

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL



Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE
Filière : Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

Etude du comportement mécanique d'un sol renforcé

Présenté par :
KAUCHE Radia
CHEBBAH Saida

Encadré par :
Mr: SLIMANI Rachid

∞ Promotion 2018 ∞

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant Mr. SLIMANI Rachid, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous adressons aussi notre remerciement à monsieur « MESSIOUD Salah » et «Madame Zeroual » et « LAMARA Mohamed » et «ARABAT Leila » pour son aide et ses précieuses remarques.

Nous vifs remerciement s'adressent à nos collègues de l'option «Géotechnique » et de la promotion de « Génie civil » 2017/2018.

Dédicaces

Avant tout je remercie le dieu le tout puissant de m' avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination : Ma mère et Mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie a ce stade d'étude.

A ceux que j'aime et je t'adore : Mes sœurs Salima ,Fatima ,Halima ,Massouda et mes frères Said ,Khiredine , Nasradin , Tarek.

A toute la famille KAUCHE

A mon binôme Saida

A mes amies, en particulier Saida ,Hadjer , Nadia , wissam , nasira , amani.

A tous mes collègues de la promotion 2018

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de pré à la réalisation de ce mémoire.

Radia

Dédicaces

Avant tout je remercie le dieu le tout puissant de m' avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination : Ma mère et Mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie a ce stade d'étude.

A ceux que j'aime et je t'adore : Mes sœurs Samira , Warda , Naima , Zoulaikha , hayat et mes frères Noureddine , Amar , Mouloud.

A toute la famille CHEBBAH

A mon binôme Radia

A mes amies, en particulier radia , Meriame , Zoulaikha , Hadjer , wissam , nasira.

A tous mes collègues de la promotion 2018

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de pré à la réalisation de ce mémoire.

Saida

Résumé

Les sols compressibles à faible portance, posent de problèmes sérieux pour la construction des ouvrages en génie civil. Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols, dont les techniques de renforcement par géotextile et inclusion rigide sont proposées comme des solutions prometteuses. Le rôle de renforcement est de diminuer le tassement de sol et améliorer ses propriétés physiques dans le but d'assurer une résistance optimale.

L'objectif de cette étude est de mieux comprendre le comportement du sol argileux en particulier le phénomène du tassement et le concept de renforcement à l'aide des géotextiles et des inclusions rigides. L'utilisation de l'outil de calcul automatique en génie civil devient un moyen efficace pour l'analyse d'un problème aux conditions limite à faire sortir des résultats et menu une étude paramétrique on montrant les paramètres les plus influents sur son comportement.

Mots clés : renforcement, sol, modélisation numérique, géotextile, inclusions rigides, FLAC-2D, Mohr-Coulomb

Abstract

The low bearing compressible soils, pose serious problems for the construction of Works in civil engineering. Currently there are many solutions to improve the quality of these soils; including géotextile reinforcement techniques and rigid inclusion are proposed as promising solutions. The role of reinforcement is to reduce soil compaction and improve its physical properties in order to ensure optimal resistance.

The objective of this study is to better understand the Clay soil behavior, in particular the settlement phenomenon and the reinforcement concept using geotextiles and rigid inclusions. The use of the automatic calculation tool in civil engineering becomes an effective means for the analyze of a problem with the limite conditions to extract results and menu a parametric study showing the most influential parameters on its behavior.

Key words: reinforcement, soil, numerical modelling, géotextile, rigid inclusions, FLAC-2D, Mohr-Coulomb

ملخص

تثير التربة الإنضغاطية المنخفضة الرفع مشكلات خطيرة في إنشاء أعمال الهندسة المدنية. حالياً، هناك العديد من الحلول لتحسين نوعية هذه التربة، بما في ذلك تقنيات تعزيز التغطية الأرضية وإدراج جامدة، المقترح كحل لإعادة دور التعزيز هو الحد من ضغط التربة وتحسين خواصه الفيزيائية لضمان المقاومة المثلى.

