliorent le comportement de la colonne, comme montre la figure I.14.

La contrainte requise pour un tassement de 3 mm d'un massif d'argile traité par colonne ballastée renforcée par des nappes géogrilles ( $N=5$  et  $s=10$ mm) a augmenté de 258% par

rapport à l'argile non renforcée et de 80% par rapport à un massif d'argile traité par colonne ballastée non renforcé par des nappes géogrilles.

Le diamètre et la longueur de l'expansion de la colonne ballastée ont diminué avec un nombre croissant des couches géogrilles et une distance d'espacement décroissante, comme illustré à la figure I.15.

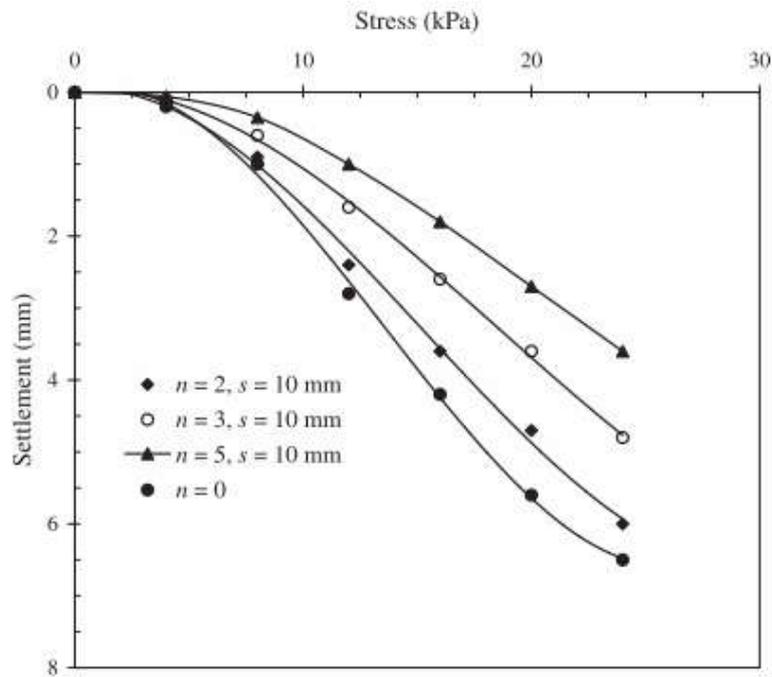


Fig.I.14 Influence du nombre des nappes géogrilles sur la capacité du matériau composite (Sharma et al. 2004).

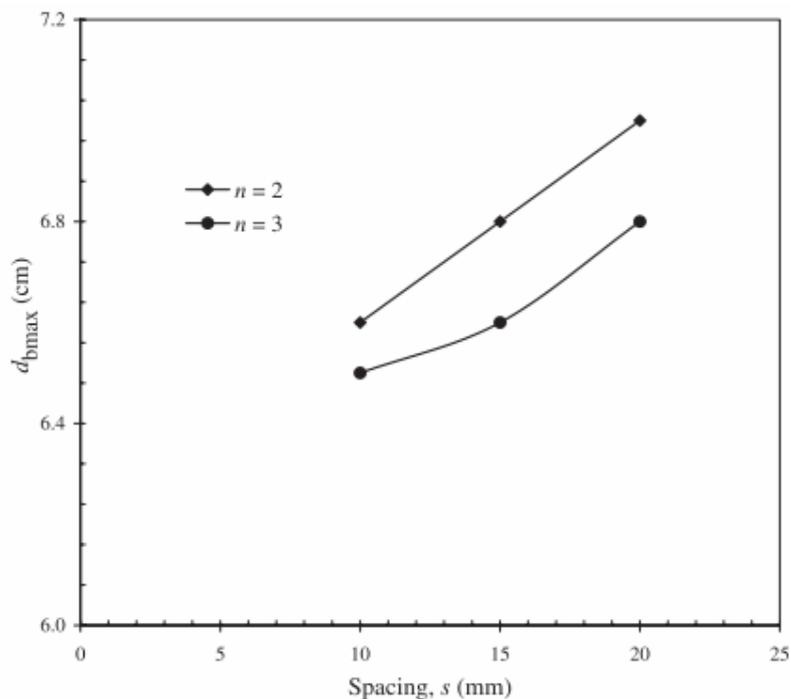


Fig.I.15 Influence de l'espacement des nappes géogrilles sur le diamètre de l'expansion (Sharma et al. 2004).

### **b- Confinement des colonnes ballastées par des nappes géosynthétiques**

Les travaux précédents ont démontré que le confinement des colonnes ballastées par géosynthétiques fournit un plus grand support latéral que l'utilisation des couches de renforcement. Par conséquent, en utilisant un matériau géosynthétique avec une grande raideur comme confinement autour de la colonne a évité une expansion importante, ainsi, il est plus efficace pour réduire le tassement sous des charges plus élevées.

Le confinement par le sol compressible environnant et le matériau géosynthétique garantit la résistance radiale. L'interaction entre les colonnes, le matériau géosynthétique et le sol compressible montre un comportement flexible et autorégulant. L'existence de géosynthétique autour de la colonne entraîne la possibilité d'une grande réduction du tassement ainsi que l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol compressible environnant et de la capacité portante de l'ensemble du système. Ce résultat confirme que le renforcement des sols compressibles par des colonnes ballastées confinées par géosynthétiques est très efficace (Geduhn et al., 2001 et Malarvizhi et Ilamparuthi, 2004).

Le confinement, en plus permis d'augmenter la résistance et la rigidité de la colonne ballastée, empêche la compression latérale des ballasts lorsque la colonne est installée même dans des sols extrêmement compressibles, permettant ainsi une installation plus rapide et plus économique. Les matériaux de confinement empêchent également le mélange de sols à grains fins avec des matériaux à grains gros, cela influe négativement sur l'efficacité de drainage de la colonne pendant le processus de consolidation (Murugesan et Rajagopal, 2006).

#### **- Etudes expérimentales**

Le tableau I.1 présente quelques travaux réalisés aux laboratoires publiés liés au renforcement des colonnes granulaires par confinement. Le tableau illustre la façon dont les chercheurs ont présenté leurs modèles, ce que la géométrie et les matériaux qui ont été utilisés pour les massifs du sol et le remplissage des colonnes. Le tableau montre également la qualité des géosynthétiques. Enfin, la dernière colonne du tableau donne le cas de chargement a été appliqué sur la colonne.

Des séries d'essais expérimentaux à été réalisée par Bathurst et carpurapu (1993) à pour but d'étudier l'influence de l'application de force de confinement sur des échantillons des sols granulaires par l'encapsulation des spécimens par géocellule. L'essai a été répété pour différentes valeurs de contrainte isotrope  $\sigma_3$  (10 ; 25 ; 50 ; 75 et 100 kPa) dans les deux cas de sol renforcés et non-renforcés. Les auteurs ont observé que le pic de contrainte à la

rupture augmente avec l'encapsulation des échantillons par géocellule dans les différents cas des contraintes isotropes.

Tab.I.1 : Essais en laboratoire existant sur des colonnes ballastées confinée par géosynthétiques.

Auteurs	Sol renforcés	Matériaux de renforcement	Géosynthétique	Dimension de la colonne		Dimension de la cuvette		Cas de chargement
				d	L	d	L	
Bathurst et carpurapu (1993)		Sable de silice ; agrégat de calcaire	Géocell	35 cm	70 cm			Essai triaxial
Al-Joulani (1995)		Agrégat de calcaire	Géogrille	27-38 cm	69-132 cm			Essai uniaxial
Sivakumar et al. (2004)	Argile (Kaolin)	Sable (frozen)	Géogrille	3,2 cm	12 et 20 cm	10 cm	20 cm	Etude de la capacité de la colonne
Malarvizhi et Ilamparuthi (2004)	Argile marine de haute plasticité	Couches des granits compacté	Géogrille	3 cm	15, 22,5, 28 cm	30 cm	28 cm	Etude de la capacité de l'argile seule et capacité de l'argile traité par colonne confiné
Murugesan et Rajagopal (2009)	Argile d'un massif de lac	Granits compacté	Géotextiles tissés et non tissés	5, 7,5, 10 cm	50 cm	25 cm	50 cm	Etude de la capacité de la colonne

Les auteurs ont proposé une relation pour prédire la cohésion apparente de la colonne ballastée encapsuler par géosynthétique.

$$c_{ce} = \frac{\Delta\sigma_{3g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (I.13)$$

avec :

$$\Delta\sigma_{3g} = \frac{2E_g \varepsilon_c}{d(1 - \varepsilon_a)} \quad (I.14)$$

$$\varepsilon_c = \frac{(1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a})}{1 - \varepsilon_a} \quad (I.15)$$

dans laquelle :

$\varphi_c$  l'angle de frottement du ballast,

$\Delta\sigma_{3g}$  l'accroissement de la contrainte circonférentielle,

$E_g$	le module d'Young de la nappe géosynthétique,
$d$	le diamètre de la colonne,
$\varepsilon_c$	la déformation circonférentielle,
$\varepsilon_a$	la déformation axiale.

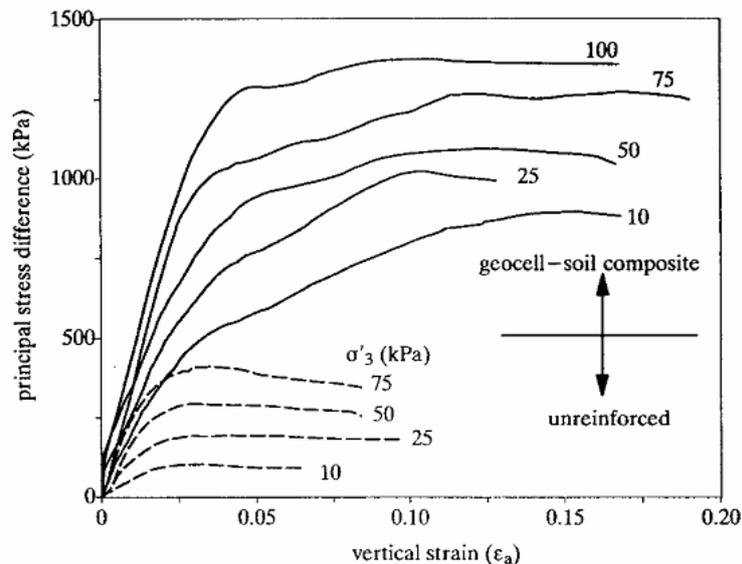


Fig.I.16 Influence de l'encapsulation des spécimens par géocellule (Bathurst et carpurapu 1993).

Al-Joulani (1995) a été réalisé des essais triaxiaux et uniaxiaux sur des colonnes ballastées confinées par des nappes en polymères, ces nappes ont été testées dans des conditions contrôlées. Il est étudié l'influence de différentes variables sur le comportement de la colonne ballastée entourée par géosynthétique. Ces variables interprète le type de nappe, le type d'agrégat de la colonne, la pression de confinement et la condition de chargement. Les échantillons ont été testés dans des conditions de charge statique et cyclique. Cette étude a montré que l'utilisation des nappes géosynthétiques pour confiner les colonnes ballastées reste une méthode très efficace pour augmenter la rigidité et de réduire la déformation verticale et latérale de ces colonnes. L'encapsulation du ballast par géosynthétique a augmenté le module d'Young entre 1,5 et 3 fois par rapport au module des colonnes ordinaire, à la déformation axiale de 10%.

Le coefficient des terres au repos  $K_0$  des échantillons renforcés a été inférieur à celui des échantillons non renforcés. La valeur du  $K_0$  de matériau granulaire dans cette recherche a été 0,34, cette valeur devenue 0,26 à 0,20 lorsque en encapsule le ballast par géogrille. La contrainte de traction mobilisée dans les géogrilles diminue avec l'augmentation de la pression de confinement. Par conséquent, les contraintes de traction maximales dans les géogrilles ont

été mobilisées dans des colonnes ballastées testées dans des conditions de contraintes uniaxiales.

Malarvizhi et Ilamparuthi (2004) ont été effectués des essais de charge axiale sur un massif d'argile marine mou traité dans premier cas par colonne ballastée et deuxième cas par une colonne ballastée confinée par géosynthétique, en utilisant différents rapports d'élancement et de types de géosynthétiques. Les colonnes confinées par trois types de géogrilles avec différentes résistances à la traction (*net1*), (*net2*) et (*net3*). La résistance à la traction de *net2* est supérieure à celle de *net1* mais *net3* à la plus grande rigidité. Les essais de charge axiale ont été effectués sur une colonne de 30 mm de diamètre. Le chargement a été fait sur une plaque de diamètre de 72 mm, qui a été placée sur une cuvette d'argile de diamètre de 300 mm et de 280 mm de hauteur. Les auteurs ont fait l'essai sur un massif d'argile sans traitement, avec traitement par colonnes ballastées et avec traitement par colonnes ballastées encapsulées par géogrille. Les résultats ont indiqué que:

- a- L'insertion d'une colonne ballastée confinée par géogrille a augmenté la capacité de charge, quel que soit l'état de la colonne (repose sur un horizon rigide ou flottante), comme montre la figure I.17.
- b- La capacité de charge ultime de la colonne confinée par géogrille a augmenté avec l'augmentation de la raideur croissante de la géogrille.
- c- Dans le cas de colonnes flottantes, le rapport L/d a moins d'effet sur la capacité de la colonne pour les longueurs considérées dans cette étude. D'un autre côté, le rapport modulaire dans les colonnes ballastées repose sur un substratum a augmenté avec l'augmentation du tassement, quel que soit le type de matériau d'encapsulation.

Murugesan et Rajagopal (2009) ont présenté les résultats d'une étude en laboratoire sur les performances des colonnes ballastées confinées. Les essais de charge ont été faits sur un massif d'argile traité dans premier cas par colonne ballastée et deuxième cas par une colonne ballastée confinée par géosynthétique, en utilisant deux dimensions différentes. Cette étude mettait la lumière sur l'influence de deux paramètres, le diamètre de la colonne ballastée et la raideur de géosynthétique. Les raideurs de géosynthétique utilisées sont : 20, 6,8, 2,5 et 1,5 kN/m. Les conclusions principales tirées par cette étude sont les suivantes :

- a- La courbe contrainte tassement des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques montre généralement un comportement linéaire n'indiquant aucune déformation

catastrophique, contrairement à la courbe contrainte tassement des colonnes ballastées sans encapsulation.

- b- L'amélioration de la capacité de charge due à l'encapsulation dépend du diamètre de la colonne ballastée. L'efficacité de renforcement des petits diamètres est mieux par rapport à renforcement des gros diamètres.

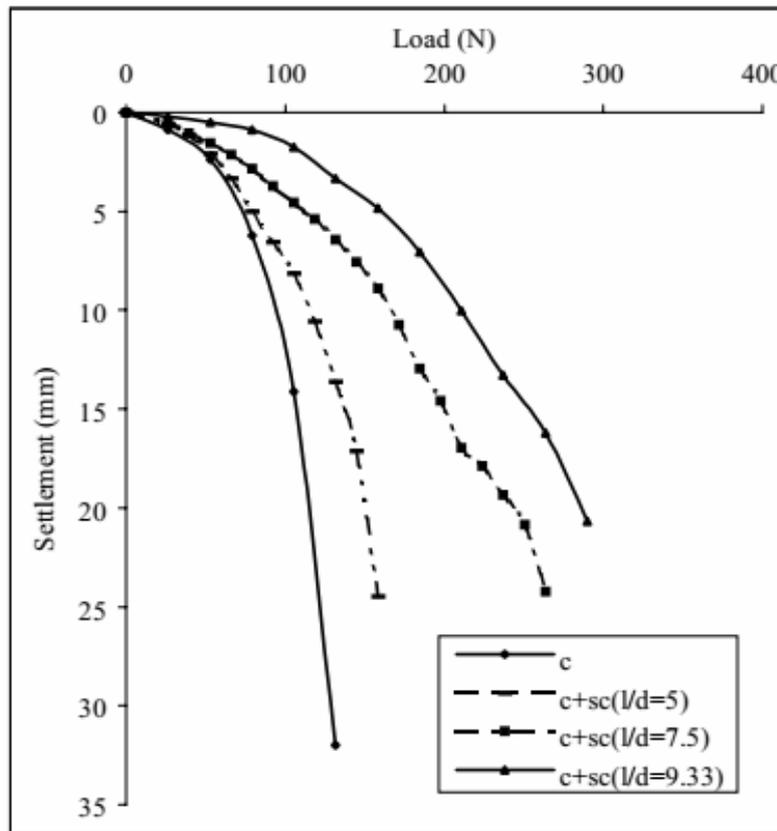


Fig.I.17 Influence de la raideur des nappes géogrilles sur la capacité du matériau composite (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).

### - Etudes numériques

Zhou et al. (1998) ont été réalisés une étude numérique sur un sol traité en utilisant des colonnes ballastées confinées par géogrille. Le modèle de Duncan-Chang a été adopté pour simuler le ballast et le sol environnant respectivement. L'efficacité des géogrilles pour l'amélioration de la résistance des colonnes ballastées est éclaircie en combinant les résultats des essais antérieurs. En outre, la fonction du géotextile dans les colonnes est également discutée. Zhou et al. (1998) ont donné le module d'Young et le coefficient de Poisson équivalents par les relations suivantes :

$$E_{ce} = \frac{1 + \beta(1 - \nu_c)}{1 + \beta(1 - \nu_c - 2\nu_c^2)} \quad (\text{I.16})$$

$$v_{ce} = \frac{v_c}{1 + \beta(1 - v_c - 2v_c^2)} \quad (\text{I.17})$$

avec :

$$\beta = \frac{E_g}{rE_c} \quad (\text{I.18})$$

dans laquelle :

$v_c$  est le coefficient de Poisson du ballast,  
 $E_g$  le module d'Young de la géogridde,  
 $E_c$  le module d'Young du ballast,  
 $r$  le rayon de la colonne entourée par géogridde.

Ce module d'Young et le coefficient de Poisson équivalents sont utilisés aussi par Chen et al. (2015). Cette étude a été réalisée pour étudier le comportement d'un remblai uniformément chargé posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques.

Malarvizhi et Ilamparuthi (2006) et (2008) ont utilisé un code en éléments finis pour simuler une colonne ballastée encapsulée par géogridde, ce modèle est similaire avec des modèles en conditions expérimentales. Le comportement élastique-parfaitement plastique de Mohr Coulomb et le modèle de Soft Soil sont été adoptés pour simuler le ballast et l'argile respectivement. L'argile est traitée comme un matériau non drainé et le ballast comme un matériau drainé. Ils ont traité le problème comme un problème en axisymétrique. Les colonnes confinées par trois types de géogriddes avec différentes raideurs (*net1*), (*net2*) et (*net3*). Les tests numériques ont été effectués sur une colonne avec des diamètres 30,40 et 60 mm, formée dans un massif d'argile de diamètre de 400 mm et de profondeur de 300 mm. Sur la base des études expérimentales et numériques, les conclusions suivantes ont été tirées :

- a- l'intensité de charge pour atteindre un tassement de 10 mm des colonnes de plus petite diamètre est plus élevée par rapport les colonnes de plus grands diamètres, comme montre la figure I.18.
- b- L'influence de confinement des colonnes par géogridde augmente le ratio de concentration de charge. Pour le plus petit diamètre des colonnes encapsulées, le ratio de concentration de charge est plus élevé. L'augmentation du ratio de concentration des charges est plus importante dans les colonnes entourées par géogriddes de grande raideur, comme montre la figure I.19.

c- L'expansion latérale se distingue à la partie supérieure de la colonne (4d). L'efficacité de la colonne ballastée encapsulée par géogrille est plus élevée si le matériau de la colonne est bien compacté; à mesure que le rapport  $L/d$  augmente, le rapport de réduction du tassement est réduit, mais il est efficace jusqu'à  $L/d= 7,5$ , contrairement à  $L/d = 10$  dans une colonne ballastée ordinaire.

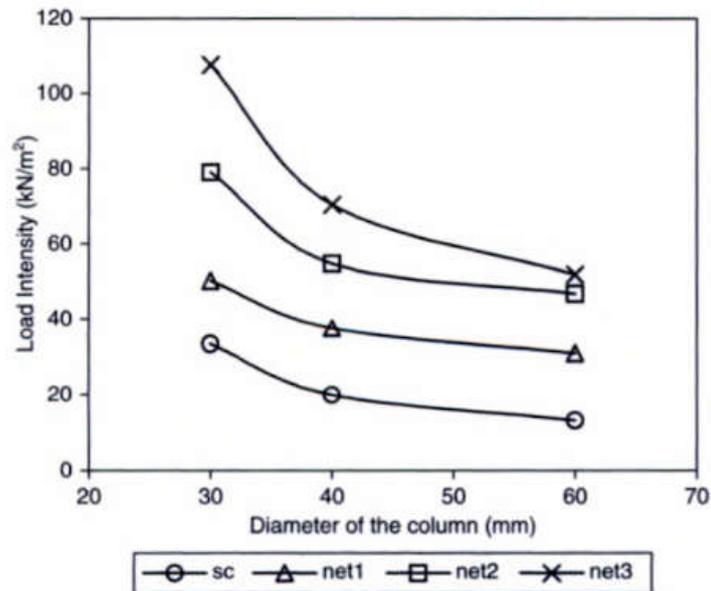


Fig.I.18 Intensité de charge en fonction du diamètre de la colonne pour atteindre un tassement de 10 mm (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).

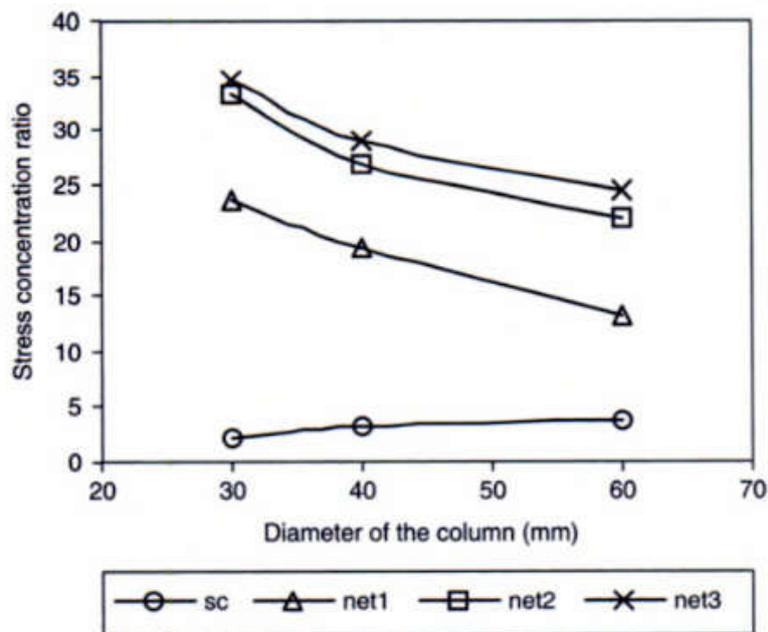


Fig.I.19 Ratio de concentration de charge en fonction du diamètre de la colonne (Malarvizhi et Ilamparuthi 2004).

- d- La contrainte circonférentielle générée dans la géogrille a été la responsable de l'augmentation de la capacité de charge des colonnes ballastées confinée. Plus la raideur de la géogrille est grande, plus les contraintes circonférentielles sont importantes, par conséquent, plus la capacité de charge est élevée.

La comparaison du modèle numérique avec un modèle physique, cette étude donne la cohésion apparente par la relation suivante :

$$c_{ce} = \frac{\Delta\sigma_{1g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) + \frac{\Delta\sigma_{3g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (I.19)$$

avec :

$$\Delta\sigma_{1g} = \frac{\pi d E_g \varepsilon_a (1 - \varepsilon_a)}{A_0} \quad (I.20)$$

dans laquelle :

- $\Delta\sigma_{1g}$  est l'accroissement de la contrainte axiale,  
 $d_\varepsilon$  le diamètre de la colonne a la déformation axiale  $\varepsilon$ ,  
 $A_c$  la surface de la section de la colonne.

Murugesan et Rajagopal (2006) ont étudié l'amélioration de la capacité de charge de la colonne ballastée par confinement à travers une étude paramétrique en utilisant l'analyse par éléments finis à court terme. Les colonnes ballastées et le sol compressible ont été modélisés comme des matériaux élastiques non linéaires hyperboliques et le géosynthétique a été modélisée comme un matériau élastique linéaire. Initialement, les analyses ont été effectuées en appliquant une pression uniforme sur la tête de la colonne seule afin d'évaluer directement l'influence de confinement par géosynthétique. Finalement, les analyses ont été effectuées en construisant des couches de sol au-dessus du sol de fondation traitée par colonnes ballastées. Des analyses paramétriques détaillées ont été effectuées. Tous les cas ont été traités par modélisation axisymétrique. Le sol de fondation dans tous les cas est supposé une couche d'argile molle de 5 m d'épaisseur reposant sur un substratum rigide. Sur la base des résultats obtenus de cette étude, les conclusions suivantes ont été tirées :

- a- La capacité de charge et la rigidité de la colonne ballastée peuvent être augmentées par le confinement par géosynthétique, comme le montre la figure I.20. Ils ont également constaté que le confinement des colonnes ballastées par géosynthétique minimisé l'expansion latérale.

- b- Les pressions de confinement engendrées dans les colonnes ballastées sont plus élevées pour les géosynthétiques plus rigides.
- c- La contrainte circonférentielle développée dans le géosynthétique était significative dans une profondeur égale à environ deux fois le diamètre de la colonne ballastée, comme montre la figure I.21.