الهدف من هذه الدراسة هو فهم سلوك التربة الطينية بشكل أفضل، لا سيما ظاهرة إنضغاط ومفهوم التعزيز باستخدام التغطية الأرضية وإدراج جامدة. يصبح استخدام أداة الحساب التلقائية في الهندسة المدنية وسيلة فعالة لتحليل مشكلة مع شروط الحد لاستخراج النتائج ودراسة قائمة معايير تظهر المعيار الأكثر تأثيراً على سلوكها.

الكلمات المفتاحية: التعزيز، التربة، النمذجة العددية، التغطية الأرضية، وإدراج جامدة، موهر-كولومب، فلاك-2د.

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste Des Figures

Liste Des Tableaux

Introduction Générale

CHAPITRE I

RENFORCEMENT DES SOLS

I.1	Historique sur le renforcement des sols.....	1
I.2	Définition des sols renforcés	1
I.3	Techniques de renforcement des sols	1
I.4	Renforcement de sol par géosynthétiques	2
I.4.1	Définitions des géosynthétiques	2
I.4.2	Classification des géosynthétiques	3
I.5	Renforcement du sol par géotextile	7
I.5.1	Origine des géotextiles.....	7
I.5.2	Le géotextile.....	8
I.5.3	Classification des géotextiles	9
I.5.3.1	Le géotextile non tissé	9
I.5.3.2	Les géotextiles tissés	9
I.5.3.3	Le géotextile tricoté	10
I.5.4	Les rôles et les fonctions des géotextiles	10
I.5.4.1	Les rôles mécaniques.....	11
I.5.4.2	Les rôles hydrauliques	13
I.5.5	Propriété des géotextiles	15
I.5.6	Applications du Géotextile de renforcement	16
I.5.7	Les principaux domaines d'application de géosynthétique	16

I.5.7.1	Le renforcement.....	16
I.5.7.2	Les routes et les chemins de fer.....	17
I.5.7.3	Les fondations.....	17
I.5.7.4	Autres application.....	17
I.6	Renforcement de sol par inclusions rigides.....	18
I.6.1	Principe et mode de fonctionnement.....	18
I.6.2	Les inclusions rigides.....	20
I.6.2.1	Inclusions préfabriquées.....	20
I.6.2.2	Inclusions construites in situ: on peut encore les grouper en deux familles... 22	
I.6.3	Type des inclusions construites in situ.....	24
I.6.3.1	Pieux battus tubes.....	24
I.6.3.2	Pieux fores simples ou fores tubes.....	24
I.6.3.3	Pieux fores a la tarière creuse.....	25
I.6.3.4	Pieux de type Vibro concrète Column.....	26
I.6.3.5	Colonnes à module contrôle (cmc).....	26
I.6.3.6	Inclusions par mélange d'un liant avec le sol "inclusions par Mixing"	27
I.7	Domaine d'application des inclusions rigides.....	27
I.7.1	Les remblais.....	27
I.7.2	Les fondations des ouvrages industriels.....	27
I.8	Conclusion.....	28

CHAPITRE II

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

II.1	Introduction.....	29
II.2	Modèle élastique.....	29
II.2.1	Modèle élastique linéaire isotrope.....	29
II.2.2	Modèle élastique orthotrope.....	30
II.3	Modèle du comportement élasto-plastique (comportement du sol)	31

II.3.1	Notions de bases fondamentales.....	32
II.3.2	La surface de charge.....	32
II.3.3	La règle d'écrouissage.....	33
II.3.4	La règle d'écoulement.....	34
II.3.5	Lois d'écoulement associées	34
II.3.6	Lois d'écoulement non associées	35
II.4	Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-coulomb	35
II.5	Tassement.....	38
II.5.1	Décomposition du tassement en trois termes	38
II.5.2	Tassement immédiat.....	39
II.5.3	Distribution du tassement immédiat.....	40
II.6	Conclusion.....	41