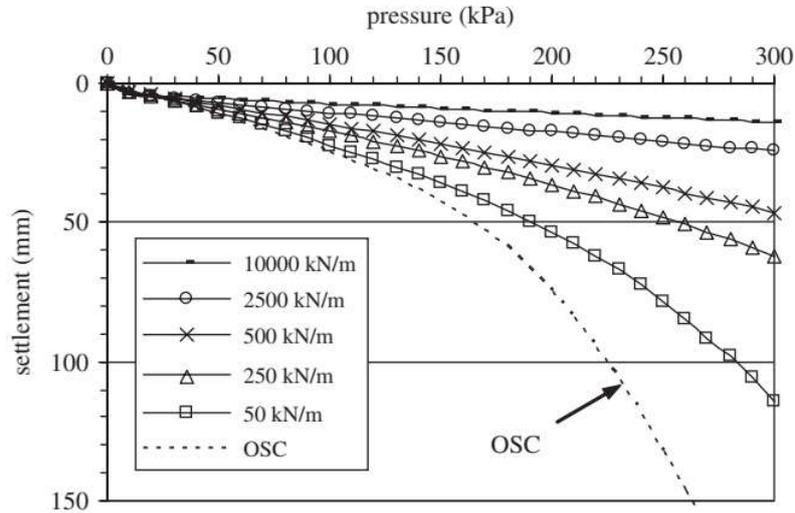


Fig.I.20 Capacité de charge d'une colonne de 1 m de diamètre confinée par géosynthétique avec différentes raideurs (Murugesan et Rajagopal 2006).

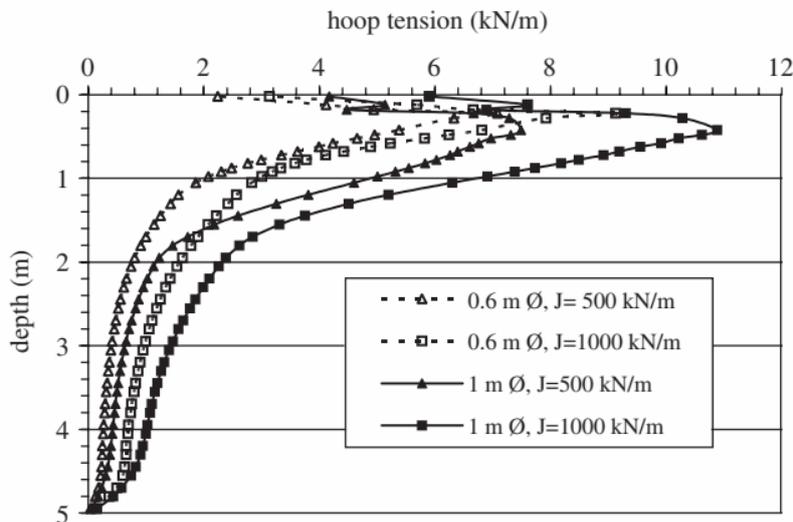


Fig.I.21 Contrainte circonférentielle développée dans deux différents diamètres de colonne (Murugesan et Rajagopal 2006).

- d- La performance des colonnes confinées par géosynthétique d'un diamètre plus petit a été supérieure à celle des colonnes de plus grands diamètres, en raison de la mobilisation des contraintes de confinement plus élevées dans les colonnes plus petites.

Malarvizhi et Ilamparuth (2007) ont également effectué une analyse axisymétrique par éléments finis sur un massif d'argile traité par une colonne ordinaire et confinée par géosynthétique pour faire ressortir l'influence des différents paramètres de la colonne ballastée. L'étude paramétrique sur les colonnes ballastée a compris une variation du rapport  $L/d$  ( $L$  = longueur de la colonne,  $d$  = diamètre de la colonne) et de la raideur de la géogrille. Une colonne ballastée de 1 m de diamètre et de 10 m de longueur a été modélisée dans un massif d'argile de 20 m d'épaisseur. Les analyses numériques ont montré les résultats suivants:

- a- Les contraintes circonférentielles mobilisées dans la géogrille augmentaient avec l'augmentation de la pression verticale et de la raideur de la géogrille, comme montre la figure I.22.

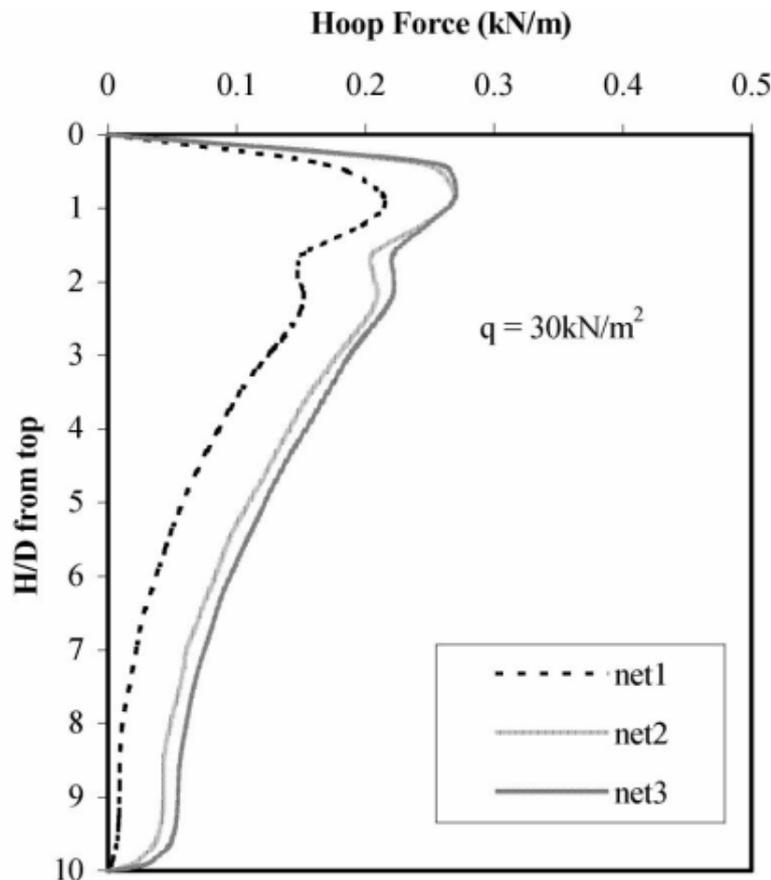


Fig.I.22 Contrainte circonférentielle développée dans les géogrilles de différentes raideurs (Malarvizhi et Ilamparuth 2007).

- b- Le confinement des colonnes ballastées augmente le ratio de concentration des contraintes sur la colonne qui augmente aussi avec l'augmentation de la raideur de la géogrille, ce qui réduit la contrainte sur l'argile et réduit le tassement, comme montre la figure I.23.

- c- L'étude paramétrique a montré que l'augmentation de la capacité portante des colonnes ballastées ordinaires et confiner stabilisées ne se révèle pas efficace au-delà du rapport  $L/d$  de 10 et de la raideur de la géogrille supérieure à 2000 kN/m, respectivement.

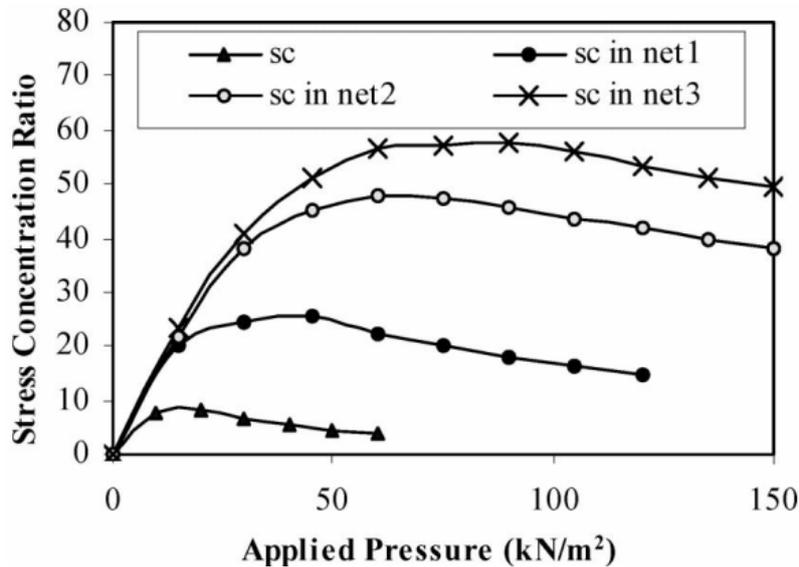


Fig.I.23 Ratio de concentration des contraintes en fonction de la contrainte verticale (Malarvizhi et Ilamparuthi 2007).

Zhang et Lo (2008) ont présenté les résultats d'une série d'études numériques sur le comportement des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques déposées dans un massif du sol argileux très mou et surchargée par remblai. Oh et al. (2007) ont réalisé d'essai sur un remblai posé sur un massif d'argile très molle traitée avec des colonnes ballastées. Ils ont observé que les colonnes ballastées n'étaient pas suffisamment efficaces pour réduire le tassement. Les travaux antérieurs ont montré que l'argile très molle ne pouvait pas fournir une contrainte de confinement adéquat aux colonnes ballastées. Pour cette raison, un concept alternatif utilisant l'enveloppe géosynthétique a été examiné numériquement. L'accroissement du tassement avec le temps après l'installation de la colonne ballastée a été effectué. L'idéalisation des cellules unitaires a été utilisée. Oh et al. (2007) ont observé que le tassement du remblai posé sur une argile très molle traitée avec des colonnes ballastées ordinaires était de 0,80 m après 10 ans. L'étude de Zhang et Lo (2008) a montré que l'encapsulation des colonnes ballastées réduites le tassement à environ 0,225 m par rapport une colonne ballasté ordinaire.

khabbazian et al. (2009) ont été effectuées des analyses tridimensionnelles en éléments finis pour simuler le comportement d'une seule colonne ballastée confiné par géosynthétique dans

un sol argileux. L'épaisseur du sol argileux et la longueur de la colonne ballastée sont supposées de 5 m. Les résultats des analyses numériques ont indiqué que l'amélioration des paramètres de matériau de la colonne (angle de frottement et module d'Young) augmente la capacité de charge de cette colonne ballastée; cependant, il est plus efficace de choisir un confinement avec une raideur plus élevée plutôt que d'améliorer le matériau de la colonne ballastée.

## **I.6 Conclusions**

Dans ce chapitre, les géosynthétiques les plus courants, leurs principales propriétés ainsi que les modes de l'utilisation ont été brièvement présentés. On voit de plus en plus apparaître et utiliser des géosynthétiques, pour plusieurs fonctions (renforcement, séparation, drainage, filtration, etc.) sont assurés par un seul produit. Cette évolution rapide des produits géosynthétiques favorise le développement de nouvelles applications pour ces produits.

Cependant, deux différentes dispositions de géosynthétique de renforcement existent qui contribuent à pousser la reconnaissance généralisée de l'utilisation de cette technique dans la géotechnique. D'une part, la disposition des géosynthétiques comme des nappes horizontales ; d'autre part, la disposition de ces matériaux comme des confinements verticaux.

## Chapitre II

### Présentation de l'outil numérique et loi de comportement

#### II.1 Introduction

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements. Les études analytiques se limitent à définir de nouveaux modèles d'ancrage pour de nouveaux types de renforcement. Par contre, la modélisation numérique, bidimensionnelle et tridimensionnelle par différentes méthodes (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), c'est un code en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting group. Le logiciel de modélisation bidimensionnel et tridimensionnel permet la résolution des problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins. Le logiciel FLAC est un code de calcul en différences finies basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » (Billiaux et Cundall, 1993).

Ce chapitre est consacré à la présentation des modèles de comportement concernant les calculs numériques élasto-plastiques et aussi la présentation de l'outil numérique FLAC qui a été utilisé dans cette thèse pour étudier la stabilité des sols renforcé par géosynthétique.

#### II.2 Description du code de calcul

##### II.2.1 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. 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. Le programme en différences finies FLAC ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

### **II.2.2 Analyse Lagrangienne**

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

### **II.2.3 Schéma de résolution explicite**

La méthode de résolution adoptée par FLAC consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

La figure II.1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps  $\Delta t$ . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul  $\Delta t$ . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2006) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps  $\Delta t$  d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours

supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée  $\Delta t$ .

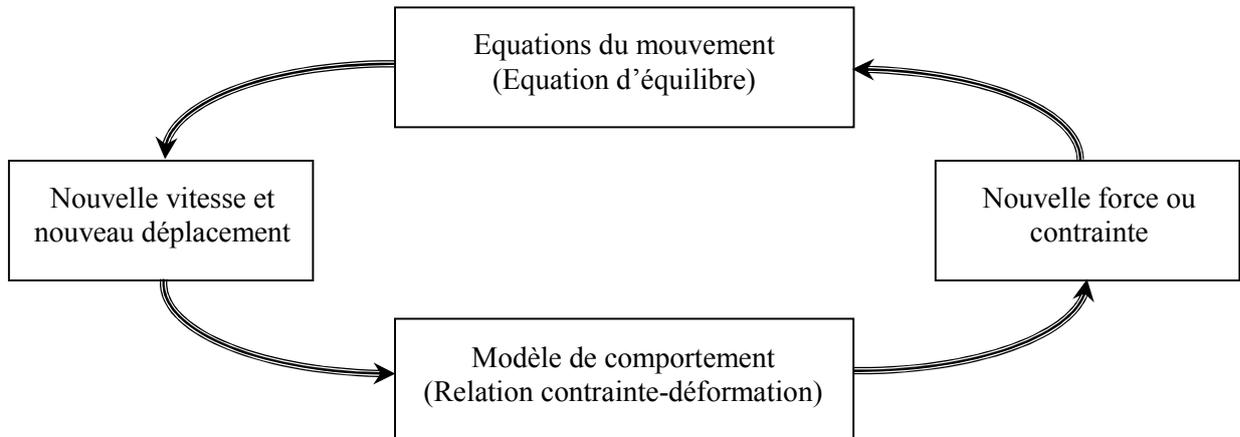


Fig.II.1 Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation II.1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{II.1})$$

Où :

$\rho$  : masse volumique,  $t$  : temps,  $u$  : vecteur vitesse,  $x$  : vecteur position,  $g$  : accélération due aux forces de volume.

Les taux de déformations  $\dot{\epsilon}_{ij}$  (Équation II.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation II.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes.

Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{II.2})$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \dot{\epsilon}, k) \quad (\text{II.3})$$

Où :

$\sigma_n$  : nouvelles contraintes,  $\sigma_p$  : contraintes du cycle de calcul précédent,  $\epsilon$  : déformation,  $k$  : paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le tableau II.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul FLAC, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

Tab II.1 Méthodes explicites et implicites (Billiaux et Cundall, 1993)

Méthode Explicite	Méthode Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calcul 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 des lois de comportement 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 physiquement valide.	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 (de rigidité) n'est construite. Les besoins en mémoire sont toujours minimaux	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.

## II.2.4 Formulation numérique en différences finies

### II.2.4.1 Discrétisation bidimensionnel

Dans le cas bidimensionnel, le milieu continu est maillé en quadrilatères, chacun d'eux est subdivisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure II.2 . La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

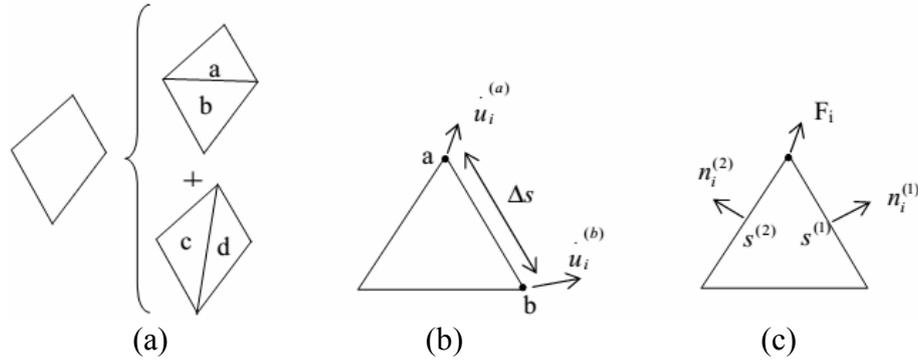


Fig.II.2 Discretisation mixte : (a) Dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, (b) Vecteur vitesse, (c) Force nodale.

A chaque étape de la figure II.1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss comme suit :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (\text{II.4})$$

où

$s$  : périmètre de l'élément de surface  $A$  ;  $n$  : vecteur unitaire normal à  $s$  ;  $f$  : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur  $A$  et son périmètre.

La valeur moyenne  $\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle$  est calculée à partir de l'équation II.4 :

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_s n_i \cdot f \cdot ds \quad (\text{II.5})$$

Pour un élément triangulaire on peut déduire en faisant la sommation sur les trois côtés du triangle (avec  $\Delta s$  longueur du côté et  $\langle f \rangle$  valeur moyenne de  $f$  sur un côté) :

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \cdot \Delta s \quad (\text{II.6})$$

Le tenseur taux de déformation peut être déterminé grâce à l'équation II.6 en fonction des vitesses sur les nœuds ( $a$  et  $b$  sont les nœuds des extrémités d'un côté du triangle) :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \cdot \Delta s \quad (\text{II.7})$$

où

$\Delta s$  : distance du point  $a$  au point  $b$ ,  $A$  : aire de l'élément.

L'utilisation d'éléments triangulaires élimine le problème de déformations non restreintes qui se pose avec les éléments quadrilatères à déformation uniforme. Ce problème, pour les polygones à plus de trois sommets, tient au fait qu'il existe des combinaisons de déplacements nodaux qui ne produisent aucune déformation, et donc ne sont restreints par aucune force. Un autre problème de la modélisation de matériaux en plasticité n'est pas résolu par l'utilisation d'éléments triangulaires. Il s'agit de la formulation de la condition d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique. En effet, pour les problèmes axisymétriques ou en déformations planes, cette condition introduit une restriction cinématique dans la direction perpendiculaire au plan d'étude. Les éléments sont alors «surcontraints» (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues), ce qui donne lieu à des prédictions erronées et optimistes des chargements de rupture. Ce problème est résolu en utilisant la discrétisation mixte (Marti et Cundall 1982).

Les parties isotropes des tenseurs de contraintes et de déformation, sur lesquelles s'applique la condition d'incompressibilité, sont supposées constantes sur l'ensemble d'un quadrilatère, alors que les deux parties déviatoriques sont traitées séparément dans les deux triangles (Billiaux et Cundall 1993).

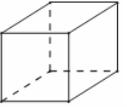
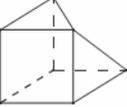
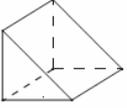
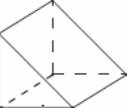
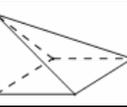
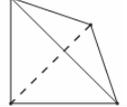
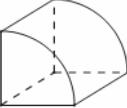
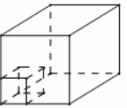
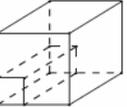
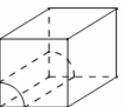
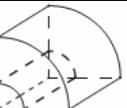
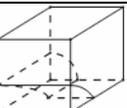
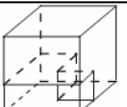
#### **II.2.4.2 Discrétisation tridimensionnel**

La discrétisation du milieu continu en un maillage est effectuée par l'utilisateur à l'aide de formes prédéfinies. Le maillage en FLAC3D est généré avec la commande `Generate zone`. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Les éléments du maillage peuvent prendre n'importe quelle forme et ne sont pas limités aux formes cubiques. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau II.2. Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage FLAC3D.

D'un point de vue de l'utilisateur, certains critères sont à respecter pour la construction d'un maillage qui fournira des résultats précis tout en optimisant le nombre d'éléments. Ces critères, qui sont vrais dans toute modélisation numérique, se résument ainsi :

- Un maillage fin donnera une meilleure représentation de forts gradients de contrainte ;
- Un maillage uniforme donnera des résultats plus précis. Autrement dit, des zones qui constituent le maillage devraient avoir des formes les plus cubiques possibles ;
- Lorsqu'il existe des zones de dimensions différentes, une transition graduelle de la plus petite à la plus grande produira des meilleurs résultats.

Tab II.2 Formes des zones primitives disponibles dans FLAC 3D

Forme	Mot Clé	Nom	Nombre points spécifiques
	<b>brick</b>	Brique	8
	<b>dbrick</b>	Brique dégénérée	7
	<b>wedge</b>	Coin	6
	<b>uwedge</b>	Coin Uniforme	6
	<b>pyramid</b>	Pyramide	5
	<b>tetrahedron</b>	Tétraèdre	4
	<b>cylinder</b>	Cylindre	6
	<b>radbrick</b>	Maillage radialement dégressif autour de la brique	15
	<b>radtunnel</b>	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme parallélépipédique	14
	<b>radcylinder</b>	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme cylindrique	12
	<b>cshell</b>	Maillage coque cylindrique	10
	<b>cylint</b>	Intersection de tunnels de forme cylindrique	14
	<b>tunint</b>	Intersection de tunnels de forme parallélépipédique	17

Le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur dans FLAC3D. Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans

deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres (figure II.3). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

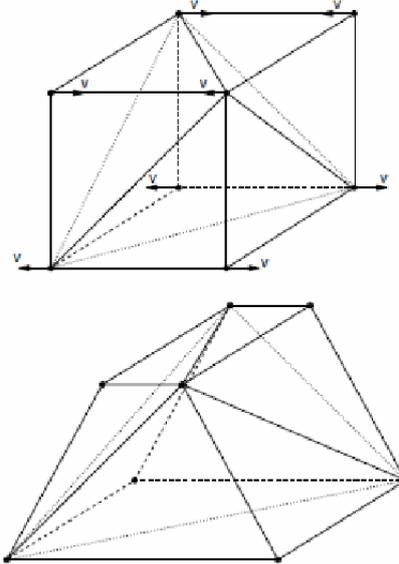


Fig.II.3 Mode de déformation pour laquelle la discrétisation mixte est la plus efficace (Itasca, 2006).

### II.2.5 Force non équilibré (Unbalanced force)

Les équations de mouvement dynamique amorti à été utilisé dans la formulation du FLAC. L'équilibre (statique ou écoulement) est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle ; sa magnitude doit être comparée avec la magnitude d'une force d'inertie typique agissant sur le maillage. Une force nodale interne représentative peut être déterminée par la multiplication de la contrainte par la distance perpendiculaire à cette force, dans un endroit sensible du maillage. Notons  $R$  le rapport en pourcentage de la force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de  $R$  de 1% à 0,1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu :  $R = 1\%$  peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que  $R = 0,1\%$  peut être utilisée pour un état final. On doit noter qu'une valeur faible de  $R$  indique seulement que les forces sont équilibrées sur tous les nœuds, un écoulement peut se produire sans accélération, sa détection se fait par d'autres indices.

### II.2.6 Méthodologie de simulation avec FLAC

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec FLAC, il faut suivre les étapes logiques suivantes :

- Définir la géométrie ;
- Introduire les modèles de comportement ;
- Introduire les éléments de structure, s'il y a lieu ;
- Préciser les conditions aux frontières ;
- Application du poids propre, s'il y a lieu ;
- Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos ;
- Remettre à zéro les déplacements ;
- Introduire le chargement ;
- Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis ;
- Examen de la réponse du modèle ;
- Puis, introduire les modifications requises etc.

Le code FLAC a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique et les constructions de mines (mining engineers), il offre une large gamme de possibilités de résoudre des problèmes complexes en mécanique. Plusieurs modèles sont disponibles permettant la simulation de force non-linéarité et de réponse irréversible. En plus, FLAC est enrichi par :

- des éléments d'interface permettant la simulation des surfaces pour lesquelles un glissement et/ou un décollement peut se produire ;
- déformation plane, contrainte plane et axisymétrie géométrique ;
- des modèles d'écoulement souterrain et de consolidation (couplés ou non) ;
- des modèles des éléments de structures pour la simulation des supports de structures : le revêtement des tunnels, les clous de terre ou de roches et les tirants ;
- option pour les analyses en dynamiques ;
- option de modèles de fluage ;
- option thermique (couplage thermique-contrainte..) .

### II.2.7 Eléments structurels

Deux types d'éléments de structure sont disponibles dans FLAC3D. Eléments linéaires à deux nœuds représentent le comportement des poutres (beam), câbles (cable) et des pieux (pile). Eléments triangulaires plats à trois nœuds représentent les coques (shell), géogrilles

(geogrid) et soutènements (liner). Les éléments structurels sont utilisés pour simuler le renforcement des masses de sol ou de roche.

Afin de simuler les nappes de renforcement en remblais, un élément structurel est mis en œuvre. L'élément géogrid (geogrid) permet de modéliser les nappes de renforcement. La description faite de cet élément correspond à leur utilisation en trois dimensions (FLAC3D).

### II.2.7.1 Élément géogrid (geogrid)

Les éléments géogrids sont constitués de trois nœuds, ce sont des éléments finis triangulaires à trois degrés de liberté par nœud (trois translation  $u$ ,  $v$ ,  $w$  et la rigidité en flexion n'est pas prise en compte) qui forment un élément fini pour l'état de contrainte et de déformation planes. Une géogrid de forme quelconque est construite par un assemblage de plusieurs éléments géogrid reliés entre eux l'intermédiaire des nœuds.

L'utilisation des éléments géogrid est valable lors de la modélisation des éléments ne travaillant qu'en traction, comme les renforts par géosynthétiques dans les remblais.

L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que le module d'Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ .

L'élément géogrid a été mise en place au sein du maillage, il est attachés au maillage via des éléments d'interface peuvent également simuler l'effet de frottement sol-géogrid.

L'interaction sol-géogrid est le comportement mécanique de l'interface, il est représenté numériquement à chaque nœud de l'élément géogrid connectés à l'interface par deux ressorts de longueur nulle. La rigidité du ressort est une forte dans le sens normal, ce qui empêche tout déplacement dans cette direction. La rigidité du ressort dans le sens tangentiel est une fonction de la loi de frottement envisagée.

Le mouvement de l'élément géogrid est dépend au mouvement de maillage de sol dans la sens normale. Afin de créer une différente interface sol-structure dans le code FLAC3D, on ne tient pas compte la déformation discontinue normale telle que la pénétration ou la séparation sur l'interface sol-géogrid. En assumée la contrainte normale de manière égale des deux côtés de la surface de géogrid. La vitesse et le déplacement normal des nœuds de l'élément géogrid sont transférés directement aux nœuds des zones du sol.

Dans le sens tangentiel de l'élément géogrid, une interaction au cisaillement direct entre le maillage de sol et le géogrid. Le déplacement relatif entre le sol et le géogrid est la source de la contrainte de cisaillement et de frottement à l'interface. Le déplacement relatif à

l'interface sol-géogridde est calculé par un schéma d'interpolation de champ de déplacement dans la zone à laquelle nœud est lié. Le schéma d'interpolation utilise des facteurs de pondération qui sont déterminés par la distance entre les nœuds de maillage.

La contrainte de cisaillement exercé sur le nœud de l'élément géogridde pendant un temps du calcul  $t+\Delta t$  peut s'exprimer comme suit :

$$\tau^{(t+\Delta t)} = \tau^{(t)} + \Delta \tau \quad (\text{II.8})$$

où

$\tau^{(t)}$  : est la contrainte de cisaillement exercé sur le nœud de l'élément géogridde pendant une temps  $t$  ;

$\Delta \tau$  : est l'incrément de la contrainte de cisaillement pendant un pas de temps ( $t, t+\Delta t$ ).

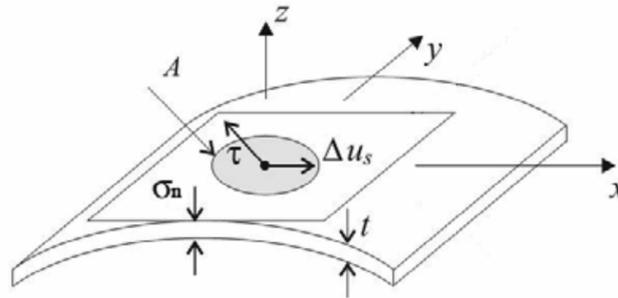


Fig.II.4 Comportement mécanique dans la direction de cisaillement de l'interface sol-géogridde (Haimin et al. 2015) .

En peut déterminer l'incrément de la contrainte de cisaillement  $\Delta \tau$  par la loi de comportement de l'interface sol-géogridde, par exemple, la relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontale s'écrit :

$$\tau = f(u) \quad (\text{II.9})$$

où

$\tau$  : est la contrainte de cisaillement de l'interface sol-géogridde,

$u$  : est le déplacement horizontal de l'interface sol-géogridde.

Le modèle de comportement de l'interface de l'élément géogridde dans le code FLAC3D illustrées sur la figure II.5. La relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement en cisaillement est défini par la loi de comportement élastique parfaitement plastique. Dans la phase élastique linéaire, La relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement en cisaillement peut être exprimé par :

$$\tau = f(u) = k_s u \quad (\text{II.10})$$

où  $k_s$  : est la rigidité de cisaillement de l'interface sol-géogrid (constant)

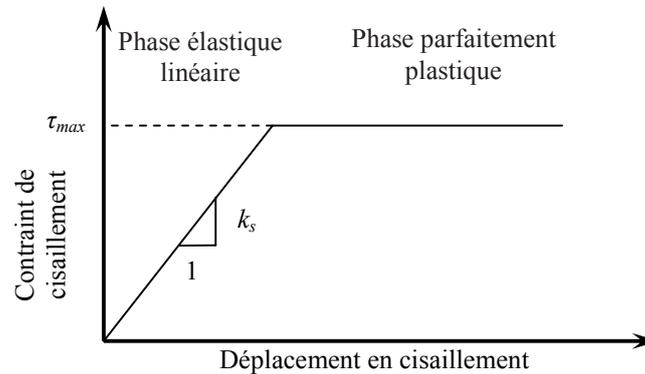


Fig.II.5 Loi de comportement élastique parfaitement plastique de l'interface sol-géogrid.

Lorsque la contrainte de cisaillement atteint la valeur de la limite élastique de l'interface, une rupture plastique peut être observée avec l'augmentation de déplacement en cisaillement. La résistance au cisaillement de l'interface de l'élément géogrid dans le code FLAC3D est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = \tau_{\max} = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{II.11})$$

où

$\tau_{\max}$  : est la résistance au cisaillement de l'interface sol-géogrid ;

$c$  : la cohésion de l'interface sol-géogrid (l'ordonnée de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe des contraintes de cisaillement) ;

$\phi$  : l'angle de frottement de l'interface sol-géogrid (la pente de l'enveloppe de rupture) ;

$\sigma_n$  : la contrainte normale de l'interface sol-géogrid.

Dans la majorité des codes de calcul en géotechnique, les lois de comportement adoptées pour modéliser les interfaces sont de type élastoplastique linéaire. Le critère de Mohr-Coulomb, présenté dans la relation (II.11), constitue un des critères de plasticité les plus simples et le plus couramment utilisé dans les problématiques liées aux géotechniques.

### II.2.7.2 Paramètres du l'élément géogrid (geogrid)

Les géosynthétiques sont modélisés en utilisant le code FLAC3D à l'aide de l'élément de structure du type « geogrid ». L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que la raideur  $J$ , le coefficient de Poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ . La résistance au cisaillement à l'interface sol-géogrid est caractérisée par une loi de frottement du type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\phi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ .

Cet élément est appelé par la commande **Sel Geogrid** dans le code FLAC, les paramètres sont donnés par la commande **Sel Geogrid Prop**, dans le cas où le matériau de géogridle isotrope acquiert des propriétés comme suit :

1. **E** : module du Young ;
2.  **$\nu$**  : coefficient de poisson ;
3. **density** : densité du géogridle ;
4. **thickness** : l'épaisseur de la nappe géogridle ;

La résistance au cisaillement à l'interface sol-géogridle est caractérisée par une loi de frottement du type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géogridle est caractérisée par :

5. **cs\_scoh** : cohésion du ressort couplée ;
6. **cs\_sfri** : frottement du ressort couplé ;
7. **cs\_sk** : raideur du ressort couplée par unité de surface ;

### II.3 Modèles de comportement

Ce paragraphe sera consacré à la présentation des modèles de comportement de sol et des éléments structurels permettant d'introduire des non-linéarités géométriques qui peuvent être rencontrées au cours de la résolution des problèmes.

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques avec entre autres :
  - Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
  - Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel FLAC. Cela est possible avec FLAC3D par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH).

### II.3.1 Modèle élastique linéaire isotrope

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées  $\sigma_{ij}$  à la réponse en déformations des matériaux  $\varepsilon_{ij}$ . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations II.12 et II.13.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} + \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{II.12})$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{II.13})$$

Où  $E$  et  $\nu$  sont le module d'Young et le coefficient de Poisson et  $\delta_{ij}$  est l'indice de Kronecker. Le modèle rhéologique relatif à l'élasticité linéaire peut être représenté par un ressort de raideur  $E$ .

Dans le code de calcul FLAC, l'écriture des relations de comportement utilise les modules, volumique  $K$  et de cisaillement  $G$ , plutôt que le module d'Young et le coefficient de poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le tableau II.3.

Tab II.3 Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz, 1974).

Couple de paramètres utilisés	EXPRESSION DES PARAMETRES			
	Module de cisaillement $G$	Module d'Young $E$	Module volumique $K$	Coefficient de poisson $\nu$
$G, E$	$G$	$E$	$\frac{G.E}{9G-3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$
$G, K$	$G$	$\frac{9G.K}{3K+G}$	$K$	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$
$G, \nu$	$G$	$2G(1+\nu)$	$\frac{3G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	$\nu$
$K, E$	$\frac{3KE}{9K-E}$	$E$	$K$	$\frac{3K-E}{6K}$
$E, \nu$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$E$	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	$\nu$
$K, \nu$	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	$K$	$\nu$

La détermination du module d'Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  d'un matériau est réalisée en évaluant les tangentes initiales aux courbes de comportement obtenues à l'essai

triaxial axisymétrique. Des valeurs typiques du module d'Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  pour divers matériaux sont données dans le tableau II.4 (Mestat, 1993).

Tab II.4 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil (d'après Mestat, 1993).

Matériau	Module d'Young $E$ (MPa)	Coefficient de Poisson $\nu$
Argile très molle	0,35–3	0,30–0,50
Argile molle	2–5	0,30–0,50
Argile moyenne	4–8	0,30–0,40
Argile raide	7–18	0,30–0,40
Argile sableuse	30–40	0,30–0,42
Sable limoneux	7–20	0,15–0,25
Sable lâche	10–25	0,30–0,35
Sable dense	50–80	0,30–0,35
Sable dense et gravier	100–200	0,30
Acier	180 000–210 000	0,30
Béton	10 000–40 000	0,15–0,20

### II.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par la non-linéarité et le phénomène d'irréversibilité des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finies).

Les modèles élastoplastiques sont basés sur quatre notions fondamentales : la partition des déformations, la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

#### II.3.2.1 Partition des déformations

La plasticité des matériaux est caractérisée par l'apparition des déformations élastiques et des déformations irréversibles, qui se manifestent lorsque la contrainte atteint un certain seuil. L'incrément de déformation se décompose en une partie élastique et une partie plastique.

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (\text{II.14})$$

Où  $d\varepsilon_{ij}^e$  et  $d\varepsilon_{ij}^p$  sont respectivement l'incrément de déformation élastique et l'incrément de déformation plastique.

La déformation plastique représente la déformation permanente associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par « décharge élastique » conduisant à la partition des déformations.

### II.3.2.2 Surface de charge

Le cas des sols qui ont subi des déformations plastiques au cours de la sollicitation. Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une fonction scalaire  $f$  appelée surface de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture :

$$f(\sigma_{ij}, R) = 0$$

Où,  $\sigma_{ij}$  le tenseur des contraintes et  $R$  est l'ensemble des paramètres d'écrouissage.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire telle que :

- $f < 0$  intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;
- $f = 0$  Les déformations élastiques peuvent être, éventuellement, accompagnées de déformations plastiques ;
- $f > 0$  Etat de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $f = 0$ , deux cas de comportements élasto-plastiques sont possibles (figure II.6) :

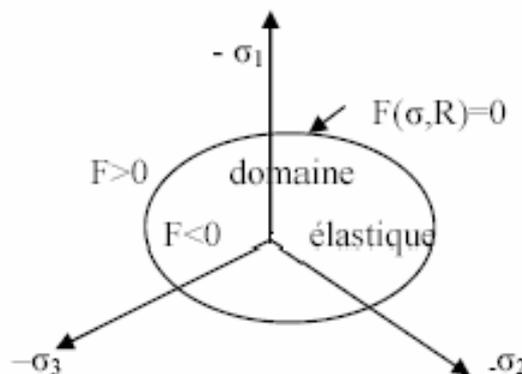


Fig.II.6 Surface de charge.

- a- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage ;
- b- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage).

### II.3.2.3 Notion de règle d'écrouissage

L'écrouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uniaxiale (figure II.7) va nous permettre de décrire cette notion d'écrouissage.

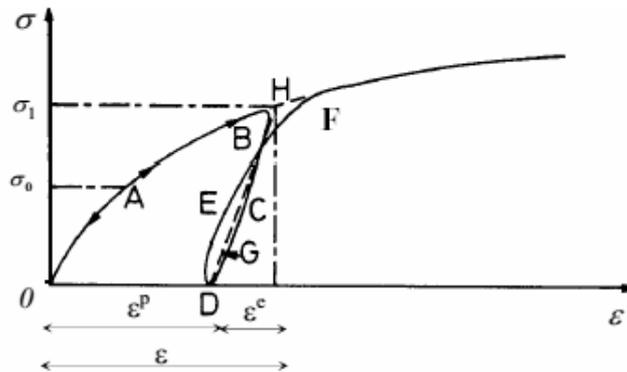


Fig.II.7 Essai de traction (ou de compression) uniaxiale d'un matériau.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire que, quand on décharge on revient en O. Le point A, représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus de comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». Après l'avoir franchi, et si, étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD.

La déformation qui reste  $OD = \epsilon^p$  est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement. On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A).

Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture, par contre il agrandit le domaine d'élasticité. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau.

L'écroutissement du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écroutissement  $R$ . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques.

Pour décrire l'écroutissement, ils existent deux modèles principaux : l'écroutissement isotrope et l'écroutissement cinématique. La combinaison des deux modèles précédentes permet la création d'un modèle d'écroutissement mixte.

### a- L'écroutissement isotrope

Quand l'évolution de la surface de charge n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée (figure II.8), l'écroutissement est nommé isotrope.

Ainsi, dans le plan  $\sigma_{axiale}-\varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple, la courbe de traction succédant à celle de compression se déduit de cette dernière par une homothétie de rapport (-1) et de centre, le point de contrainte nulle (point A de la figure II.8). Dans le plan déviateur, la surface de charge croît de manière homothétique par rapport au point B.

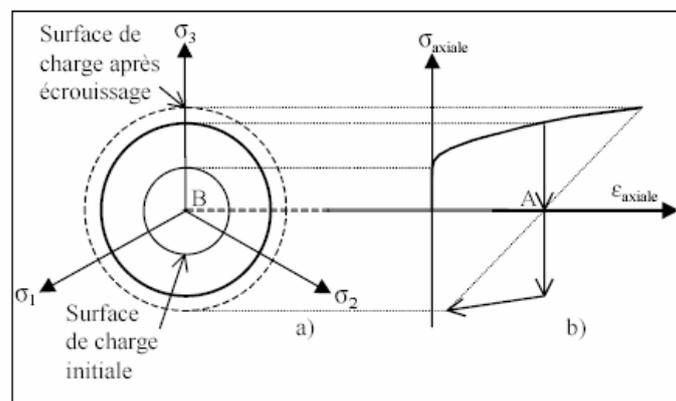


Fig.II.8 Représentation de l'écroutissement isotrope en projection : **(a)** dans le plan déviatoire ; **(b)** dans le plan  $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple.

### b- L'écroutissement cinématique

Le domaine d'élasticité délimité par la surface de charge se déplace par translation dans l'espace des contraintes principales (figure II.9) et sans distorsion de la surface de charge initiale. L'écroutissement dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

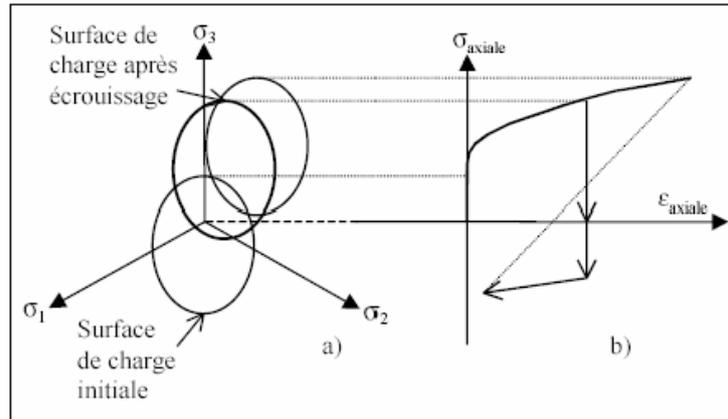


Fig.II.9 Représentation de l'écrouissage cinématique en projection : **(a)** dans le plan déviatoire ; **(b)** dans le plan  $\sigma_{axiale} - \varepsilon_{axiale}$  en traction-compression simple.

### c- L'écrouissage mixte

L'écrouissage mixte consiste à superposer à l'écrouissage cinématique, un écrouissage isotrope. La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

#### II.3.2.4 Notions de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij}) = 0$ . La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation II.15 citée ci-dessus. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

##### a- Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer  $F = G$ .

La direction du vecteur de déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge,  $F=0$ , c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II.15})$$

Où  $\lambda$  est le multiplicateur plastique (scalaire positif).

Pour un état de contrainte  $\sigma$  tel que  $F = 0$ , deux cas sont possibles :

1<sup>er</sup> cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma < 0$$

Où  $d\varepsilon = d\varepsilon^e$  et donc  $d\varepsilon^p = 0$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

2<sup>ème</sup> cas :

$$F(\sigma, R) = 0$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} d\sigma > 0$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

#### a- Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols frottant, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique,  $G(\sigma_{ij}) = 0$  qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique  $F(\sigma_{ij}) = 0$ .

### II.3.3 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb

Le modèle élasto-plastique parfait est défini à partir d'un critère de rupture caractérisant les propriétés de résistance de matériau. Plusieurs critères de rupture initialement développés pour les métaux ont été ensuite utilisés pour représenter la résistance des sols non drainés. On présente ici le modèle de Mohr- Coulomb utilisé dans notre étude.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

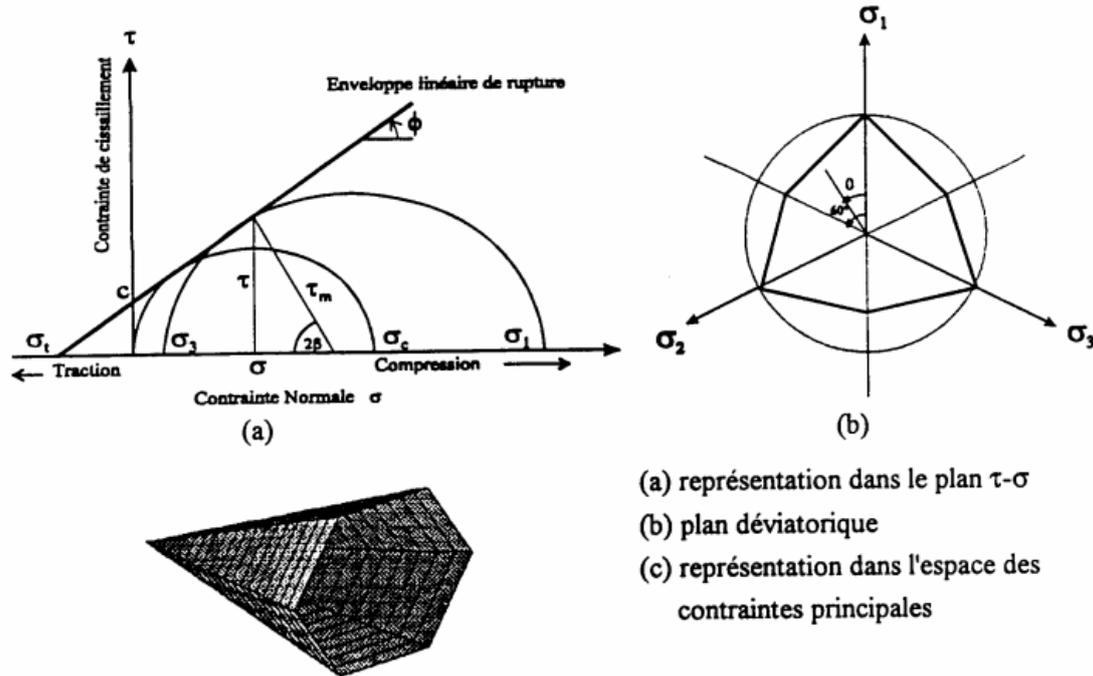


Fig.II.10 Critère de rupture de Mohr-Coulomb (lee 1994).

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction. La position d'un point de contrainte sur cette surface est contrôlée selon une règle non associée pour la rupture en cisaillement et une règle associée pour la rupture en traction. Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  et déformations principales  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ . La convention de signe dans le code FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction.

Le critère de rupture dans le modèle FLAC2D est Mohr-Coulomb composé avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \tag{II.16}$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure II.11) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f' = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \tag{II.17}$$

Où  $\varphi$  est l'angle de frottement,  $c$  la cohésion,  $\sigma'$  la résistance à la traction et

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Du point de B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau  $\sigma_1$  :

$$f_1 = \sigma_3 - \sigma' \quad (\text{II.18})$$

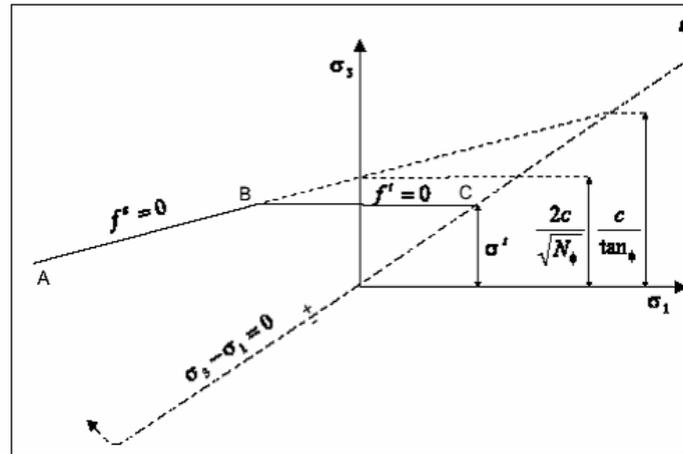


Fig.II.11 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La résistance à la traction du matériel ne peut pas dépasser la valeur de  $\sigma_3$  correspondant au point d'intersection des lignes droites dans le plan  $f(\sigma_1, \sigma_3)$ . On donne cette valeur maximale :

$$\sigma' = \frac{c}{\tan \phi} \quad (\text{II.19})$$

### II.3.3.1 Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande **Mod M** dans le code FLAC, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

1. **density** : densité du sol,  $\gamma$  ;
2. **bulk** : module du volume,  $K$  ;
3. **shear** : module de cisaillement,  $G$  ;
4. **cohésion** : cohésion du sol ;
5. **friction** : angle de frottement interne  $\phi$  ;
6. **dilation** : angle de dilatance,  $\psi$  ;
7. **tension** : contrainte limite de traction.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de MohrCoulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le

gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance  $\psi$  avec  $\psi < \varphi$ . Il est à noter que Vermeer et de Borst (1984) ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre  $0^\circ$  et  $20^\circ$  pour les sols, roches et bétons.

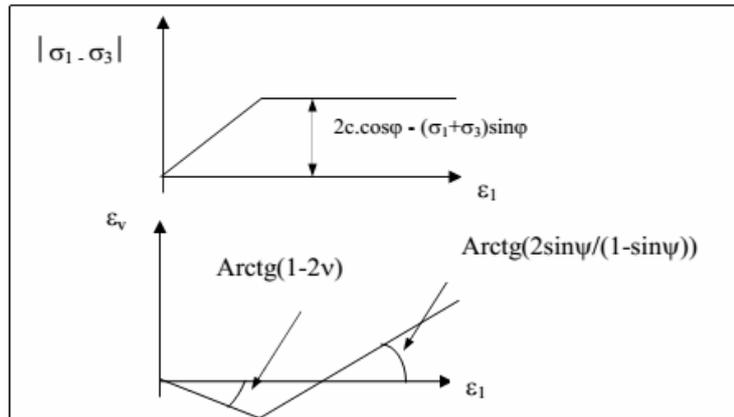


Fig.II.12 : Modélisation de la dilatance  $\psi$  à partir du test triaxial (Vermeer et De Borst 1984).

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte  $\sigma_I$  contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

#### II.4 Calcul du coefficient de sécurité avec le code FLAC

Lorsqu'une pente se rompt, la résistance au cisaillement mobilisable n'est plus suffisante pour s'opposer au cisaillement le long de la surface de glissement critique. Le coefficient de sécurité  $FS$  est alors utilisé pour déterminer la stabilité d'une pente. Pour des valeurs de  $FS$  supérieures à 1, on dira que le talus est stable, tandis que des valeurs inférieures à 1 indiquent que le talus est instable. Plusieurs définitions du coefficient de sécurité ont été proposées, il est donc indispensable de préciser celles-ci ainsi que la méthode de calcul chaque fois qu'une valeur est donnée. Le coefficient de sécurité  $FS$  est défini comme le facteur par lequel la résistance d'un sol doit être divisée pour amener le talus à la limite de la rupture et cette définition est analogue à celle de Bishop (1955) et de Duncan (1996). Donc, une façon de le déterminer par les méthodes numériques (méthodes des éléments finis et méthode des différences finies) est de réduire simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que

la rupture se produise : le coefficient de sécurité est alors égal au facteur de réduction de la résistance.

Il y a plusieurs façons de décréter la rupture d'un talus dans un calcul numérique : lorsque le calcul ne converge pas ou lorsque les déformations atteignent des valeurs jugées inadmissibles, étant donné que les déformations doivent rester petites.

Chaque critère présente des inconvénients. Le premier suppose que la non-convergence du code a pour origine une réalité physique : les caractéristiques de résistance ne sont plus suffisantes pour soutenir les efforts. Il faut toutefois se méfier car les sources de non-convergence d'un code de calcul peuvent être multiples : erreur dans les données, problème ou influence du maillage, etc. Les résultats devront donc toujours être analysés avec un esprit critique.

Le second critère dépend naturellement de la norme de déplacement choisie. La valeur du coefficient de sécurité  $FS$  trouvée sera directement liée à cette norme et la correspondance avec le coefficient obtenu par des méthodes d'équilibre limite n'est naturellement pas assurée. A priori, il pourrait sembler équivalent de définir le coefficient  $FS$  en réduisant les caractéristiques du matériau jusqu'à la rupture (diminution de l'effort résistant), ou en augmentant le poids propre du sol jusqu'à la rupture (effort sollicitant), le coefficient de sécurité étant défini comme le rapport du moment résistant et le moment sollicitant. Cela n'est valable que pour un sol cohésif. En effet, dans le cas du sol purement frottant, le coefficient de sécurité est indépendant de la densité du sol. Dans notre travail, nous utiliserons la méthode de réduction des propriétés de résistance du sol, dite aussi la méthode de " $c$ - $\phi$  réduction".

#### II.4.1 Algorithme de base pour le calcul de $FS$ par la méthode de " $c$ - $\phi$ réduction"

Considérant des matériaux se comportant selon le modèle élasto-plastique, nous pouvons résumer la méthode de " $c$ - $\phi$  réduction" en trois étapes :

- a- Application du poids propre et de l'état de contrainte initial.
- b- A partir de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du coefficient de sécurité, on réduit d'un facteur  $FS$  les paramètres de résistance, d'où, on peut écrire :

$$\frac{\tau}{FS} = \frac{c'}{FS} + \sigma \frac{\tan \phi'}{FS} \quad \text{ou} \quad \frac{\tau}{FS} = c_{crit} + \sigma \tan \phi_{crit} ;$$

$$\text{dans ce cas : } c_{crit} = \frac{c}{FS} \quad \text{et} \quad \phi_{crit} = \arctan\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$$

sont les nouveaux paramètres qu'il faut introduire dans le calcul des déformations.