CHAPITRE III

MODÉLISATION ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

III.1	Introduction	42
III.2	Méthode des différences finies.....	42
III.3	Description du code de calcul flac.....	43
III.3.1	Définition de flac.....	43
III.3.2	Domaines d'Application	44
III.4	Discretisation en 2d	44
III.5	Schéma de résolution explicite et implicite.....	46
III.5.1	La méthode explicite	46
III.5.2	Les méthodes implicites	46
III.6	Méthodologie de simulation avec flac.....	47
III.7	Interface.....	47
III.7.1	Éléments d'interface	47
III.7.2	Formulation	48

III.8	Simulation numérique bidimensionnelle	49
III.8.1	Présentation du cas étudié.....	49
III.8.2	Le 1er cas d'un sol sans renforcement :	51
III.8.3	Le 2eme cas d'un sol renforce :	53
III.9	Conclusion.....	64

Conclusion Général

Références Bibliographies

Chapitre 01

<i>Figure I-1 Géotextile (Bathurst 2007)</i>	3
<i>Figure I-2 Différent types de géogrille. (Baziz. F.2012)</i>	4
<i>Figure I-3 Géomembrane</i>	4
<i>Figure I-4 Géocomposites.</i>	5
<i>Figure I-5 Géofilet.</i>	5
<i>Figure I-6 Géosynthétiques bentonitiques.</i>	5
<i>Figure I-7 Géosynthétiques alvéolaires.</i>	6
<i>Figure I-8 Plaques de géomousses.</i>	6
<i>Figure I-9 De Géotuyaux.</i>	7
<i>Figure I-10 De géocellules</i>	7
<i>Figure I-11 Exemple de géotextile non tissé (Baziz. F.2012).</i>	9
<i>Figure I-12 Exemple de géotextile tissé (Baziz. F.2012).</i>	10
<i>Figure I-13 Exemple de géotextile tricoté (Baziz. F.2012).</i>	10
<i>Figure I-14 Fonction séparation</i>	11
<i>Figure I-15 Fonction renforcement</i>	12
<i>Figure I-16 Fonction protection.</i>	12
<i>Figure I-17 Fonction anti-érosion.</i>	13
<i>Figure I-18 Fonction filtration.</i>	14
<i>Figure I-19 Fonction drainage.</i>	14
<i>Figure I-20 La fonction de renforcement.</i>	16
<i>Figure I-21 Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique (Das, 1998)</i>	17
<i>Figure I-22 Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.</i>	18
<i>Figure I-23 Rôle des géosynthétiques pour stabiliser les remblais selon différents modes de rupture</i>	18
<i>Figure I-24 Renforcement par des inclusions rigides.</i>	19

<i>Figure I-25 Mécanismes de transfert de charge (Berthelot et al. 2003)</i>	20
<i>Figure I-26 Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al.</i>	20
<i>Figure I-27 Pieux en bois.</i>	21
<i>Figure I-28 Pieux en métalliques.</i>	22
<i>Figure I-29 Pieux en béton.</i>	22
<i>Figure I-30 schéma de principe du procédé Pieux battus tubés.</i>	24
<i>Figure I-31 principe du procédé des pieux forés simples et illustration des tubes utilisés pour Le procédé des pieux forés tubés</i>	25
<i>Figure I-32 principe du procédé des pieux forés à la tarière.</i>	25
<i>Figure I-33 principe du procédé des pieux de type VCC</i>	26
<i>Figure I-34 principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé</i>	27
<i>Figure I-35 Domaines d'application.</i>	28
Chapitre 02	
<i>Figure II-1 Comportement élasto-plastique avec écrouissage.</i>	31
<i>Figure II-2 Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)</i>	33
<i>Figure II-3 Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b)</i>	34
<i>Figure II-4 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.</i>	36
<i>Figure II-5 Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000).</i>	36
<i>Figure II-6 Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984)</i>	38
<i>Figure II-7 Tassement instantané, de consolidation et secondaire</i>	39
<i>Figure II-8 Distribution du déplacement vertical (sol argileux).</i>	40
<i>Figure II-9 Distribution du déplacement vertical (sol sableux)</i>	41
<i>Figure II-10 Distribution de pression de contact sous une fondation rigide.</i>	41
Chapitre 03	
<i>Figure III-1 Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, d'après (Itasca (2000))</i>	45
<i>Figure III-2 Eléments d'interface (Itasca (2000)).</i>	48