- c- On répète la deuxième étape en incrémentant le facteur de réduction FS jusqu'à la non convergence du calcul, autrement dit jusqu'à la rupture du talus. La valeur critique de FS devient le coefficient de sécurité pour le talus considéré.

**Remarque :**

Au point 2 de notre algorithme, nous réduisons les paramètres de résistance  $c$  et  $\tan\phi$ . En pratique, notre code de calcul utilise un fichier annexe, dans lequel nous définissons l'évolution dans le temps du coefficient réducteur des paramètres  $c$  et  $\phi$  (figure II.13). A chaque pas de temps, le code va relire ce fichier. Au temps  $t_1$  correspondant à la fin de l'application du poids propre le coefficient  $F^{t1}$  est égal à 1 et les paramètres de résistance ne sont pas réduits. Nous définissons un temps  $t_2$  suffisamment grand, pour lequel le coefficient  $F^{t2}$  est élevé, le code réduit ainsi  $c$  et  $\tan\phi$  de façon linéaire dans l'intervalle de temps  $t_1$  et  $t_2$ . Au cours du temps, les paramètres  $c$  et  $\tan\phi$  diminuent jusqu'au temps  $t$  qui correspond au dernier pas convergé (à la rupture pour notre cas) et nous déterminons le coefficient de sécurité par la formule suivante :

$$FS = F^t = F^{t1} + (F^{t2} - F^{t1}) \frac{(t - t_1)}{(t_2 - t_1)}$$

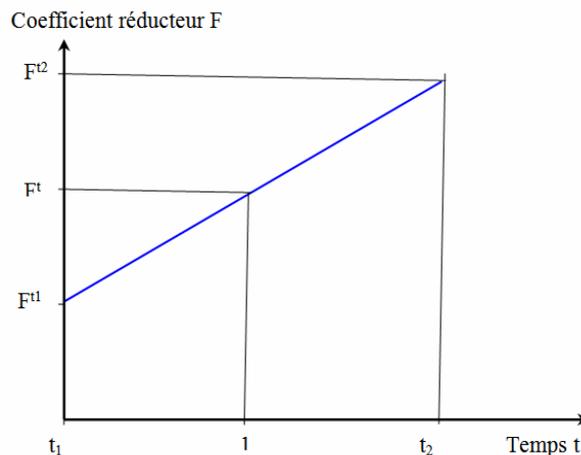


Fig.II.13 : Evolution temporelle du coefficient de réduction des paramètres  $c$  et  $\tan\phi$ .

Les méthodes numériques, représentés par des différences finies et des éléments finis, se sont démontrés par (Cala et Flisiak, 2001; Han et al., 2004; Han et al., 2010; Abusharar et Han, 2011; Zhang et al., 2014) comme un outil puissant pour estimer la stabilité des talus et des pentes à travers le calcul du coefficient de sécurité.

Le code FLAC est largement utilisé pour l'analyse de la stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées. En comparaison avec la méthode d'équilibre

limite, l'estimation du coefficient de sécurité en utilisant la méthode des différences finies peut être caractérisé par :

- a- La prédéfinition de la position du surface de glissement n'est pas nécessaire ;
- b- Il est possible de calculer le coefficient de sécurité de n'importe quelle la forme du surface de glissement ;
- c- Il ne prend pas aucune hypothèse pour les fonctions des forces inter-tranches ;
- d- Plusieurs surfaces de glissement peuvent être exister ;
- e- Il est possible d'inclure différents composants structurels, tels que des tunnels, des semelles et des éléments structurels tels que l'élément poutres (beam), câbles (cable) et d'interfaces (interface).

Cala et Flisiak (2001) ont étudié l'effet de la complexité géologique d'un talus sur le calcul du coefficient de sécurité en utilisant la méthode de "*c- $\phi$  réduction*" et la méthode d'équilibre limite (*MEL*). Ils ont constaté que le coefficient de sécurité calculé à partir de la méthode de "*c- $\phi$  réduction*" était de 20% inférieur à celui calculé à partir de *MEL*, en raison du fait que la surface de glissement du "*c- $\phi$  réduction*" pénétrait plus profondément que la surface de glissement du *MEL*. De plus, ils ont recommandé d'utiliser le code FLAC pour analyser les pentes à grande échelle avec une géométrie complexe.

## **II.5 Etudes numériques existant en différences finies sur la stabilité des sols renforcés effectuées à l'aide du code FLAC**

L'utilisation des équipements puissants pour l'étude expérimentale de la stabilité interne et externe, des ouvrages réalisés sur sol renforcé, reste encore une opération extrêmement coûteuse. La mise en évidence des mécanismes de rupture et l'étude détaillée de leurs caractéristiques, suivies par des évaluations quantitatives concrètes des déplacements à travers des essais en centrifugeuse ou sur modèles réduits, ont fourni la vérification expérimentale de nombreux modèles théoriques visant à la description plus rationnelle du phénomène d'interaction d'un ouvrage avec un sol renforcé. Le comportement mécanique des sols renforcés est très complexe, il est donc évident qu'une loi de comportement capable de présenter convenablement un sol renforcé serait excessivement complexe. Bien qu'il existe différentes méthodes de résolution numérique, lorsque le comportement du sol est schématisé de façon non linéaire et irréversible. Les codes de modélisation numérique, bidimensionnels et tridimensionnels par différences finies ont connu un développement considérable dans le domaine de géotechnique. Les analyses numériques permettent d'analyser la stabilité, la

déformation et l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse du modèle, dans un temps raisonnable. Par ailleurs, l'approche expérimentale pour l'étude du comportement des sols renforcés peut fournir à la fois une validation des résultats numériques, une évaluation de l'importance de chaque hypothèse adoptée dans le calcul et finalement une compréhension plus profonde du problème.

Dans la littérature on trouve de nombreuses études numériques effectuées à l'aide du logiciel FLAC en différences finies (Cala et Flisiak, 2001; Han et al., 2004; Abusharar et Han, 2011; Zhang et al., 2014 ; Mohapatra et Rajagopal, 2016).

Le tableau II.4 présente une synthèse bibliographique sur les études numériques en différences finies effectuées récemment sur la stabilité des remblais réalisés sur des sols compressibles traités par des colonnes ballastées non renforcé et renforcé par géosynthétiques.

Tab II.5 Modèles numériques existant en différences finies.

Auteur	Logiciel et type d'analyse	Modélisation du sol	Renforcement	Dimension de la colonne		Hauteur du remblai et pente	
			Elément structure	d (m)	L (m)	H (m)	pente
Han et al. (2004)	FLAC/2D Bidimensionnel	MC		1 – 2	10	5	1/2
Huang (2007)	FLAC/2D FLAC/3D Bidimensionnel Tridimensionnel	MC	GSY Cable Geogrid	1	10	5	1/2
Abusharar et Han (2011)	FLAC/2D Bidimensionnel	MC		0,8	10	5	1/2
Zhang et al. (2014)	FLAC/2D FLAC/3D Bidimensionnel Tridimensionnel	MC		0,5	10	5	1/2
Mohapatra et Rajagopal (2016)	FLAC/3D Tridimensionnel	MC	GSY Geogrid	1,2	10	5	1/2

MC : Mohr-Coulomb GSY : Géosynthétique GR : Géogrille.

La comparaison de la méthode de réduction des caractéristiques de résistance " $c-\phi$  réduction" avec la méthode de Bishop simplifiée et la méthode de Spencer a été réalisé par Han et al. (2004) pour estimer le coefficient de sécurité. L'analyse numérique faite pour étudier la stabilité d'un remblai réalisé sur un sol compressible traité par des colonnes mixtes. Ils ont montré que la surface de glissement critique est non circulaire en tant que méthode modifiée Bishop suppose. En outre, ils ont conclu que la méthode de Bishop simplifiée surestimée le coefficient de sécurité. Par contre, la valeur du coefficient de sécurité calculé par la méthode de Spencer inférieure a celle calculé par la méthode de " $c-\phi$  réduction" , comme montre la figure II.14 .

Huang (2007) a utilisé une modélisation en différences finies pour comprendre le comportement des remblais renforcés par géosynthétiques posés sur sol compressible traité par des colonnes ballastées. Il a étudié la simplification du modèle tridimensionnel en modèle bidimensionnel. Lorsque la géométrie tridimensionnelle est simplifiée dans une géométrie bidimensionnelle en déformation plane, les colonnes sous le remblai sont représentées comme des murs équivalents, et les largeurs équivalentes de ces murs sont calculées pour produire le même ratio de concentration des contraintes verticale qui existe dans le modèle tridimensionnel.

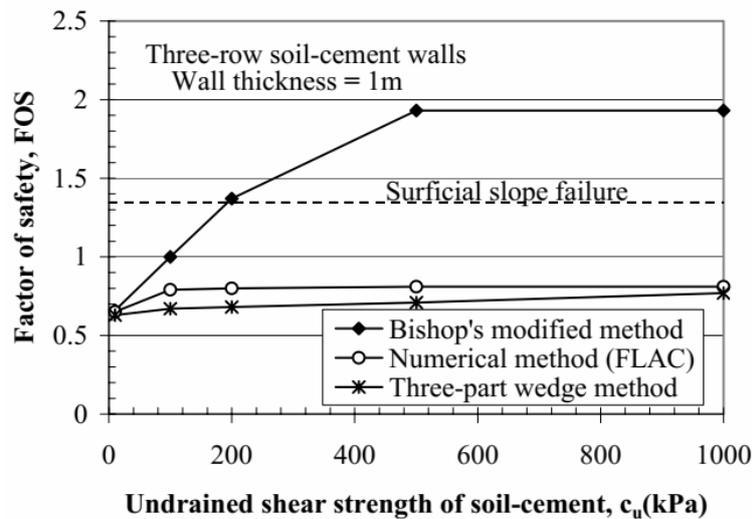


Fig.II.14 : Coefficient de sécurité en fonction de la cohésion non drainée des colonnes mixtes (Han et al. 2004).

Le ratio de concentration des contraintes est utilisé pour évaluer l'efficacité du transfert de charge. Il a trouvé que tous les facteurs ont le même type d'influence sur le ratio de concentration de contrainte maximale dans la condition tridimensionnelle que dans la condition bidimensionnelle.

A partir de cette étude, Huang (2007) fait les recommandations suivantes:

- a- Les analyses tridimensionnelles sont recommandées lorsque les colonnes sont installées dans un remplissage carré car le modèle bidimensionnel équivalent peut donner des résultats inexacts.
- b- Les tassements sur le top du remblai devraient être utilisés pour évaluer son utilité au lieu de ceux à la base.
- c- Le renforcement par géosynthétique devrait être utilisé lorsque les colonnes sont installées dans un remplissage carré avec des grands espacements.

En utilisant version bidimensionnelle du code FLAC, Abusharar et Han (2011) ont traité la stabilité d'un remblai sur sol compressible renforcé par des colonnes ballastées, le coefficient de sécurité a été déterminé par deux approches, la première est basée sur un modèle de colonne individuelle et la deuxième adopte la méthode de milieu homogène équivalent. L'étude comparative montre que les valeurs de coefficient de sécurité obtenues par la méthode de milieu homogène équivalent sont supérieures à celles du modèle de colonne individuelle. Ils ont proposé un facteur de réduction de 0,90 pour modifier la valeur de  $FS$  calculée par la méthode de milieu homogène équivalent. Le module d'Young, l'espacement et le diamètre des colonnes ballastées, la cohésion et l'épaisseur du sol compressible, ainsi que l'angle de frottement et la hauteur du remblai, ont tous influencé les valeurs du  $FS$ .

Zhang et al. (2014) ont étudié la stabilité d'un remblai non renforcé au-dessus d'une argile compressible traitée par colonnes ballastées ; les résultats de coefficient de sécurité déterminés par un calcul tridimensionnel par le code FLAC3D ont été comparés avec ceux obtenus par la méthode des murs équivalents (Method 1) et la méthode de milieu homogène équivalent (Method 2), ils ont constaté que les trois méthodes donnent des coefficients de sécurité en bon accord, comme montre la figure II.15.

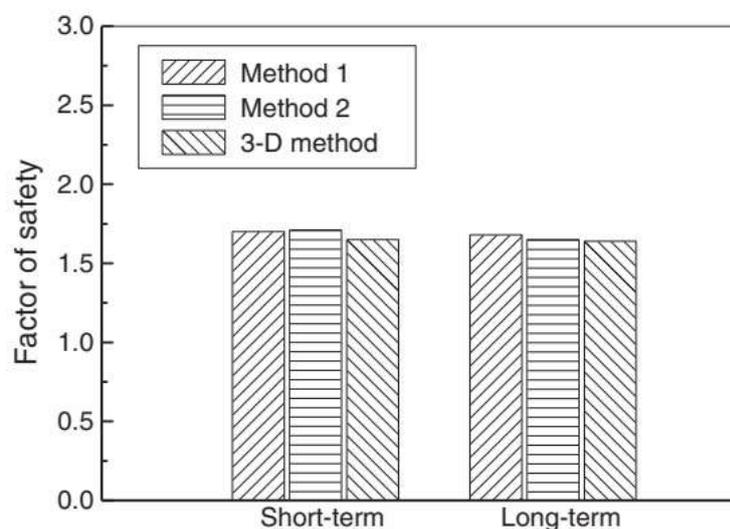


Fig.II.15 : Coefficient de sécurité calculé dans des conditions à court et long termes avec différentes méthodes de calcul (Zhang et al. 2014).

Récemment, Mohapatra et Rajagopal (2016) ont présenté une analyse numérique par différences finies pour l'étude de la stabilité d'un remblai édifié sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques. Ils ont réalisé une étude paramétrique sur les paramètres géométriques (la hauteur de remblai et l'espacement des

colonnes ballastées) et les paramètres mécaniques des sols (l'angle de frottement du ballast et la compressibilité du sol compressible). Ils ont trouvé que cette technique de traitement augmente la stabilité de remblai.

La cohésion non drainée de l'argile molle, l'angle de frottement de la colonne ballastée, la hauteur du remblai et le taux d'incorporation affectent significativement sur la valeur de  $FS$ , comme montre la figure II.16.

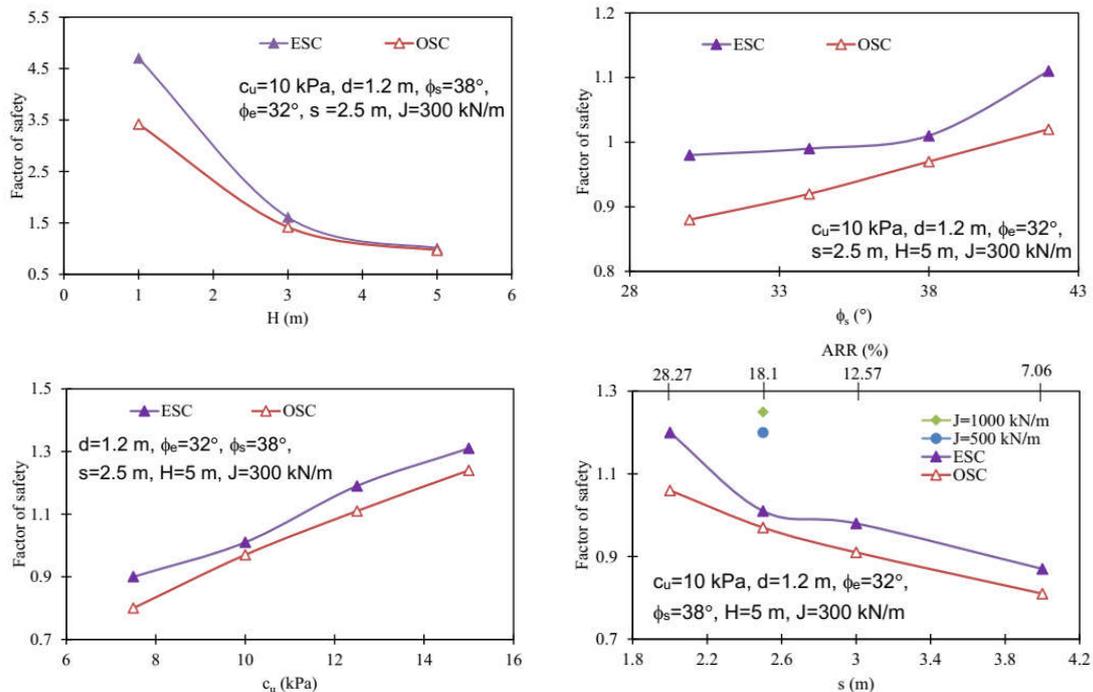


Fig.II.16: Paramètres affectent la valeur de coefficient de sécurité (Mohapatra et Rajagopal 2016).

## II.6 Conclusions

La modélisation numérique des remblais sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées avec différentes dispositions de renfort géosynthétique à l'aide d'un code de calcul par différences finies ou par éléments finis nécessite une modélisation sophistiquée pour simuler le comportement réel des sols. Cela conduit à faire un certain nombre de choix qui concernent les paramètres de l'outil numérique aussi bien le modèle de comportement utilisé.

Pour simuler le comportement des sols compressibles et remblais renforcés par des colonnes ballastées et géogrilles, nous avons retenu le code de calcul FLAC3D. La discrétisation en différences finies suivant l'approche de Wilkins (1994) et la résolution explicite en éléments lagrangiens, lui permettent de simuler des problèmes de forttement non linéaires (modules de sol cohérent et granulaire, géogrilles), de géométrie complexe (sol renforcé par des colonnes circulaires, remblai) avec une bonne stabilité numérique.

En raison de ses nombreux non linéarités, les sols modélisés avec critère de plasticité de Mohr-Colomb. Ce modèle, permet une description satisfaisante du comportement des massifs de sol. Il est présente aussi l'avantage d'une simplicité dans les concepts est bien adapté à l'introduction dans un code de calcul numérique.

Le renforcement du remblai ou les colonnes ballastées par géosynthétiques sont introduits par l'intermédiaire d'un élément structurel : l'élément (geogrid) qui comprend la possibilité de mettre l'élément géogrid sous forme des nappes horizontales ou d'encapsuler verticalement les colonnes ballastées.

## Chapitre III

### **Modélisation numérique des remblais renforcés par des nappes horizontales géosynthétiques sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées.**

#### **III.1 Introduction**

L'étude de la stabilité des pentes est un sujet important dans le domaine de géotechnique. De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des glissements de terrain en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de glissement ; cependant, parfois les résultats montrent une dispersion importante du facteur de sécurité. On trouve la méthode d'équilibre limite (Bishop 1955 ; Petterson 1955 ; Fellenius 1936).

La modélisation par éléments finis ou différences finies permettent d'étudier l'effet de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes (Dawson et al. 1999 ; Griffiths et Lane 1999 ; Lyamin et Sloan 2002 ; Cheng et al. 2007 ; Liu et al. 2015 ; Tschuchnigg et al. 2015 ; Luo et al. 2016), cette approche permet de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à la rupture se produise (méthode  $c-\phi$  réduction). Kupka et al. (2008) ont présenté une étude comparative entre les deux méthodes pour montrer l'effet de la prise en compte des forces inter-tranches sur le facteur de sécurité déterminé par la méthode de réduction des caractéristiques de résistance. Le problème de renforcement des pentes par des nappes géosynthétiques a été largement examiné (Palmeira et al. 1998 ; Shukla 2002 ; Zornberg et Arriaga 2003 ; Qhaderi et al. 2005 ; Wulandari et Tjandra 2006 ; Viswanadham et Mahajan 2007 ; Kupka et al. 2009 ; Hu et al. 2010 ; Luo et al. 2016), cette technique présente une solution intéressante pour la stabilité des remblais.

Le problème d'un remblai au-dessus d'un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées a été traité par de nombreux auteurs. Borges et al. (2009) ont considéré un remblai sur une couche d'argile molle traitée par des colonnes ballastées, ils ont étudié l'influence de l'espacement, le diamètre et le module de déformation des colonnes ballastées, aussi la raideur des nappes géosynthétiques. Les résultats obtenus ont permis de proposer une méthode pour déterminer la répartition des contraintes au-dessus des colonnes ballastées. La stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées a fait l'objet d'études numériques et théoriques. Rowe et Soderma (1985) ont utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier la stabilité à court terme d'un remblai renforcé par géotextile sur un sol purement

cohérent. En utilisant l'approche de Dimaggio (1978) une étude paramétrique a été présentée par Giannaros et Tsiambaos (1997), pour analyser la stabilité d'un remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées.

Le code FLAC a été utilisé par Abusharar et Han (2011) et Zhang et al. (2014) pour examiner la stabilité d'un remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées, le facteur de sécurité a été déterminé par plusieurs approches.

Le présent chapitre traite par le code FLAC3D (2006), le problème d'interaction remblai renforcé par géosynthétiques sur un sol compressible amélioré par des colonnes ballastées. Cette étude s'intéresse au calcul numérique du facteur de sécurité afin de dégager des recommandations constructives concernant la disposition optimale des nappes géosynthétiques dans le remblai. Également, plusieurs approches de modélisation des colonnes ballastées sont examinées, les résultats du facteur de sécurité déterminés par un calcul tridimensionnel sont comparés à ceux obtenus par les méthodes des murs équivalents et la méthode de milieu homogène équivalent.

### **III.2 Méthodes d'équivalence bidimensionnelle du sol traité par des colonnes ballastées**

Malgré les hypothèses de simplification d'un modèle bidimensionnelle, cela reste encore une modélisation adaptée pour l'étude de la stabilité des pentes. L'analyse numérique bidimensionnelle est utilisée généralement dans la pratique pour sa simplicité en comparant avec l'analyse numérique tridimensionnelle. Le remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées peut-être étudié en déformation plane, en utilisant les méthodes des murs équivalents ou la méthode d'un milieu homogène équivalent.

De nombreuses méthodes d'équivalence bidimensionnelle ont été proposées pour simplifier l'étude du comportement du sol compressible avec des colonnes ballastées, ces approches permettent de réduire le temps de calcul du facteur de sécurité des remblais sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. L'étude du comportement des matériaux composites (sol compressible, colonnes ballastées) est basée sur l'hypothèse d'un matériau homogène et équivalent (Priebe 1976 ; DiMaggio 1978 ; Van Impe et De Beer 1983 ; Terashi et al. 1991; Pruchnicki et Shahrour 1991 ; Dhouib et al. 1993 ; Giannaros et Tsiambaos 1997; Cooper et Rose 1999 ; Han et Ye 2001 ; Han et al. 2005 ; Madhyannapu et al. 2006 ; Tan et al. 2008 ; Abusharar et Han 2011 ; Zhang et al. 2014 ; Chen et al. 2015).

### III.3 Présentation du problème

Le code FLAC3D (2006) (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions), a été utilisé pour l'étude numérique d'un remblai renforcé par géosynthétiques posé sur un sol compressible traité par colonnes ballastées. FLAC3D est un code en différences finies explicites, développé par la société ITASCA Consulting Group. FLAC3D a été utilisé à la place de FLAC2D, pour comparer les résultats du modèle tridimensionnel avec ceux obtenus en utilisant un modèle bidimensionnel. Ainsi, il était souhaitable de garder le même code et maillage générique.

La présente chapitre s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques posé sur un sol traité par des colonnes ballastées en appliquant deux méthodes des murs ballastés équivalents présentés au chapitre I (*ESCM* et *MCE*), la méthode du milieu homogène équivalent et les calculs numériques tridimensionnels. Le modèle présenté sur la figure 3 est utilisé par plusieurs auteurs (Han et al. 2007 ; Abusharar et Han, 2011 et Zhang et al. 2014). Cependant, ce modèle n'est pas utilisé pour examiner la stabilité du remblai renforcé par des nappes géosynthétiques. Ainsi, ce modèle est adopté dans la présente étude et considéré comme un cas de référence pour l'étude de la stabilité d'un remblai renforcé établi sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. Il s'agit d'un remblai de hauteur 5 m qui fait l'angle  $\beta = 26,6^\circ$  avec l'horizontale (pente 1/2) et repose sur une couche du sol compressible d'épaisseur 10 m. La couche du sol compressible est traitée par un réseau des colonnes ballastées qui sont posées sur un sable compact.

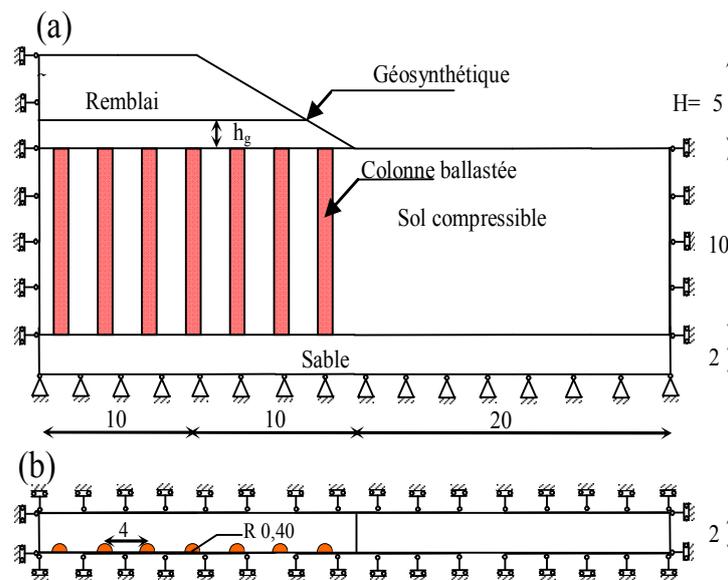


Fig.III.1 Géométrie du modèle tridimensionnel :  
(a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).

Pour la modélisation tridimensionnelle, les colonnes ont une section circulaire de diamètre  $d_c = 0,80$  m ; cependant, pour la modélisation par la méthode du milieu homogène équivalent (MHE) on traite les colonnes ballastées et le sol en place comme un matériau homogène équivalent (également appelée un milieu renforcé).

Pour appliquer la méthode des murs ballastés équivalents par mètre linéaire du sol (ESCM), l'épaisseur des murs ballastés  $d_m$  est déterminé par l'équation I.6. Dans le cas de la méthode des murs ballastés équivalents (MCE), l'épaisseur des murs et le diamètre des colonnes ballastées sont identiques ( $d_m = d_c$ ). L'espacement  $s$  entre les colonnes et les murs équivalents dans les deux méthodes ESCM et MCE et la modélisation tridimensionnelle est  $s = 4$  m. Du fait de la symétrie longitudinale et transversale du problème, seul un quart du modèle est retenu, comme présenté sur la figure III.1.

### III.4 Modélisation numérique

Le comportement du remblai renforcé, le sol compressible, le sable et les colonnes ballastées sont régis par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par le poids volumique  $\gamma$ , le module d'Young  $E$ , Coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne des sols  $\phi$  et l'angle de dilatance  $\psi = \phi$  (associativité). Les valeurs des paramètres utilisés sont présentées dans le tableau III.1.

Tab.III.1 : Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al. (2014)

Unité	Diamètre ou Epaisseur du mur $d$	Module d'Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Poids volumique $\gamma$	Angle de frottement $\phi$	Cohésion $c$
	m	MPa	-	kg/m <sup>3</sup>	°	kPa
Remblai renforcé	-	30	0,30	1800	32	0
Sol compressible	-	4	0,45	1600	0	20
Colonne ballastée	0,800	40	0,30	1700	38	0
Sable	-	100	0,30	1800	30	0
Milieu homogène équivalent (MHE)	-	5,23	0,44	1603,14	1,41	19,37
Murs équivalents (ESCM)	0,126	40	0,30	1700	38	0
Murs équivalents (MCE)	0,800	10	0,40	1616	7,03	16,86

La couche du sable au-dessous des colonnes ballastées est supposée compacte, ainsi une grande valeur du module d'Young  $E$  est adoptée.

Les nappes géosynthétiques sont modélisées en utilisant le code FLAC3D à l'aide de l'élément de structure de type « geogrid ». L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que la raideur  $J$ , le coefficient de poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ .

Tab.III.2 : Caractéristiques de géosynthétique

	Raideur de la géo grille $J$	Coefficient de Poisson $\nu$	Epaisseur $t$	Angle de frottement $\phi_{gs}$	Cohésion $c_{gs}$	Raideur du ressort $k$
Unité	kN/m	-	m	°	kPa	kPa /m
Géosynthétique	500	0,4	$5 \times 10^{-3}$	32	0	$10^3$

La résistance au cisaillement à l'interface sol-géo grille est caractérisée par une loi de frottement de type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géo grille est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\phi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ . Le glissement se produit dans le sol et non à l'interface sol-renforcement ( $\phi_{gs} = \phi$  et  $c_{gs} = c$ ).

Les valeurs des paramètres de l'élément géo grille sont données dans le tableau III.2. La raideur de la nappe géosynthétique a été définie en considérant les capacités mécaniques des produits existants.

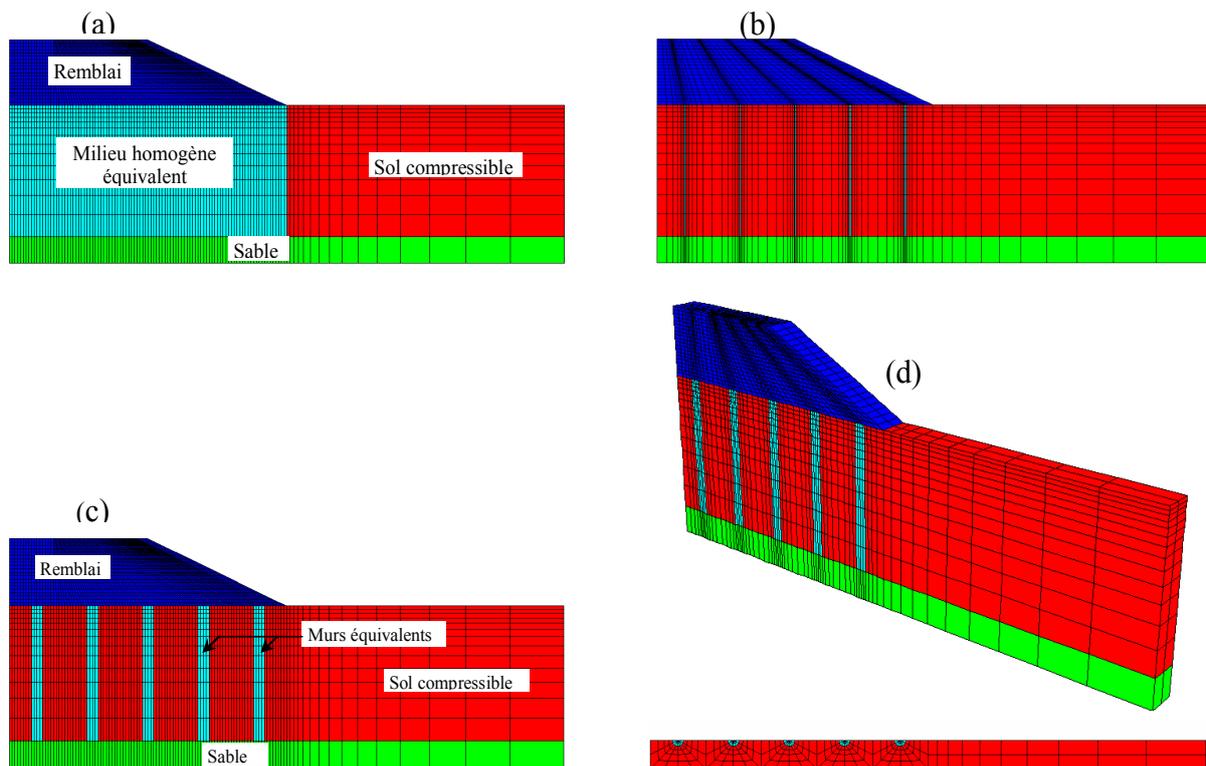


Fig.III.2 Maillage retenu pour les modèles bidimensionnels et tridimensionnel : (a) MHE ; (b) ESCM ; (c) MCE ; (d) Vue en perspective et de plan.

### III.5 Résultats et discussions

#### III.5.1 Validation du modèle

Les quatre méthodes présentées ci-dessus (3D, MHE, ESCM, MCE) sont utilisées pour étudier la stabilité d'un remblai établi sur un sol compressible traité par des colonnes

ballastées. Les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant un remblai sans renforcement. Le taux d'incorporation de la méthode du milieu homogène équivalent  $a_s=0,0314$  est obtenu pour les colonnes ballastées circulaires de diamètre  $d_c=0,8$  m, avec un espacement dans les deux directions  $s=4$  m. En remplaçant ce taux d'incorporation dans les relations I.1-I.5, on trouve les caractéristiques du milieu homogène équivalent. L'épaisseur du mur équivalent calculée par la méthode des murs ballastés équivalents 1 (*ESCM*) est  $d_m=0,126$  m. L'utilisation des surfaces du mur équivalent, la colonne et le sol en place ( $A_m=3,20$  m<sup>2</sup>,  $A_c=0,502$  m<sup>2</sup>,  $A_s=2,70$  m<sup>2</sup>), permettent de déterminer les caractéristiques des murs équivalents 2 (*MCE*) par l'application des relations I.7-I.11.

La figure III.3 montre une comparaison des facteurs de sécurité obtenus par la présente étude en utilisant les quatre méthodes à ceux obtenus par Abusharar et Han (2011) en appliquant la méthode des colonnes individuelles et la méthode d'un milieu homogène équivalent. Il est clair que dans le cas d'un remblai sans renforcement les différentes approches introduites dans le présent modèle donnent des résultats en excellent accord ; par ailleurs, on peut constater une sous-estimation par rapport aux facteurs de sécurité donnés par Abusharar et Han (2011).

Ainsi, la présente étude donne des valeurs plus conservatrices. La modélisation bidimensionnelle des colonnes ballastées proposées par Abusharar et Han (2011) est basée sur des hypothèses de simplification. La première suppose l'égalité entre l'épaisseur des murs équivalents et le diamètre des colonnes ballastées ( $d_m = d_c$ ), sans homogénéisation entre les propriétés du sol des colonnes ballastées et du sol compressible. La seconde hypothèse définit le taux d'incorporation comme le rapport entre la surface de la coupe verticale de la colonne ballastée et la surface de la coupe verticale du sol compressible rattaché à une colonne. Cette dernière hypothèse conduit à une valeur de taux d'incorporation  $a_s = 0,2$  ; ceci explique la surestimation du facteur de sécurité obtenu par Abusharar et Han (2011) en utilisant la méthode du milieu homogène équivalent.

Également, les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant un remblai avec renforcement par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur du remblai, la figure III.3 présente les facteurs de sécurité obtenus par les quatre méthodes (*3D*, *MHE*, *ESCM*, *MCE*). On peut constater que les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sous-estiment légèrement le facteur de sécurité en comparant avec la méthode tridimensionnelle. Aussi, il

est intéressant de noter que le renforcement du remblai par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 10 %.

La figure III.4 montre les surfaces de concentration des déformations de cisaillement obtenues par les différentes approches utilisées dans la présente étude (*3D*, *MHE*, *ESCM*, *MCE*). En utilisant les caractéristiques mécaniques homogénéisées, la méthode du milieu homogène équivalent donne une surface de rupture continue.

Par ailleurs, on constate une surface de rupture discontinue obtenue par l'application des méthodes des murs équivalents et le modèle tridimensionnel, à cause de la discontinuité des caractéristiques mécaniques du sol compressible et les colonnes ballastées. Toutes les méthodes donnent des facteurs de sécurité en excellent accord, ce qui explique la similarité de l'allure de la surface de concentration des déformations de cisaillement.

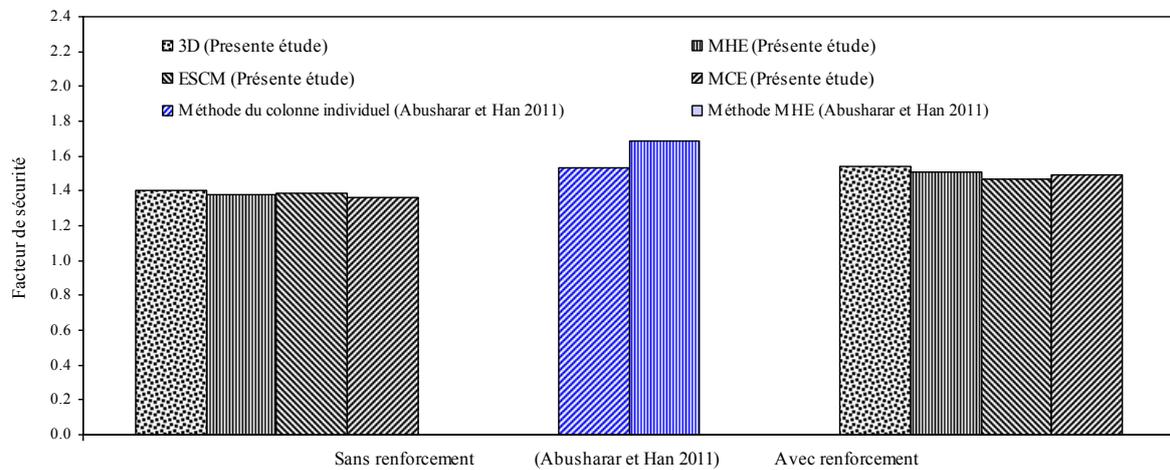


Fig.III.3 Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes approches.

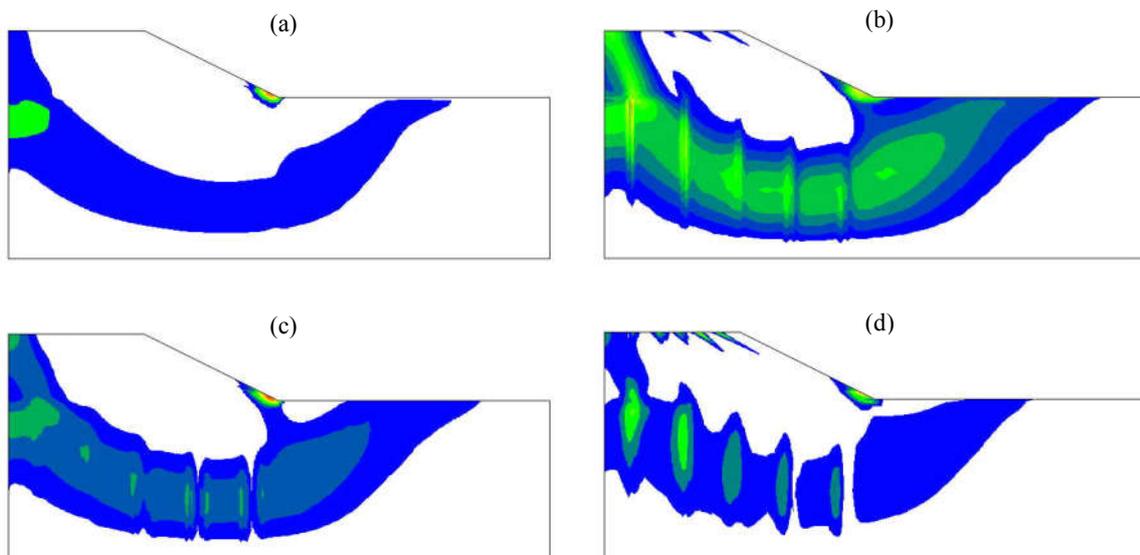


Fig.III.4 Déformations de cisaillement maximales obtenues par différentes approches : (a) *MHE* ; (b) *ESCM* ; (c) *MCE* ; (d) *3D*.

### III.5.2 Étude paramétrique

Après la validation des résultats obtenus par la présente étude en considérant différentes méthodes, on adopte la méthode des murs équivalents (*MCE*) pour l'étude paramétrique. Ce choix est justifié par la simplicité de l'équivalence, la facilité de produire un maillage simple et le temps de calcul raisonnable. Cette étude examine la stabilité d'un remblai renforcé en considérant différents angles de frottement interne :  $\varphi=25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ ,  $40^\circ$  et  $45^\circ$  et l'angle de dilatance  $\psi = \varphi$  (associativité).

#### III.5.2.1 Influence de l'angle de frottement du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique

La position de la nappe de renforcement est définie par la hauteur  $h_g$ , le rapport  $h_g/H$  variant entre 0 et 1 par pas de 0,1 où  $H$  est la hauteur du remblai ( $H=5$  m).

La figure III.5 montre le rapport  $h_g/H$  en fonction du facteur de sécurité pour différents angles de frottement interne du remblai  $\varphi$ . Il est clair que le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement de  $\varphi$  ; aussi, on constate une valeur maximale du facteur de sécurité pour les rapports  $h_g/H = 0,5$  et  $0,3$  respectivement, pour les angles de frottement interne du remblai  $\varphi=25^\circ$  et  $30^\circ$ .

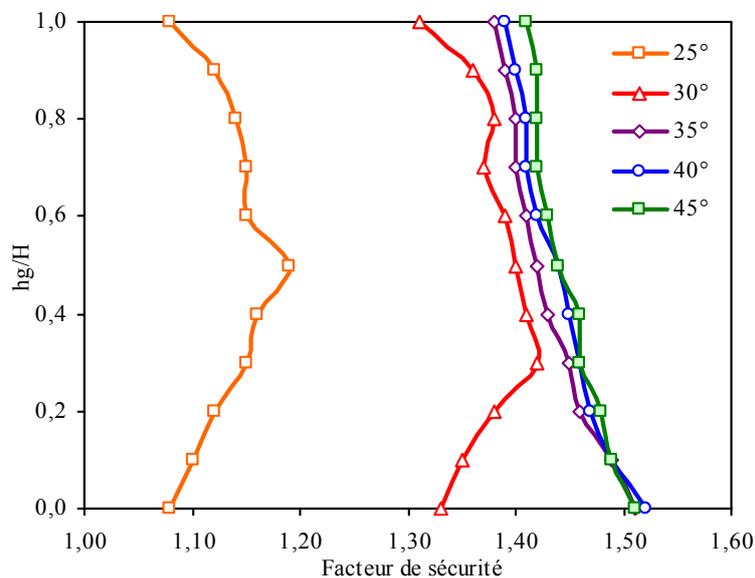


Fig.III.5 Facteur de sécurité pour différents angles de frottement du remblai.

Cependant, pour les autres angles de frottement, le facteur de sécurité maximal est obtenu pour  $h_g/H=0$  m. On peut noter aussi, à partir de  $\varphi=35^\circ$ , l'augmentation de l'angle de frottement n'a quasiment pas d'influence sur le facteur de sécurité. L'angle de frottement interne du remblai influence d'une manière importante sur la position optimale de la nappe

géosynthétique ; ainsi, l'augmentation de l'angle de frottement du remblai permis à la surface de glissement de se développer dans le sol compressible.

### III.5.2.2 Influence de la raideur sur la position optimale de la nappe géosynthétique

La raideur de la nappe géosynthétique est variée entre 500 kN/m et 5000 kN/m pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité en considérant différentes positions de la nappe de renforcement. La figure III.6 montre le rapport  $h_g/H$  en fonction du facteur de sécurité pour différentes valeurs de la raideur de la nappe de renforcement  $J$ . Il est intéressant de noter que l'influence de la raideur de géosynthétique est très importante pour le rapport  $h_g/H = 0,3$ . Pour les valeurs de raideur comprises entre 500 kN/m et 1000 kN/m, le facteur de sécurité augmente d'une manière significative et l'écart atteint 7 %. Par ailleurs, le facteur de sécurité est influencé légèrement lorsque  $J$  varie de 1000 kN/m et 5000 kN/m. La position optimale de la nappe géosynthétique est obtenue pour un rapport  $h_g/H = 0,15$  et 0,30 respectivement pour les raideurs  $J = 500$  kN/m et 1000 kN/m, cependant à partir de  $J = 1000$  kN/m, l'augmentation de la raideur de la nappe n'a quasiment pas d'influence sur le facteur de sécurité et sur la position optimale de la nappe géosynthétique.

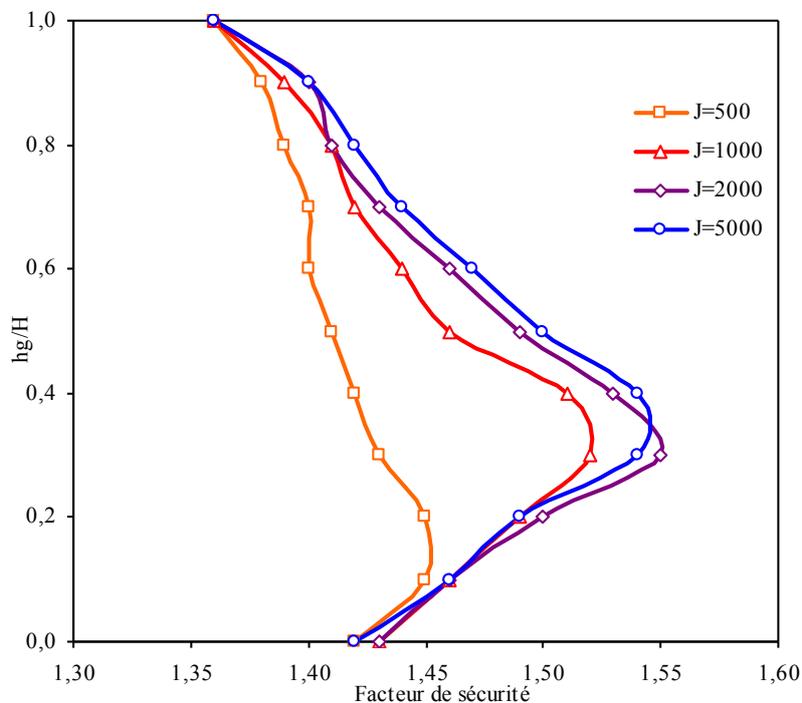


Fig.III.6 Facteur de sécurité pour différentes valeurs de la raideur  $J$ .

### III.5.2.3 Influence de la hauteur du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique

La figure III.7 montre la variation du facteur de sécurité pour différentes valeurs de la hauteur du remblai  $H$ .

La hauteur du remblai est variée entre 3 m et 6 m par pas de 1 m, pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité, en considérant différentes positions de la nappe de renforcement. Il est à noter que l'influence de la hauteur du remblai est très importante sur stabilité du remblai ; ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la charge appliquée sur le sol compressible, par conséquent, on constate une réduction du facteur de sécurité. La position optimale de la nappe géosynthétique est obtenue pour un rapport  $h_g/H = 0,5, 0,4$  et  $0,1$  respectivement pour les hauteurs du remblai  $H = 3$  m,  $4$  m et  $5$  m ; cependant, à partir de  $H = 6$  m, la hauteur du remblai ne réduit pas significativement le facteur de sécurité et ne change pas la position optimale de la nappe géosynthétique.

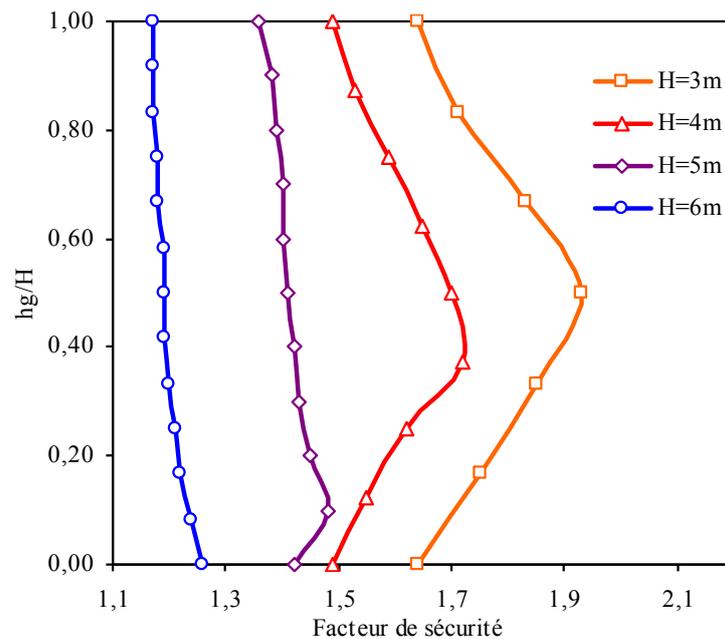


Fig. III.7 Facteur de sécurité pour différentes valeurs de la hauteur du remblai.

### III.5.2.4 Influence du nombre des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité

Le nombre des nappes géosynthétiques a été examiné pour déterminer sa valeur optimale ; le nombre des nappes de renforcement  $N$  variant entre 0 et 9 par pas de 1, avec un espacement  $e = 0,5$  m ( $e/H = 0,1$ ).

La figure III.8 montre le facteur de sécurité en fonction du nombre des nappes géosynthétiques pour différents angles de frottement interne du remblai  $\varphi$ . Il est clair que le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement du nombre des nappes.

Cette augmentation permet de réaliser un remblai de bonne résistance au cisaillement qui mobilise une surface de rupture plus profonde dans le sol compressible. Pour les angles de frottement variant entre  $25^\circ$  et  $35^\circ$ , le nombre des nappes augmente significativement le facteur de sécurité. Par ailleurs, pour  $\varphi > 35^\circ$ , le nombre des nappes n'affecte pas considérablement le facteur de sécurité. Le nombre optimal des nappes de renforcement est 9, 7 et 5 respectivement, pour les angles de frottement interne du remblai  $\varphi = 25^\circ, 30^\circ$  et  $35^\circ$  ; cependant, pour  $\varphi > 35^\circ$ , la valeur optimale égale à 4.

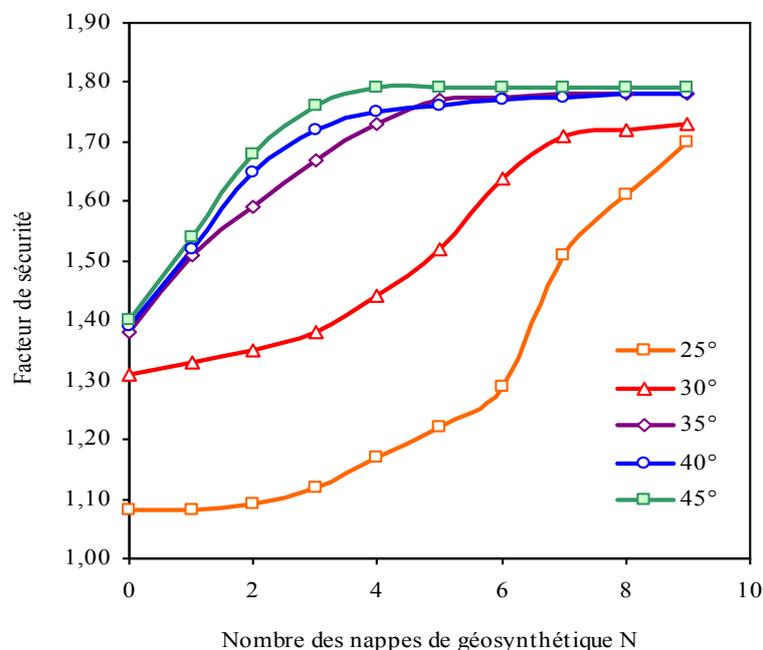


Fig.III.8 Facteur de sécurité en fonction du nombre des nappes géosynthétiques.

### III.5.2.5 Influence de l'espacement des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité

L'espacement  $e$  entre les nappes de renforcement dans le remblai a été examiné en utilisant trois nappes géosynthétiques, la nappe inférieure est fixée à la base du remblai ; l'espacement variant entre  $0,1H$  et  $0,4H$  par pas de  $0,1H$ .

La figure III.9 montre le facteur de sécurité en fonction du rapport de l'espacement  $e/H$  pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi$ . Il est intéressant de noter que pour les grandes valeurs de  $\varphi$  ( $35^\circ, 40^\circ$  et  $45^\circ$ ), la valeur optimale de l'espacement  $e$  est obtenue pour un rapport  $e/H = 0,1$ . Par ailleurs, pour  $\varphi < 35^\circ$ , la valeur optimale est obtenue pour un espacement plus large. Ce résultat est raisonnable parce que la surface de glissement

est superficielle dans le cas d'un remblai de faible angle de frottement interne  $\varphi$ . À partir de  $\varphi = 40^\circ$ , l'augmentation de l'angle de frottement interne du remblai n'a pas d'influence sur le facteur de sécurité et sur l'espacement entre les nappes géosynthétiques.

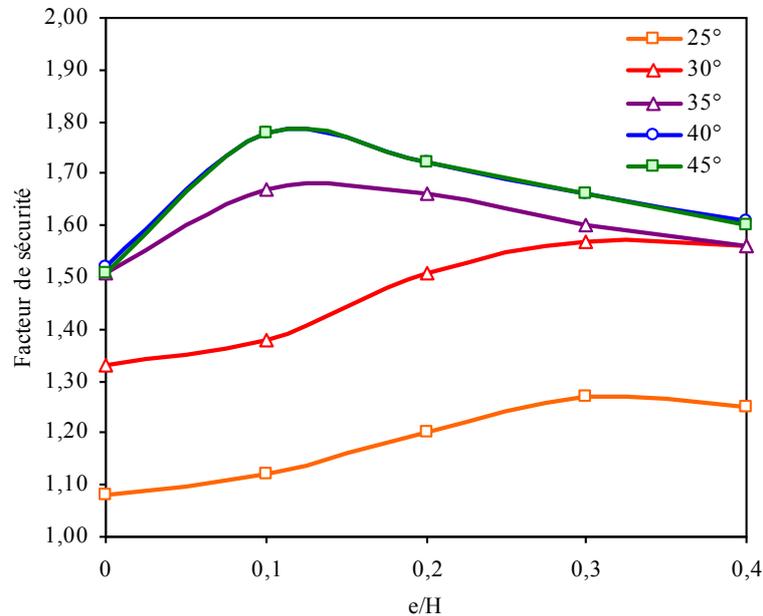


Fig.III.9 Facteur de sécurité en fonction de l'espacement entre les nappes géosynthétique.

### III.6 Conclusion

La stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétique sur un sol compressible traité par colonnes ballastées a été examinée par des calculs élasto-plastiques bidimensionnels et tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D. Dans ce chapitre, les calculs de facteur de sécurité ont été effectués en considérant différents angles de frottement interne du remblai et emplacement des nappes de renforcement.

Les facteurs de sécurité obtenus par les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sont en excellent accord avec le calcul tridimensionnel, dans le cas d'un remblai sans et avec renforcement par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur du remblai ; également, les surfaces de cisaillement obtenues sont similaires.

Les valeurs des facteurs de sécurité obtenues par la présente étude en utilisant les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sont légèrement inférieures à celles données par Abusharar et Han (2011). Le renforcement du remblai par une nappe géosynthétique augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 10 %.

L'angle de frottement interne du remblai influence considérablement sur la position optimale de la nappe géosynthétique. Par ailleurs, la raideur de la nappe de renforcement a une petite

influence sur le facteur de sécurité et la position optimale de la nappe géosynthétique. L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et diminuer le rapport  $h_g/H$  nécessaire à l'emplacement optimal. L'espacement et le nombre des nappes géosynthétiques permettent d'augmenter le facteur de sécurité, cependant cette augmentation est limitée par un seuil.

## Chapitre IV

### **Modélisation numérique des remblais sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcées par géosynthétique.**

#### **IV.1 Introduction**

Le problème d'un remblai au-dessus d'un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées confinées par géosynthétique a été rarement traité. Deb et al. (2012) ont utilisé la méthode d'algorithme génétique pour localiser la surface de glissement critique et optimiser le facteur de sécurité d'un remblai renforcé par géosynthétiques, construit sur une couche d'argile compressible traitée par colonnes ballastées renforcées par géosynthétiques. Il a été démontré qu'un algorithme génétique peut être utilisé avec succès pour localiser la surface de glissement critique dans la colonne ballastée. Chen et al. (2015) ont réalisé des essais sur un modèle physique et une modélisation numérique tridimensionnelle en éléments finis, pour étudier le comportement d'un remblai uniformément chargé posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques, ils ont remarqué une rupture par flexion des colonnes renforcées. Récemment, Mohapatra et Rajagopal (2016) ont présenté une analyse numérique par différences finies pour l'étude de la stabilité d'un remblai édifié sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques, ils ont réalisé une étude paramétrique sur les paramètres géométriques (la hauteur de remblai et l'espacement des colonnes ballastées) et les paramètres mécaniques des sols (l'angle de frottement du ballast et la compressibilité du sol compressible). Ils ont trouvé que cette technique de traitement augmente la stabilité de remblai.

Dans le présent chapitre on traite par le code FLAC3D (2006), le problème d'interaction remblai sur un sol compressible amélioré par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques. Cette étude s'intéresse au calcul numérique du facteur de sécurité afin de dégager des recommandations constructives concernant la géométrie et les caractéristiques géomécaniques des colonnes ballastées. Également, des approches de modélisation des colonnes ballastées sont examinées, les résultats du facteur de sécurité déterminés par les calculs tridimensionnels sont comparés à ceux qui sont obtenus par les méthodes des murs équivalents.

## IV.2 Caractéristiques équivalentes de la colonne ballastée entourée par géosynthétique

L'un des grands inconvénients de traitement des sols compressibles par colonnes ballastées est le manque de confinement. L'encapsulation des colonnes par nappe géosynthétique permet de compenser cette faiblesse, d'augmenter la cohésion et le module d'élasticité du matériau composite. Dans la littérature, nombreux auteurs ont essayé de remplacer les caractéristiques du matériau complexe (ballast, géosynthétique) par des caractéristiques d'un matériau homogène équivalent.

### IV.2.1 Cohésion apparente de la colonne ballastée entourée par géosynthétique

Dans le présent chapitre, une modélisation numérique tridimensionnelle de l'essai triaxial sur une colonne ballastée avec et sans encapsulation par géosynthétique a été réalisée pour trouver la cohésion apparente, comme illustrées sur la figure IV.1. Il s'agit d'un cylindre à une section de diamètre  $d_c = 0,80$  m, avec une hauteur de 1,60m. Le comportement du ballast est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Les valeurs des paramètres du ballast sont présentées dans le tableau IV.1. La nappe géosynthétique est modélisée en utilisant l'élément de structure du type « geogrid ». L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\varphi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ . Le glissement se produit dans le ballast et non à l'interface sol-renforcement ( $\varphi_{gs} = \varphi_c$  et  $c_{gs} = c_c$ ). Les valeurs des paramètres de l'élément géogrid sont données dans le tableau IV.2.

La modélisation numérique a été répétée pour deux différentes valeurs de contrainte isotrope  $\sigma_3$ , dans les deux cas (avec et sans encapsulation par géosynthétique), on peut tracer les cercles de Mohr ainsi de déterminer la droite intrinsèque du ballast et du matériau composite (ballast, géosynthétique) comme illustrées sur la figure IV.2.

La cohésion apparente déterminée en utilisant les relations I.13-I.15 de Bathurst et carpurapu (1993) est  $c_{ce} = 12,6$  kPa, en outre l'utilisation des relations I.19-I.20 de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) nous donne une cohésion apparente  $c_{ce} = 23,6$  kPa. La modélisation tridimensionnelle de la colonne ballastée avec encapsulation par géosynthétique nous donne une cohésion apparente  $c_{ce} = 22,8$  kPa.

Il est clair que dans le cas d'un ballast encapsulé par géosynthétique, le modèle tridimensionnel de la présente étude donnent des résultats en excellent accord avec les résultats en utilisant les relations de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) ; par ailleurs, on peut constater une sous-estimation de la cohésion apparente trouvée par l'utilisation de la relation de Bathurst et carpurapu (1993).

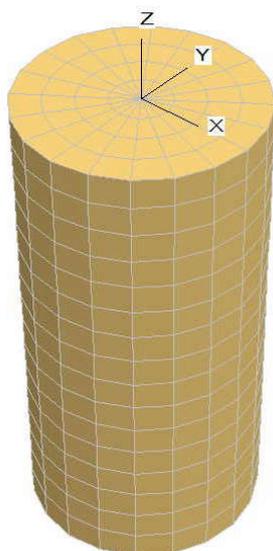


Fig.IV.1 Modèle de l'essai triaxial de la colonne ballastée.

Aussi, il est intéressant de noter que la courbe intrinsèque du ballast non-renforcée nous donne les mêmes caractéristiques mécaniques du ballast modélisé ( $\varphi_c = 38^\circ$  et  $c_c = 0$  kPa). Après la comparaison des résultats obtenus par l'utilisation des relations de Bathurst et carpurapu (1993) et Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) avec le résultat du modèle de la présente étude, on adopte la méthode de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) pour trouver la cohésion apparente des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétique.

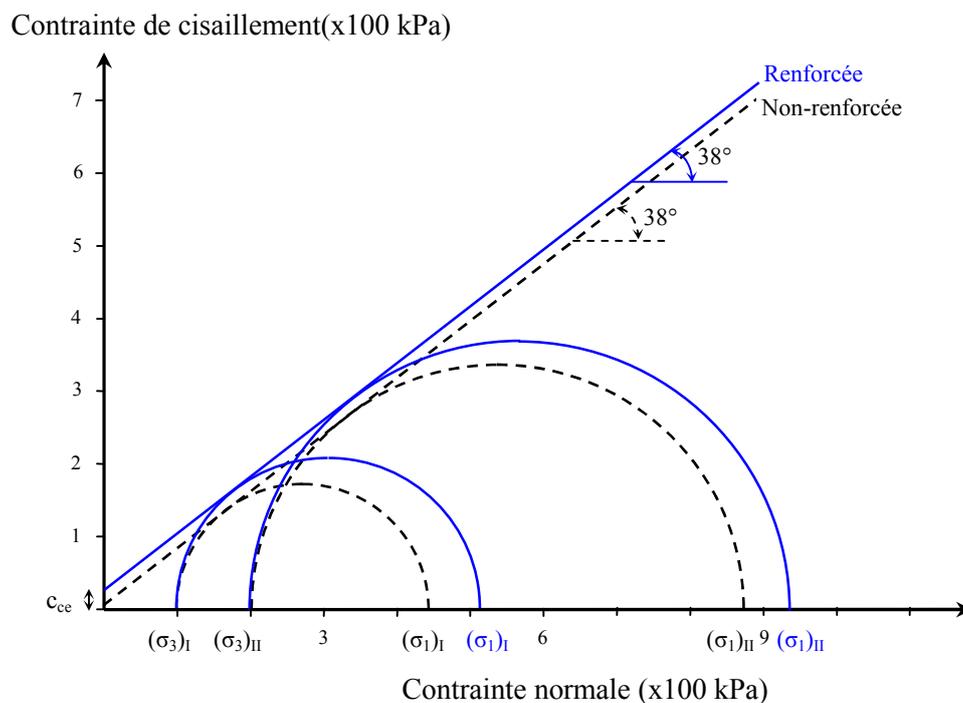


Fig.IV.2 Droite intrinsèque du ballast et du ballast renforcé par géosynthétique.

### IV.2.2 Module d'Young et le coefficient de Poisson équivalents de la colonne ballastée entourée par géosynthétique

La modélisation par éléments finis pour étudier le traitement du sol par colonne ballastée renforcée par géogrille a été réalisée par Zhou et al. (1998) donne le module d'Young et le coefficient de Poisson équivalents par les relations I.16-I.18.

On adopte cette méthode pour trouver les caractéristiques élastiques équivalentes de ballast encapsulé par géosynthétique. Ce choix est justifié par la facilité et la simplicité de l'équivalence.

### IV.3 Méthodes des murs équivalents

Les colonnes ballastées individuelles peuvent être étudiées comme des murs ballastés en déformation plane. De nombreuses méthodes d'équivalence des colonnes individuelles ont été proposées pour remplacer les colonnes par des murs équivalents. Dans le présent chapitre, on s'intéresse à l'équivalence par deux méthodes *MCE* et *MFE* (la méthode de la résistance au cisaillement équivalent et la méthode de la résistance à la flexion équivalente).

### IV.4 Présentation du problème

Le code FLAC3D (2006) (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions), a été utilisé pour l'étude numérique d'un remblai posé sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcées par géosynthétiques. FLAC3D est un code en différences finies explicites, développé par la société ITASCA Consulting Group. FLAC3D a été utilisé à la place de FLAC2D, pour comparer les résultats du modèle tridimensionnel avec ceux qui est obtenue en utilisant un modèle bidimensionnel. Ainsi, il était souhaitable de garder le même code et maillage générique.

La présente étude s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un remblai posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques en appliquant : les deux méthodes des murs ballastés équivalents présentés ci-dessus et les calculs numériques tridimensionnels avec des colonnes ballastées entourées par des nappes géosynthétiques (3D) et avec colonnes équivalentes (3DCE).

Le modèle présenté sur la figure IV.3 est utilisé par Abusharar et Han (2011). Cependant, ce modèle n'est pas utilisé pour examiner la stabilité du remblai posé sur un sol traité par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques. Ainsi, ce modèle est adopté dans la présente étude et considéré comme un modèle de base pour l'étude de la stabilité du remblai. Il s'agit d'un remblai de hauteur 5 m qui fait l'angle  $\beta = 26,6^\circ$  avec l'horizontale (pente 1/2).

Une couche de surface pour prévenir la pente contre le glissement superficiel, et rendre la surface glissement développée dans le sol compressible, ainsi une grande valeur de la cohésion  $c$  est adoptée. Le remblai et la surface de protection reposent sur une couche du sol compressible d'épaisseur 10 m. La couche du sol compressible est traitée par un réseau des colonnes ballastées qui sont posés sur un sable compact.

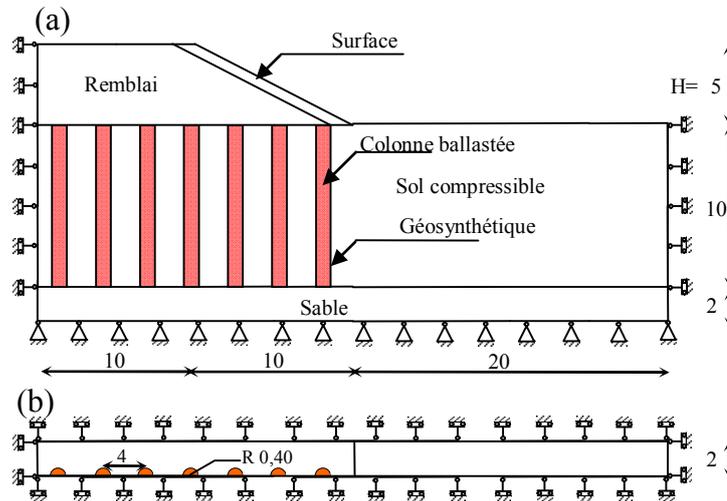


Fig.IV.3 Géométrie du modèle tridimensionnel :  
(a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).

Pour la modélisation de deux modèles tridimensionnels, les colonnes ont une section circulaire de diamètre  $d_c = 0,80$  m ; cependant, pour appliquer la méthode de la résistance à la flexion équivalente (*MFE*), l'épaisseur des murs ballastés  $d_m$  est déterminé par la relation (I.12). Dans le cas de la méthode de la résistance au cisaillement équivalent (*MCE*), l'épaisseur des murs et le diamètre des colonnes ballastées sont identiques ( $d_m = d_c$ ).

Par ailleurs, l'espacement  $s$  entre les colonnes et les murs équivalents dans les deux méthodes bidimensionnelles (*MCE*, *MFE*) et les deux modèles tridimensionnels (*3D*, *3DCE*) est  $s = 4$  m. Du fait de la symétrie longitudinale et transversale du problème, seul un quart du modèle est retenu, comme présenté sur la figure IV.3.

#### IV.5 Modélisation numérique

Le comportement du remblai, la surface, le sol compressible, le sable et les colonnes ballastées sont régis par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par le poids volumique  $\gamma$ , le module d'Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne des sols  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi = \varphi$  (associativité). Les valeurs des

paramètres utilisés sont présentées dans le tableau IV.1. La couche du sable au-dessous des colonnes ballastées est supposée compacte, ainsi une grande valeur du module d'Young  $E$  est adoptée.

Tab.IV.1 : Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al. (2014)

	Diamètre ou Épaisseur du mur $d$	Module d'Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Poids volumique $\gamma$	Angle de frottement $\varphi$	Cohésion $c$
Unité	m	MPa	-	kg/m <sup>3</sup>	°	kPa
Remblai	-	30	0,30	1800	32	0
Surface	-	30	0,30	1800	32	15
Sol compressible	-	4	0,45	1600	0	20
Sable	-	100	0,30	1800	30	0
Colonne ballastée	0,800	40	0,30	1700	38	0
Colonne équivalent	0,800	50,6	0,07	1700	38	22,8
Murs équivalents (MCE)	0,800	13,1	0,35	1616	7,03	20,4
Murs équivalents (MFE)	0,392	21,5	0,27	1632	14,35	20,9

Les géosynthétiques sont modélisés en utilisant le code FLAC3D à l'aide de l'élément de structure du type « geogrid ». L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que la raideur  $J$ , le coefficient de poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ . La résistance au cisaillement à l'interface sol-géogrid est caractérisée par une loi de frottement du type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\varphi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ . Le glissement se produit dans le sol et non à l'interface sol-renforcement ( $\varphi_{gs} = \varphi_c$  et  $c_{gs} = c_c$ ). Les valeurs des paramètres de l'élément géogrid sont données dans le tableau IV.2. La raideur de nappe géosynthétique a été définie en considérant les capacités mécaniques des produits existants.

Tab.IV.2 : Caractéristiques de géosynthétique

	Raideur de la géogrid $J$	Coefficient de Poisson $\nu$	Épaisseur $t$	Angle de frottement $\varphi_{gs}$	Cohésion $c_{gs}$	Raideur du ressort $k$
Unité	kN/m	-	m	°	kPa	kPa /m
Géosynthétique	500	0,4	$5 \times 10^{-3}$	38	0	$10^3$

La figure IV.4 (a), (b) et (c) montre le maillage utilisé pour l'étude de stabilité du remblai en considérant les deux méthodes d'équivalence et le calcul tridimensionnel. Le maillage comporte un nombre important d'éléments, ce qui conduit à un temps de calcul exorbitant.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle. Pour le calcul bidimensionnel, le déplacement dans la troisième dimension est bloqué pour traiter le problème en déformation plane (Figure IV.3).

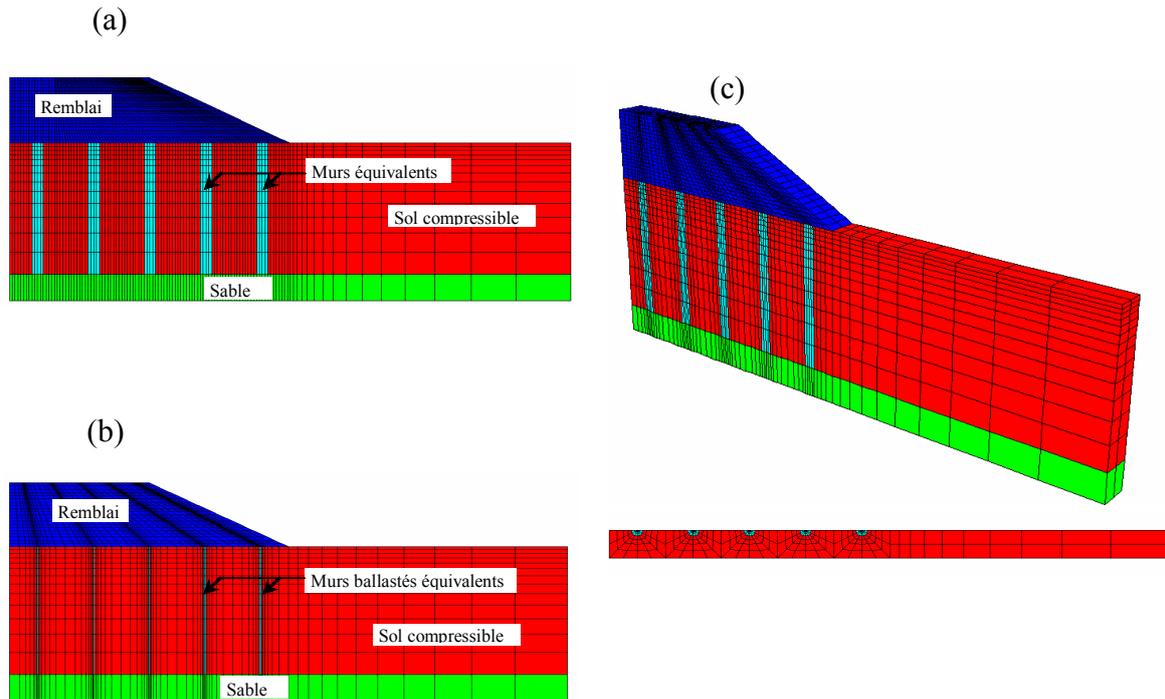


Fig.IV.4 Maillage retenu pour les modèles bidimensionnels et tridimensionnel :  
(a) MCE ; (b) MFE ; (c) 3D et 3DCE (Vue en perspective et de plan).

## IV.6 Résultats et discussions

### IV.6.1 Validation du modèle

Les quatre méthodes présentées ci-dessus (*3D*, *3DCE*, *MCE*, *MFE*) sont utilisées pour étudier la stabilité d'un remblai établi sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées renforcée par géosynthétique. Les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant les colonnes avec et sans renforcement. Dans le cas de l'utilisation de la méthode de la résistance à la flexion équivalente (*MFE*), l'épaisseur du mur équivalent  $d_m = 0,392$  m, l'utilisation de cette épaisseur permettant de déterminer les surfaces du mur équivalent, la colonne et le sol en place ( $A_m = 1,568$  m<sup>2</sup>,  $A_c = 0,502$  m<sup>2</sup>,  $A_s = 1,066$  m<sup>2</sup>), L'utilisation de ces surfaces permet de déterminer les caractéristiques des murs équivalents par l'application des relations I.7-I.11. En outre, l'épaisseur des murs équivalents et le diamètre de différentes colonnes sont identiques dans la méthode de résistance au cisaillement équivalent (*MCE*)  $d_m = 0,80$  m, cette épaisseur permettant de déterminer les surfaces du mur équivalent, la colonne et le sol en place ( $A_m = 3,20$  m<sup>2</sup>,  $A_c = 0,502$  m<sup>2</sup>,  $A_s = 2,70$  m<sup>2</sup>). L'application des relations I.7-I.11 conduisent à déterminer les caractéristiques des murs équivalents de la méthode de résistance au cisaillement équivalent (*MCE*).

La figure IV.5 montre une comparaison des facteurs de sécurité obtenus par la présente étude en utilisant les deux méthodes d'équivalence (*MCE*, *MFE*) et le calcul tridimensionnel (*3D*, *3DCE*). Il est clair que dans le cas des colonnes sans et avec renforcement les différentes

approches introduites dans le présent modèle donnent des résultats en excellent accord. Ainsi, les deux méthodes d'équivalence donnent des valeurs plus conservatrices. On peut constater aussi que les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sous-estiment légèrement le facteur de sécurité en comparant avec les méthodes tridimensionnelles. Également, il est intéressant de noter que l'encapsulation des colonnes ballastées par des nappes géosynthétiques de raideur  $J = 500$  kN/m augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 8 %.

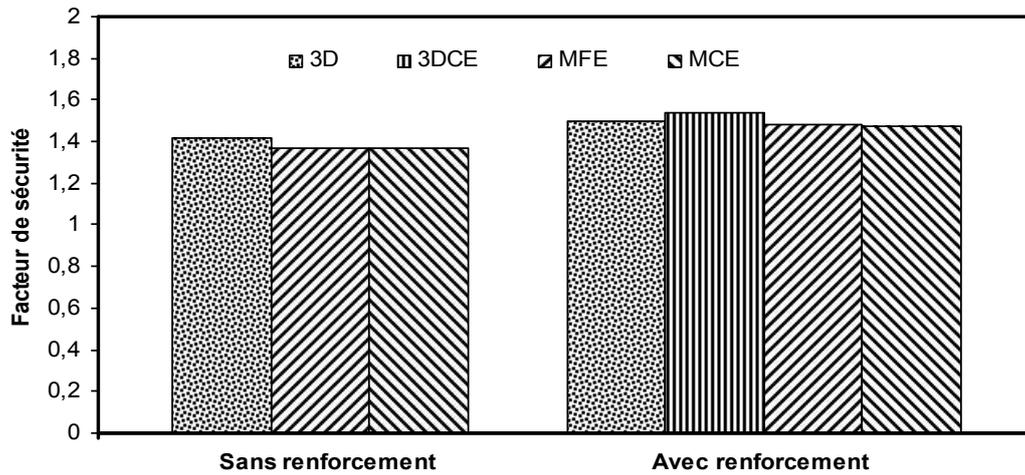


Fig.IV.5 Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes approches.

La figure IV.6 montre les surfaces de concentration des déformations de cisaillement obtenues par les différentes approches utilisées dans la présente étude (3D, 3DCE, MCE, MFE).

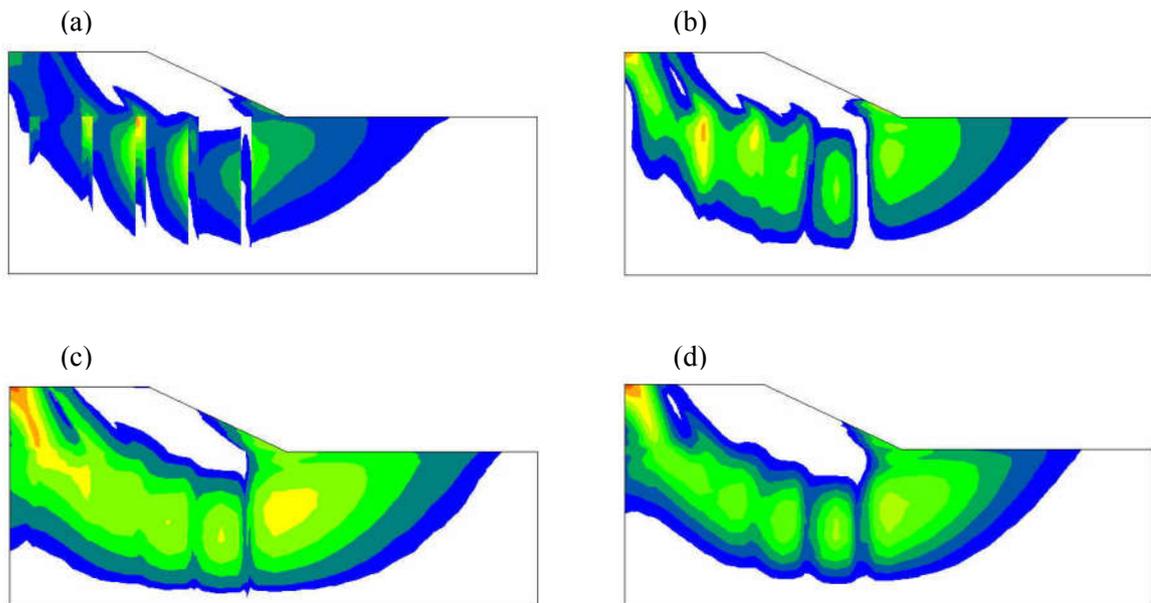


Fig.IV.6 Déformations de cisaillement maximal obtenues par différentes approches :  
(a) 3D ; (b) 3DCE ; (c) MCE ; (d) MFE.

On constate une surface de rupture discontinue obtenue par l'application des méthodes des murs équivalents et les modèles tridimensionnels, à cause de la discontinuité des

caractéristiques mécaniques du sol compressible et les colonnes ballastées. Ainsi, l'utilisation des méthodes des murs équivalents influence d'une manière significative sur la position de la surface de glissement ; ces méthodes d'équivalence permise à la surface de glissement de se développer plus bas dans le sol compressible. Toutes les méthodes donnent des facteurs de sécurité en excellent accord, ce qui explique la similarité de l'allure de la surface de concentration des déformations de cisaillement.

Chen et al. (2015) ont remarqué que plus les colonnes sont éloignées du centre du remblai, plus elles subissent des déplacements horizontaux, et donc l'emplacement des déplacements horizontaux maximaux situé à la colonne sous le pied du talus (colonne #5 dans la présente étude).

La figure IV.7 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus obtenus par la présente étude en utilisant les quatre méthodes (3D, 3DCE, MCE, MFE).

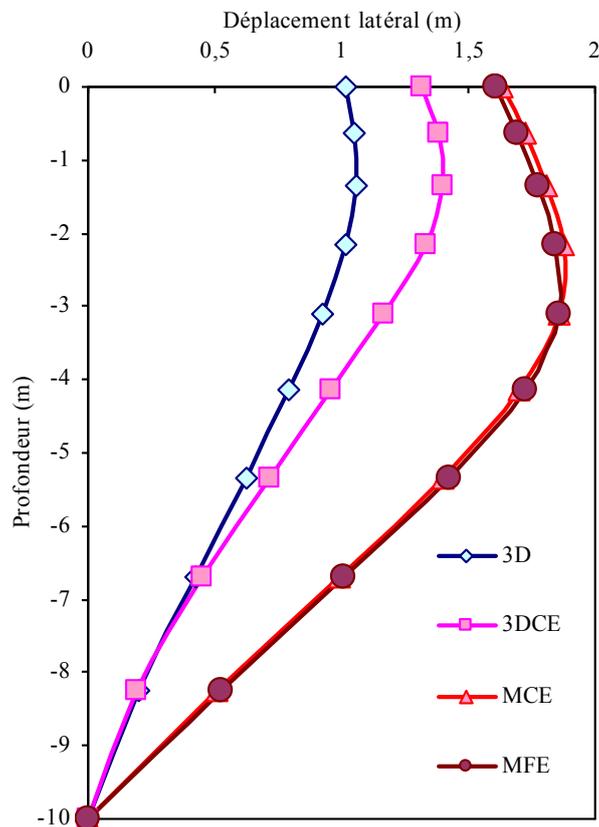


Fig.IV.7 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus obtenu par différentes approches.

Il est clair que les différentes approches introduites dans les présents modèles donnent un écart important entre les résultats des modèles tridimensionnels et des modèles bidimensionnels. Ainsi, les deux méthodes d'équivalence donnent un déplacement maximal de la colonne aux 3 m de profondeur, par contre, les deux méthodes tridimensionnelles donnent un déplacement maximal de la colonne à une profondeur de 1,35 m. Également, il est

intéressant de noter que la méthode tridimensionnelle avec des colonnes équivalentes surestime légèrement les déplacements horizontaux maximaux en comparant avec la méthode tridimensionnelle.

### IV.6.2 Étude paramétrique

Après la validation des résultats obtenus par la présente étude en considérant différentes méthodes, on remarque que les deux modèles bidimensionnels donnent des facteurs de sécurité et des surfaces de glissement en excellent accord en comparant les deux modèles tridimensionnels. Mais elles surestiment les déplacements latéraux de la colonne sous le pied du talus comparant avec les modèles tridimensionnels. Par contre, l'écart presque négligeable entre les déplacements latéraux trouvés par le modèle tridimensionnel traité par des colonnes encapsulées et le modèle tridimensionnel traité par des colonnes équivalentes. Donc, on adopte le modèle tridimensionnel avec colonne équivalente (*3DCE*) pour examiner le facteur de la sécurité et les déplacements latéraux de la colonne sous le pied du talus en considérant différents rapports d'espacements diamètres ( $s/d$ ) :  $s/d = 1,25 ; 2,5 ; 5$  et  $12,5$ .

#### IV.6.2.1 Influence de la hauteur du remblai

Le facteur de sécurité est directement lié à la hauteur du remblai. On se propose ici de faire varier la hauteur de remblai pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité et ainsi déterminer son influence sur les déplacements horizontaux de la colonne situés sous le pied du talus.

La figure IV.8 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai  $H$  pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . La hauteur du remblai est variée entre 3 et 7 m par pas de 1 m. Il est à noter que l'influence de la hauteur du remblai est très importante sur la stabilité du remblai ; ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la charge appliquée sur le sol compressible, par conséquent, on constate une réduction du facteur de sécurité. L'espacement, le diamètre et l'encapsulation des colonnes ballastées par géosynthétique influencent significativement sur le facteur de sécurité pour les remblais de hauteur importante (supérieure à 5 m), ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permis à la surface de glissement de se développer dans le sol compressible et couper les colonnes ballastées. Par contre, les remblais de faible hauteur permis à la surface de glissement se développer dans le remblai et n'a pas coupé les colonnes ballastées, cela explique la faible influence de rapport  $s/d$  sur le facteur de sécurité.

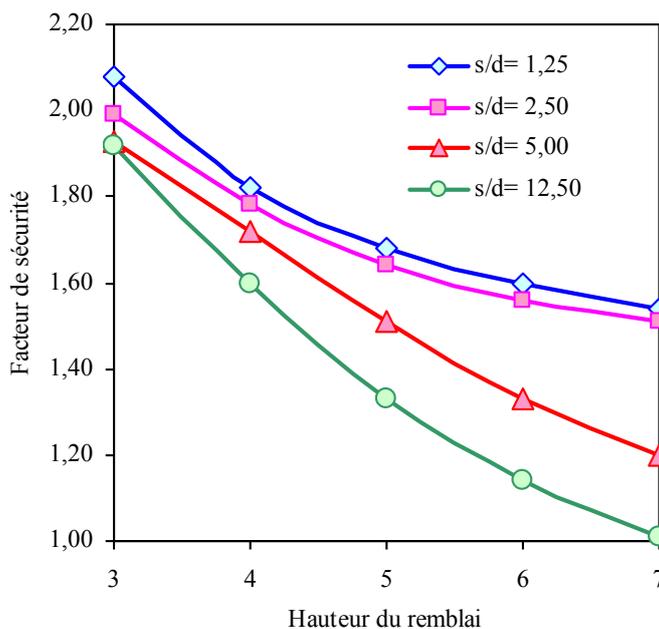


Fig.IV.8 Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai.

La figure IV.9 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de la hauteur du remblai  $H$ .

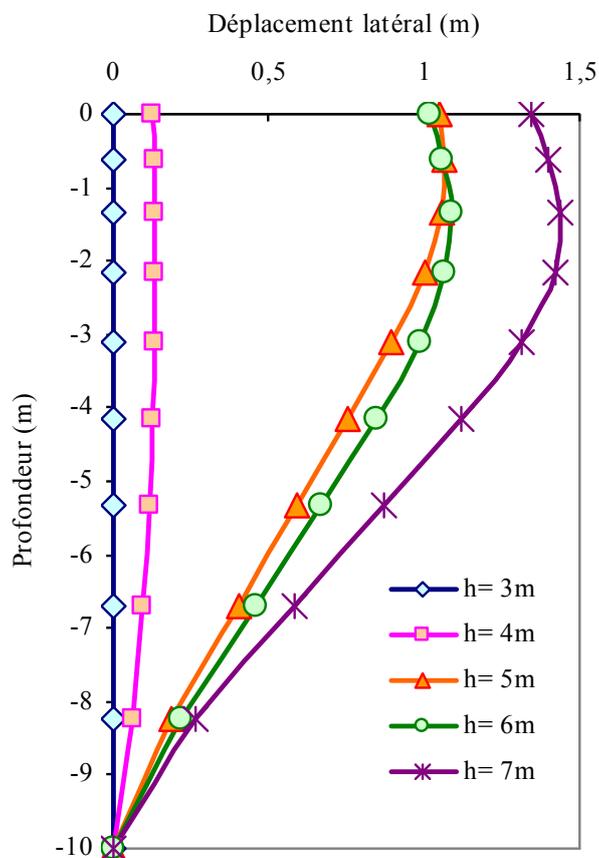


Fig.IV.9 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai.

On constate une augmentation des déplacements horizontaux conséquents avec l'augmentation de la hauteur du remblai. L'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la contrainte verticale au-dessus des colonnes et le sol compressible. La conséquence est une augmentation de la contrainte horizontale s'exerçant sur les colonnes ballastées, cela explique l'augmentation des déplacements horizontaux de la colonne.

Ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permis à la surface de glissement se développer plus bas dans le sol compressible, cela explique l'enfoncement du déplacement maximal de la colonne plus bas.

#### IV.6.2.2 Influence du module d'Young du ballast

Pour étudier l'influence du module d'Young du ballast sur le facteur de sécurité et sur le déplacement horizontal de la colonne située sous le pied du talus. Nous effectuons des calculs avec un module d'Young du ballast entre 20 et 400 MPa.

La figure IV.10 montre la variation du facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . On peut constater que l'influence du module d'Young du ballast reste très faible sur le facteur de sécurité, car le calcul du facteur de sécurité des talus n'est pas lié directement par les modules d'Young des sols.

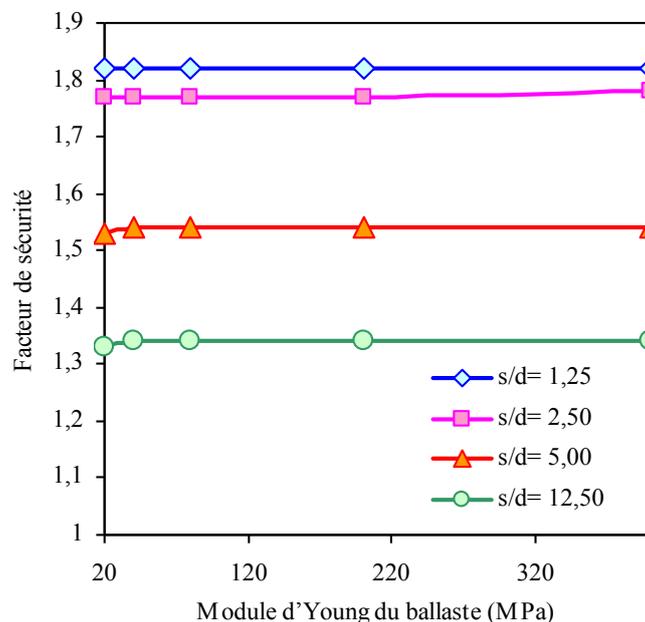


Fig.IV.10 Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast.

La figure IV.11 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes valeurs du module d'Young du ballast. On constate une diminution des déplacements horizontaux conséquente avec l'augmentation du

module d'Young du ballast. Car les déplacements horizontaux des colonnes ballastées sont liés directement avec le module d'Young. Augmenter du module d'Young n'a pas d'impact significatif sur le facteur de sécurité, mais diminue les déplacements horizontaux de la colonne sous le pied du talus.

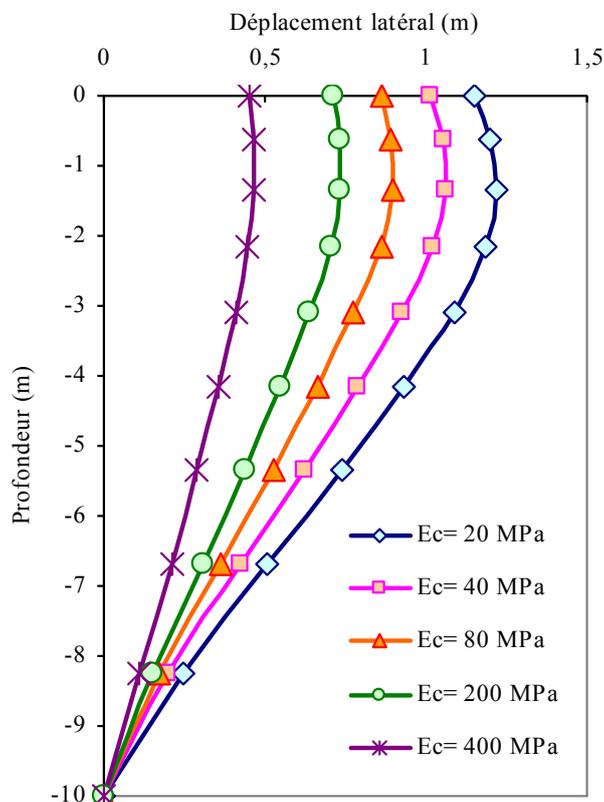


Fig.IV.11 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast.

#### IV.6.2.3 Influence de l'angle de frottement du ballast

Afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement du ballast sur le facteur de sécurité et sur les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec un angle de frottement entre 30 et 45°.

La figure IV.12 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement des colonnes ballastées pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Il est à noter que l'influence de l'angle de frottement reste très faible sur le facteur de sécurité pour le rapport  $s/d = 1,25$  et  $2,50$  ; ainsi, l'augmentation de facteur de sécurité est particulièrement faible pour le rapport  $s/d = 5,00$  et  $12,50$ .

La figure IV.13 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différents angles de frottement du ballast. On constate une diminution des déplacements horizontaux à partir d'un angle de frottement du ballast

entre 30 et 35°. Il est important de noter que l'accroissement de l'angle de frottement du ballast entre 30 et 45° diminue les déplacements horizontaux plus loin de la base du remblai et augmente ses déplacements à la proximité de la base du remblai.

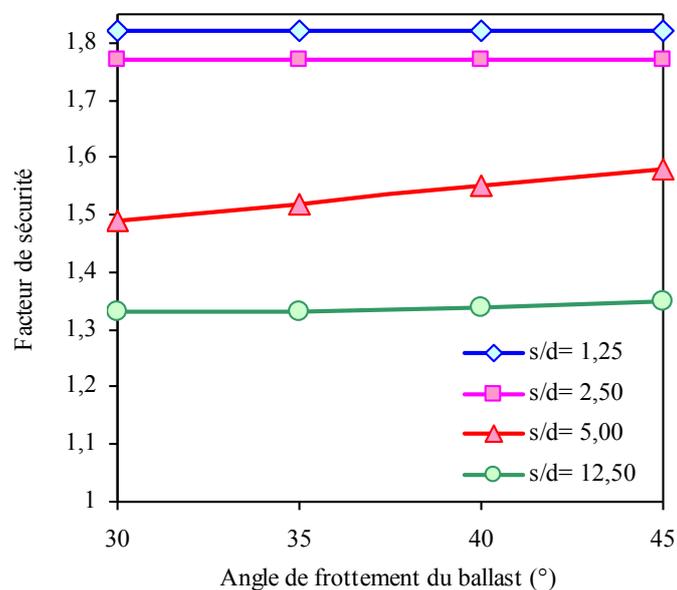


Fig.IV.12 Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast.

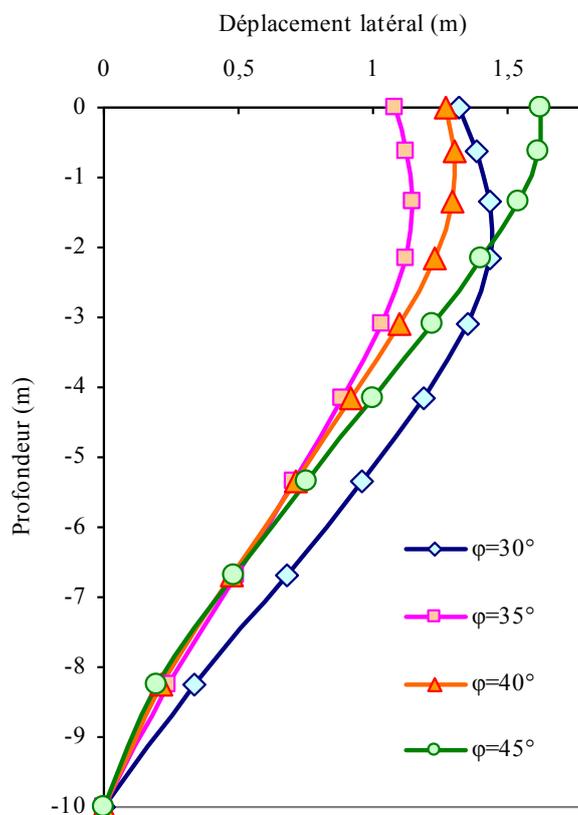


Fig.IV.13 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.

A l'inverse, on constate une augmentation des déplacements horizontaux à partir d'un angle de frottement du ballast entre 35 et 45°. La figure IV.13 montre aussi que l'augmentation de l'angle de frottement du ballast permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible, cela explique l'émergence du déplacement maximal de la colonne plus haut. On peut constater aussi, plus l'angle de frottement est grand, on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes.

#### IV.6.2.4 Influence de la cohésion non drainée du sol compressible

Dans le cas des sols compressibles, la cohésion est élevée. Il est alors intéressant d'évaluer l'influence de la cohésion sur le facteur de sécurité et sur les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec une cohésion entre 5 et 20 kPa.

La figure IV.14 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Il est à noter que l'augmentation de la cohésion permet d'améliorer la capacité du sol compressible, par conséquent, on constate une augmentation du facteur de sécurité. L'augmentation du facteur de sécurité obtenue pour des rapports  $s/d = 12,5$ , 5, 2,5 et 1,25 est respectivement 200, 117, 47,5 et 4%. Il est clair que la réduction du rapport  $s/d$  réduisait le taux d'augmentation du facteur de sécurité lorsque la cohésion est variée de 5 jusqu'à 20 kPa.

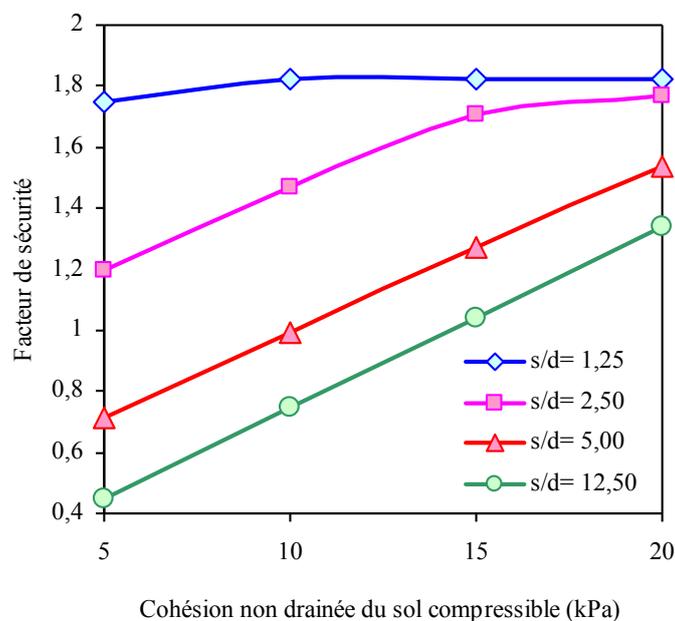


Fig.IV.14 Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible.

La figure IV.15 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible. On constate une diminution des déplacements horizontaux avec l'augmentation de la cohésion du sol compressible. Car l'augmentation de la cohésion permet d'améliorer la résistance du sol compressible, par conséquent, on constate une réduction des déplacements horizontaux des colonnes équivalentes.

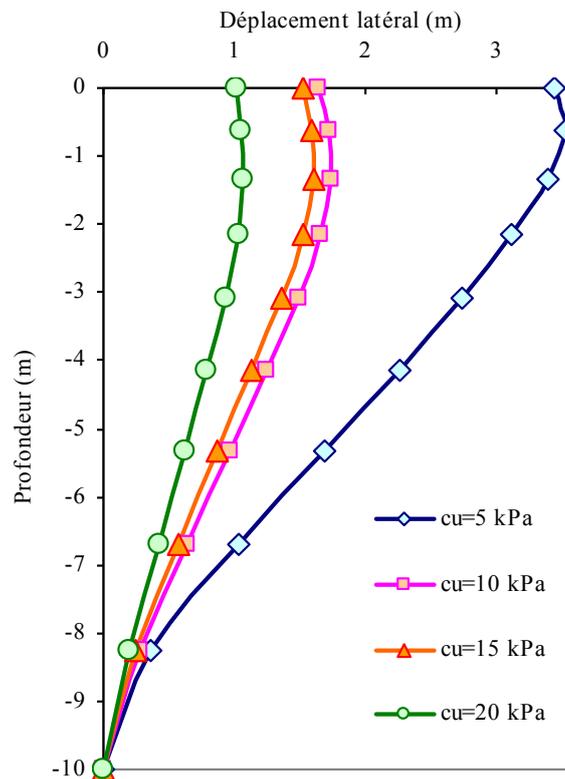


Fig.IV.15 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.

#### IV.6.2.5 Influence de la profondeur du sol compressible

L'influence de la profondeur du sol compressible sera examinée à partir du facteur de sécurité ainsi que les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus.

La figure IV.16 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Quand la profondeur du sol compressible augmente de 5 m à 35 m, les valeurs de facteur de sécurité diminuent de 1,43 à 1,28 pour  $s/d = 12,50$ , et de 1,61 à 1,51 pour  $s/d = 5,00$ . Par contre, pour  $s/d = 2,50$  le facteur de sécurité est augmenté de 1,73 à 2,02, et pour  $s/d = 1,25$  est augmenté de 1,75 à 2,95. Ce résultat est logique, car plus la profondeur du sol compressible est grande, plus le volume du matériau

compressible est grand, pour le rapport  $s/d = 12,50$  et  $5,00$ . Par contre, plus la profondeur du sol compressible est grande, plus le volume du matériau de traitement est grand, pour le rapport  $s/d = 1,25$  et  $2,50$ .

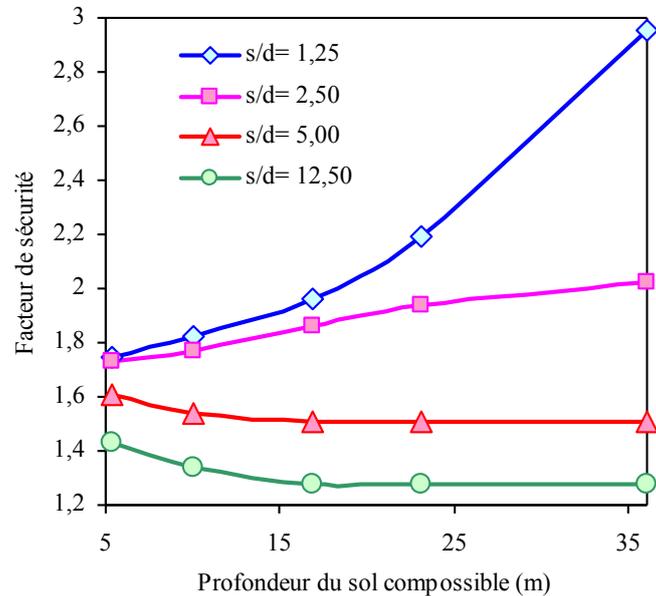


Fig.IV.16 Facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible.

La figure IV.17 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur normalisée pour différentes valeurs de l'épaisseur du sol compressible. On constate une augmentation des déplacements horizontaux avec l'augmentation de la profondeur du sol compressible. Car l'augmentation de la profondeur permet de réduire la résistance du sol compressible.

#### IV.6.2.6 Influence de la raideur de la nappe géosynthétique

La cohésion apparente et les caractéristiques élastiques des colonnes ballastées renforcées sont directement liées à la raideur de la nappe géosynthétique. En effet, plus la raideur est importante, moins les colonnes se déforment. Pour cette nouvelle série de simulations, la valeur de la raideur du géosynthétique varie de 0 à 3000 kN/m.

La figure IV.18 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Il est important de noter que l'augmentation de la raideur permet d'améliorer la capacité des colonnes ballastées, par conséquent, on constate une augmentation du facteur de sécurité. L'augmentation du facteur de sécurité obtenue pour des rapports  $s/d = 12,5 ; 5 ; 2,5$  et  $1,25$  est respectivement 3 ; 11 ; 1,5 et 0%. On constate un accroissement de taux d'augmentation à partir de rapport  $s/d$  entre 12,5

et 5. A l'inverse, on constate un décroissement de taux d'augmentation à partir de rapport  $s/d$  entre 5 et 1,25.

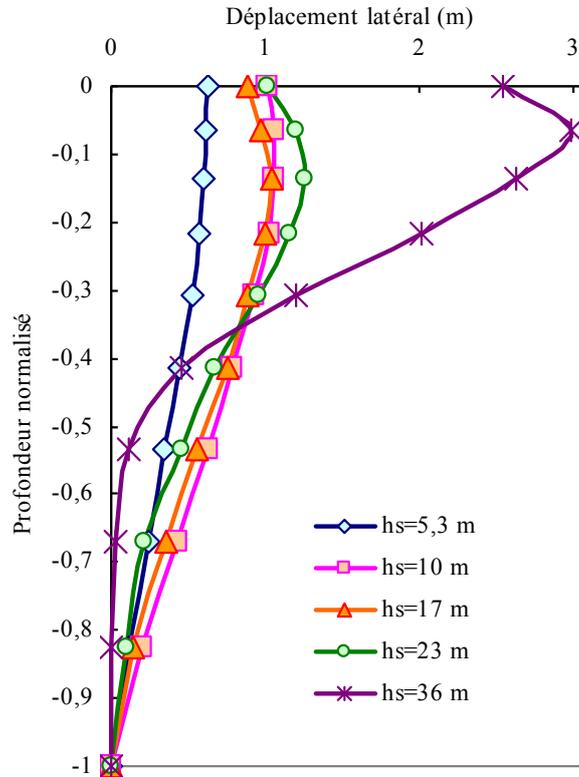


Fig.IV.17 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.

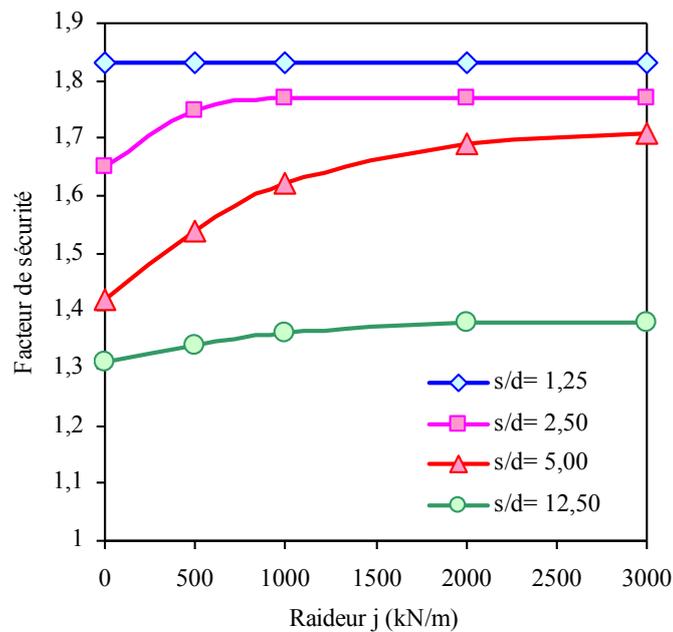


Fig.IV.18 Facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique.

La figure IV.19 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes raideurs de géosynthétique. Il est important de noter que l'accroissement de la raideur de géosynthétique de 0 à 3000 kN/m diminue les déplacements horizontaux plus loin de la base du remblai et augmente ses déplacements à la proximité de la base du remblai. La figure IV.19 montre aussi que l'augmentation de la raideur de géosynthétique permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible, cela explique l'émergence du déplacement maximal de la colonne plus haut. Ce résultat est en excellent accord en compare au résultat de Chen et al. (2015), car plus la raideur de géosynthétique est grande, on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

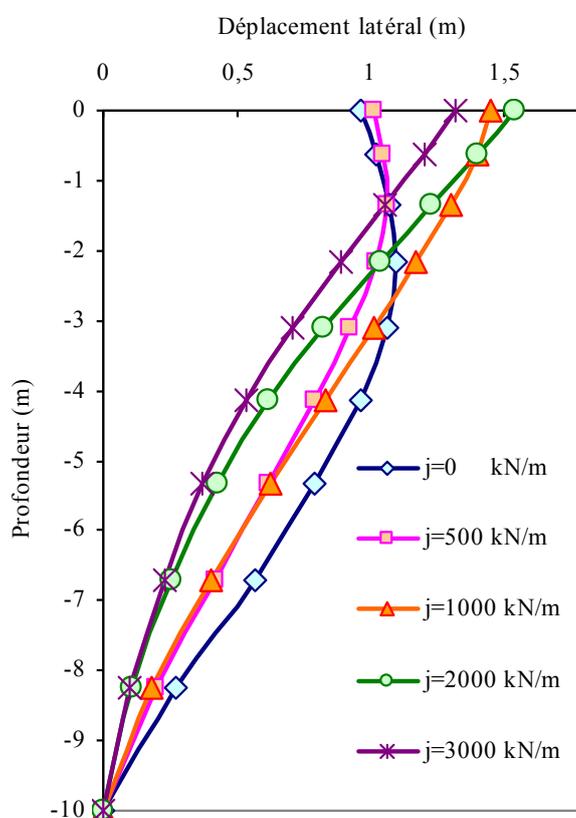


Fig.IV.19 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géosynthétique.

#### IV.7 Conclusion

La stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcée par géosynthétique a été examinée par des calculs élasto-plastiques bidimensionnels et tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D. Dans cette étude, les calculs de facteur de

sécurité ont été effectués en considérant différents diamètres et espacements des colonnes ballastées.

Les facteurs de sécurité obtenus par les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sont en excellent accord avec le calcul tridimensionnel, dans le cas des colonnes ballastées sans et avec renforcement. Le traitement du sol compressible par des colonnes ballastées encapsulé par géosynthétique se permet d'augmenter le facteur de sécurité.

L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et d'augmenter les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Par ailleurs, l'augmentation du module d'Young et l'angle de frottement du ballast à une très faible influence sur facteur de sécurité, par contre, il est permis de réduire considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Ainsi, l'augmentation de la cohésion non drainée du sol compressible permet d'augmenter le facteur de sécurité et de réduire les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Il est important de noter aussi que l'augmentation de la profondeur du sol compressible permet de réduire le facteur de sécurité dans le cas des faibles espacements et l'augmenter dans le cas des grands espacements. Par ailleurs, l'augmentation de la raideur de la nappe de renforcement permet d'augmenter considérablement le facteur de sécurité dans le cas des moyens rapports espacement diamètre, par contre, leur influence reste très faible dans les cas des faibles ou grands rapports espacement diamètre. Finalement, l'augmentation de la raideur de géosynthétique et l'angle de frottement du ballast permettent de changer le comportement des colonnes ballastées, et on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

## Conclusion générale et perspectives

Au terme de cette étude, la stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcée par géosynthétique avec deux cas de disposition différentes a été examinée par des calculs élasto-plastiques bidimensionnels et tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D. Dans cette étude, les calculs de facteur de sécurité ont été effectués en considérant différents diamètres et espacements des colonnes ballastées. Nous pouvons tirer un bilan contrasté des différents travaux présentés dans cette thèse. L'objectif de la recherche était de contribuer à la connaissance les deux différentes dispositions de renfort géosynthétique présentées dans la littérature :

- une étude numérique de remblai renforcé par des nappes horizontales géosynthétiques sur un sol compressible traité par colonnes ballastées, qui devait fournir des éléments d'étude paramétrique,
- une étude numérique de remblai édifier sur un sol compressible traité par colonnes ballastées confinées par géosynthétique, qui devait fournir aussi des éléments d'étude paramétrique,

Pour bien orienté ce travail une recherche bibliographique a été présentée dans la premier chapitre pour examiner les méthodes de renforcement des sols par géosynthétiques, présentes dans les littératures.

Le modèle de comportement adopté pour les sols est le modèle, élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb intégré dans le code FLAC3D. Le remblai et le ballast sont considérés des sables frottant sans cohésion, le sol compressible considéré est un sol cohérent avec fort cohésion, et le géosynthétique modélisé avec l'élément géogrille.

Des simulations numériques en différences finies a été présentée dans la troisième et le quatrième chapitres ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des remblais renforcées par géosynthétiques et les colonnes ballastées confinées par géosynthétiques, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique. L'importance de cette étude réside dans le fait que le modèle et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les paramètres du ballast confiné par géosynthétique ont été validés par une simulation numérique de l'essai triaxial, a été utilisé pour comparer les résultats

numériques de ce travail avec les travaux antérieurs. Cette modélisation numérique a pu prendre en compte des caractéristiques mécaniques d'un seul matériau à la place du deux martiaux différents (ballast/géosynthétique).

Les résultats de cette recherche, sont présentés sous la forme de graphiques, et, des conclusions détaillées ont été présentées à la fin des chapitres trois et quatre respectivement pour le renforcement par des nappes géosynthétiques horizontales et confinement des colonnes ballastées. Toutefois il est utile de rappeler ici les remarques les plus importantes.

- Les facteurs de sécurité obtenus par les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sont en excellent accord avec le calcul tridimensionnel, dans le cas d'un remblai sans et avec renforcement par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur du remblai ; également, les surfaces de cisaillement obtenues sont similaires.
- Le renforcement du remblai par une nappe géosynthétique augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 10 %.
- L'angle de frottement interne du remblai influence considérablement sur la position optimale de la nappe géosynthétique.
- La raideur de la nappe de renforcement a une petite influence sur le facteur de sécurité et la position optimale de la nappe géosynthétique.
- L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et diminuer le rapport  $h_g/H$  nécessaire à l'emplacement optimal.
- L'espacement et le nombre des nappes géosynthétiques permettent d'augmenter le facteur de sécurité, cependant cette augmentation est limitée par un seuil.
- Le traitement du sol compressible par des colonnes ballastées encapsulé par géosynthétique se permet d'augmenter le facteur de sécurité de l'ordre de 8 %.
- L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et d'augmenter les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- L'augmentation du module d'Young et l'angle de frottement du ballast à une très faible influence sur le facteur de sécurité, par contre, il est permis de réduire considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- L'augmentation de la cohésion non drainée du sol compressible permet d'augmenter le facteur de sécurité et de réduire les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- L'augmentation de la profondeur du sol compressible permet de réduire le facteur de sécurité dans le cas des faibles espacements et l'augmenter dans le cas des grands espacements.

- L'augmentation de la raideur de la nappe de renforcement permet d'augmenter considérablement le facteur de sécurité dans le cas des moyens rapports espacement diamètre, par contre, leur influence reste très faible dans les cas des faibles ou grands rapports espacement diamètre.
- L'augmentation de la raideur de géosynthétique et l'angle de frottement du ballast permettent de changer le comportement des colonnes ballastées, et on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

A l'issue de cette étude numérique qui demeure à notre sens non exhaustif, puisque d'autres pistes méritent d'être exploitées en raison de l'importance du problème. Les pistes importantes qui méritent d'être soulignées sont :

- La combinaison de plusieurs paramètres, et leur influence sur la stabilité des remblais et qui n'ont pas été pris en compte dans ce rapport.
- Étude du comportement du ballast encapsulé par de géosynthétique par une modélisation numérique et physique de l'essai triaxial et l'évaluation des caractéristiques élastiques du matériau composite.
- Étude sur un modèle physique et numérique de la capacité portante d'une fondation rigide et souple repose sur un sol compressible traité par colonnes ballastées encapsulé par de géosynthétique.

Enfin l'utilisation des méthodes numériques constitue un pas très important pour les études pratiques des sols renforcés par géosynthétiques qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

## Références bibliographiques

- Abusharar, S.W. et J. Han (2011). Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay. *Engineering Geology* 120(1): 103-110.
- Afshar, J. N. et M. Ghazavi (2014). Experimental Studies on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns. *Arabian Journal for Science and Engineering* 39(3): 1559-1571.
- Ali, K., J. T. Shahu et K. G. Sharma (2012). Model tests on geosynthetic-reinforced stone columns: a comparative study. *Geosynthetics International*, 19(4): 292-305.
- Al-Joulani, N. A. (1995). Laboratory and analytical investigation of sleeve reinforced stone columns. Ph.D Thesis of Carleton University, Ottawa, Canada.
- Almeida, M. S. S., I. Hosseinpour et M. Riccio (2013). Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. *Geosynthetics international*, 20(4) : 252-262.
- Ayadat, T. et A. M. Hanna (2005). Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 9(4): 137-147.
- Balaam, N. P. et J. R. Booker (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 9(4): 331-351.
- Bathurst, R. J., et R. Karpurapu (1993). Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils. *Geotechnical Testing Journal*, 16(3) : 296-303.
- Bathurst, R.J. (2007a). "Geosynthetics Functions." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.
- Bathurst, R.J. (2007b). "Geosynthetics in Walls." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.
- Bathurst, R.J. (2007c). "Geosynthetics in Slopes over Stable Foundations." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.
- Billiaux D., et P. A. Cundall (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*, Vol 63 : 9-21.
- Bishop, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5(1): 7-17.

- Borges, J. L., T. S. Domingues et A. S. Cardoso (2009). Embankments on soft soil reinforced with stone columns: numerical analysis and proposal of a new design method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(6): 667-679.
- Bouassida, M., P. De Buhan et L. Dormieux (1995) Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Géotechnique* 45(1): 25-34.
- Broms, B. B. (1977). Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil. *Proceedings of International Conference on the Use of Fabric in Geotechnics*, Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris. 3: 129-134.
- Cala, M., et J. Flisiak (2001). Slope stability analysis with FLAC and limit equilibrium methods. In *FLAC and numerical modeling in geomechanics. Proceedings of the second International FLAC Symposium*.
- Chen, J. F., L. Y. Li, J. F. Xue et S. Z. Feng (2015). Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. *Geotextiles and Geomembranes* 43(5): 424-431.
- Cheng, Y. M., T. Lansivaara et W. B. Wei (2007). Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics* 34(3): 137-150.
- Choobbasti, A. J., A. Zahmatkesh et R. Noorzad (2011). Performance of stone columns in soft clay: numerical evaluation. *Geotechnical and Geological Engineering* 29(5): 675-684.
- Cooper, M. R. et A. N. Rose (1999). Stone column support for an embankment on deep alluvial soils. *Proceedings of the institution of civil engineers-geotechnical engineering* 137(1): 15-25.
- Dash, S. K. et M. C. Bora (2013). Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(7) : 754-765.
- Dawson, E. M., W. H. Roth et A. Drescher (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique* 49(6): 835-840.
- De Buhan, P. et J. Salençon (1987). Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation. *REV FR GEOTECH*, (41).
- Deb, K., A. Dhar et P. Bhagat (2012). Evolutionary approach for optimal stability analysis of geosynthetic-reinforced stone column-supported embankments on clay. *KSCE Journal of Civil Engineering* 16(7): 1185-1192.
- Dhouib, A. et F. Blondeau (2005). Colonnes ballastées : techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Dhouib, A., B. Soyez et I. Shahrour (1993). Réflexion sur les problèmes de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sous chargement monotone. *Actes du Congrès Franco-Polonais de Mécanique des sols*. Douai: 305-312.

- Dimaggio, J. A. (1978). Stone columns for highway construction. Technical Report No. FHWA-DP-46-1, US Department of Transport, Federal Highway Administration.
- Duncan, J. M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical engineering*, 122(7): 577-596.
- Elsawy, M., K. Lesny et W. Richwien, (2010). Performance of geogrid-encased stone columns as a reinforcement of soft ground. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Vol. 26: 875-880.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. In Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC (Vol. 4 : 445-463). International Commission on Large Dams (ICOLD) Paris.
- FLAC (2006). Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions, User's Manual version 3.1. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Geduhn, M., M. Raithel et H. G. Kempfert (2001). Practical aspects of the design of deep geotextile coated sand columns for the foundation of a dike on very soft soils. Proceedings of the Int. Symposium "Earth Reinforcement"; Kyushu, Fukuoka, Japan: 545-548.
- Giannaros, C. et G. Tsiambaos (1997). Stabilization of embankment foundations by using stone columns. *Geotechnical & Geological Engineering* 15(3): 247-258.
- Gniel, J. et A. Bouazza (2009). Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 27(3): 167-175.
- Griffiths, D. V. et P. A. Lane (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3) : 387-403.
- Haimin, W., S. Yiming, D. Linjun et T. Zhaoming (2015). Implementation and verification of a geosynthetic-soil interface constitutive model in the geogrid element of FLAC (3D). *Acta geotechnica slovenica*, 12(1) : 26-35.
- Han, J. et S. L. Ye (2001). Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(7): 597-603.
- Han, J., J. C. Chai, D. Leshchinsky et S. L. Shen, (2004). Evaluation of deep-seated slope stability of embankments over deep mixed foundations. In *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems*:945-954.
- Han, J., J. Chen, Z. Hong et S. Shen (2010). Mitigation of levee failures using deep mixed columns and geosynthetics. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(1): 49-55.
- Han, J., J. Huang et A. Porbaha (2005). 2D numerical modeling of a constructed geosynthetic-reinforced embankment over deep mixed columns. In *Contemporary Issues in Foundation Engineering*, ASCE :1-11.

- Han, J., S. Oztoprak, R. L. Parsons et J. Huang (2007). Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. *Computers and Geotechnics*, 34(6): 435-448.
- Hosseinpour, I., M. Riccio et M. S. Almeida (2014). Numerical evaluation of a granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4) : 363-373.
- Hu, Y., G. Zhang, J. M. Zhang et C. F. Lee (2010). Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes. *Geotextiles and geomembranes* 28(1): 12-22.
- Huang, J. (2007). Coupled Mechanical And Hydraulic Modeling Of Geosynthetic-Reinforced Column-Supported Embankments. Ph.D Thesis of Kansas University, USA.
- Hughes, J. M. O. et N. J. Withers (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* 7(3).
- Karpurapu, R. et R. J. Bathurst (1993). Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils. *Geotechnical Testing Journal* 16.3 (1993): 296-303.
- Keykhosropur, L., A. Soroush et R. Imam (2012). 3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 35: 61-68.
- Khabbazian, M., V. N. Kaliakin et C. L. Meehan (2009). 3D Numerical analyses of geosynthetic encased stone columns. Proc. of the International Foundations Congress and Equipment Expo (IFCEE09), Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support, Geotechnical Special Publication 187, Orlando, ASCE, Reston, USA : 201-208.
- Kupka, M., I. Herle et M. Arnold (2009). Advanced calculations of safety factors for slope stability. *International Journal of Geotechnical Engineering* 3(4): 509-515.
- Lee, Y. L. (1994). Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel. Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Leipholz, H. (1974). Theory of elasticity. Noordhoff International Publishing.
- Liu, S. Y., L. T. Shao et H. J. Li (2015). Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. *Computers and Geotechnics* 63: 291-298.
- Luo, N., R. J. Bathurst et S. Javankhoshdel (2016). Probabilistic stability analysis of simple reinforced slopes by finite element method. *Computers and Geotechnics* 77: 45-55.
- Lyamin, A. V. et S. W. Sloan (2002). Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 26(2): 181-216.
- Madhav, M. R. et P. P. Vitkar (1978). Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4): 605-609.

- Madhav, M.R., M. Alamgir et N. Miura (1994). Improving granular column capacity by geogrid reinforcement. Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, vol. 1, Singapore: 351-356.
- Madhyannapu, R. S., A. J. Puppala, S. Hossain, J. Han et A. Porbaha (2006). Analysis of geotextile reinforced embankment over deep mixed soil columns: using numerical and analytical tools. Proceedings of the ASCE GeoCongress. USA: 1-6.
- Malarvizhi, S.N. et K. Ilamparuthi (2004). Load versus settlement of clay-bed stabilized with stone and reinforced stone columns. Proceeding of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, GEOASIA, Seoul, Korea: 322-329.
- Malarvizhi, S.N. et K. Ilamparuthi (2006). Modeling of geogrid encased stone column. Proceedings of the 2nd International Congress on Computational Mechanics and Simulation (ICCMS-06), IIT Guwahati, India.
- Malarvizhi, S.N. et K. Ilamparuthi (2007). Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column. Soils and Foundations Journal 47, No. 5: 873-885.
- Malarvizhi, S.N. et K. Ilamparuthi (2008). Numerical analysis of encapsulated stone columns. In: The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India: 3719-3726.
- Marti, J. et P. A. Cundall (1982). Mixed Discretisation Procedure for Accurate Solution of Plasticity Problems, Int. J. Num. Methods and Anal. Methods in Geomechanics, 6 : 129-139.
- Mesta, P. et M. Prat (1999) "*Ouvrages en interaction*". *Hermes science publications, Paris*.
- Mestat, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52, 194 pages.
- Mohanty, P. et M. Samanta (2015). Experimental and Numerical Studies on Response of the Stone Column in Layered Soil. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering 1(3):1-14.
- Mohapatra, S. R. et Rajagopal, K. (2016). Analysis of Failure Mechanism of Geosynthetic-Encased Stone Column Supported Embankments. In Proceeding of the 3rd Pan-American Conference on Geosynthetics, Geo-Americas.
- Murugesan, S. et K. Rajagopal (2006). Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation. Geotextiles and Geomembranes Journal 24, No. 6: 349-358.
- Murugesan, S. et K. Rajagopal (2009). Investigations on the behavior of geosynthetic encased stone columns. Proc. of the 17th ICSMGE, Alexandrina, Egypt.
- Oh, Y.I. et E.C. Shin (2007). Reinforcement and arching effect of geogrid-reinforced and pilesupported embankment on marine soft ground, Marine Georesources & Geotechnology, 25(2): 97 – 118

- Otani, J., et E.M. Palmeira, (2007). "Geosynthetics in Embankments on Soft Soils." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.
- Palmeira, E. M., J. H. Pereira et A. R. da Silva (1998). Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils. *Geotextiles and Geomembranes* 16(5): 273-292.
- Palmeira, E.M. (2007). "Geosynthetics in Unpaved Roads." *Educational Resources, The International Geosynthetics Society (IGS)*.
- Petterson, K. E. (1955). The early history of circular sliding surfaces. *Geotechnique* 5(4): 275-296.
- Priebe, H. (1976) Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik* 53(5): 160-162.
- Pruchnicki, E. et I. Shahrour (1991). Application de la theorie de l'homogeneisation aux colonnes ballastees. In *Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics*. no. 496 (SF213).
- Qhaderi, R., M. Vafaeian et H. Hashemolhoseini (2005). A parametric study of the behavior of geosynthetic reinforced soil slopes. *International Journal of Engineering-Materials And Energy Research Center*-18(4): 371-389.
- Rajagopal, K., N. R. Krishnaswamy et G. M. Latha (1999). Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes*, 17(3) : 171-184.
- Reiffsteck, P. (1996). *Étude du comportement mécanique du geotextile tridimensionnel alvéolaire Armater*. Doctoral dissertation, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
- Riccio, M., M. S. S. Almeida et I. Hosseinpour (2012). Comparison of analytical and numerical methods for the design of embankments on geosynthetic encased columns. In *Second Pan American Geosynthetics Conf. and Exhibition*.
- Rowe, R. K. et K. L. Soderman (1985). An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3): 392-398.
- Sharma, R. S., B. P. Kumar et G. Nagendra (2004). Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids. *Canadian Geotechnical Journal* 41, No. 1 : 187-192.
- Shukla, S. K. (2002). *Geosynthetics and their applications*. Thomas Telford.
- Sivakumar, V., D. McKelvey, J. Graham et D. Hughes (2004). Triaxial tests on model sand column in clay. *Canadian Geotechnical Journal* 41, No. 2: 299-312.
- Tan, S. A., S. Tjahyono et K. K. Oo (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(2): 185-194.
- Terashi, M., M. Kitazume et S. Minagawa (1991). Bearing capacity of improved ground by compaction piles. *ASTM Special Technical Publication* 1089: 47-61.

- Tschuchnigg, F., H. F. Schweiger & S. W. Sloan (2015). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part II: Back analyses of a case history. *Computers and Geotechnics*, 70:178-189.
- Tschuchnigg, F., H. F. Schweiger, S. W. Sloan, A. V. Lyamin et I. Raissakis (2015). Comparison of finite element limit analysis and strength reduction techniques. *Geotechnique*, 65(4): 249-257.
- Van Impe, W. et E. De Beer (1983). Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. In *Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground*, Vol. 1: 309-312.
- Vermeer, P. A. et R. de Borst (1984). Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. *Heron*. 29(3): 3-64.
- Viswanadham, B. V. S. & R. R. Mahajan (2007). Centrifuge model tests on geotextile-reinforced slopes. *Geosynthetics International* 14(6): 365-379.
- Wu, C. S. et Y. S. Hong (2009). Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2): 107-120.
- Wulandari, P. S. et D. Tjandra (2006). Determination of optimum tensile strength of geogrid reinforced embankment. In *International Civil Engineering Conference towards Sustainable Civil Engineering Practice* : 187-194.
- Yoo, C. (2010). Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: numerical investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(8) : 1148-1160.
- Yoo, C. et D. Lee (2012). Performance of geogrid-encased stone columns in soft ground: full-scale load tests. *Geosynthetics International*, 19(6): 480-490.
- Zhang, R. et S.R. Lo (2008). Analysis of geosynthetic reinforced stone columns in soft clay. *Proceedings of the Forth Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Shanghai, China : 735-740.
- Zhang, Z., J. Han et G. Ye (2014). Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay. *Engineering Geology* 168: 104-113.
- Zhou, Z.G., Q.S. Zhang et J.L. Zheng (1998). Analysis of mechanism of improved ground with stone columns reinforced by geogrids. *Chin. J. Civ. Eng.* 31 (1), 20e25 (in Chinese).
- Zornberg, J. G. et F. Arriaga (2003). Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1) : 32-45.