<i>Figure III-3 présentation du cas étudié.....</i>	50
<i>Figure III-4 présentations du modèle étudié (maillage).</i>	50
<i>Figure III-5 déplacements vertical.....</i>	52
<i>Figure III-6 la variation du tassement</i>	52
<i>Figure III-7 renforcements par géotextile.....</i>	53
<i>Figure III-8 renforcements par géotextile.....</i>	53
<i>Figure III-9 la variation de tassement</i>	54
<i>Figure III-10 l'influence du nombre de la nappe de géotextile sur le tassement.....</i>	55
<i>Figure III-11 la variation de tassement en fonction de nombre de géotextile.</i>	55
<i>Figure III-12 l'influence du niveau de la nappe de géotextile sur le tassement.</i>	56
<i>Figure III-13 l'influence de model de Young de sol sur déplacement de sol.</i>	57
<i>Figure III-14 présentations du modèle étudié (maillage).</i>	58
<i>Figure III-15 présentations les modèle des comportement utilise.</i>	58
<i>Figure III-16 la variation de tassement</i>	59
<i>Figure III-17 l'influence de la longueur inclusion rigide sur le tassement de sol.....</i>	60
<i>Figure III-18 la variation de tassement en fonction de la longueur.</i>	61
<i>Figure III-19 l'influence du diamètre inclusion rigide sur le tassement de sol.....</i>	62
<i>Figure III-20 la variation de tassement en fonction de diamètre.</i>	62
<i>Figure III-21 l'influence du l'espace d'inclusion rigide sur tassement de sol.</i>	63
<i>Figure III-22 la variation de tassement entre les inclusions rigides en fonction de charge... </i>	64

Chapitre 01

Tableau I-1 Propriétés des géotextiles. Mameri K., Mani S. (2015) 15

Tableau I-2 Principaux types d'inclusions rigides (briançon 2002) 23

Chapitre 02

Tableau II-1 Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz (1974) 30

Chapitre 03

Tableau III-1 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billiaux.D et Cundall.P.A (1993) 47

Tableau III-2 Caractéristiques de sol..... 50

Tableau III-3Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (géotextile tissu) 51

Tableau III-4Caractéristiques du matériau de renforcement (inclusions rigides) 51

Tableau III-5Caractéristiques du matériau interfaces 51

Tableau III-6les résultats de tassement. 54

Tableau III-7 les résultats de tassement.. 55

Tableau III-8 les résultats de déplacement 56

Tableau III-9les résultats pour (E+1) (E-1)..... 57

Tableau III-10 les résultats de tassement. 59

Tableau III-11les résultats pour l'influence de la longueur 60

Tableau III-12les résultats pour l'influence du diamètre d'inclusion rigide. 62

Tableau III-13les résultats pour l'influence de l'espace entre d'inclusion rigide 63

G_{ij} : Module de cisaillement dans le plan $i j$ [MPa].

G : Module de cisaillement.

E : Module d'Young.

E_1, E_2, E_3 : modules d'Young dans les directions des axes locaux.

ε : Déformation.

ε_{ij} : Tenseur des déformations infinitésimales représenté sous forme vectorisée.

ε^e : Déformations élastique.

ε^p : Déformations Plastique.

δ_{ij} : l'indice de Kronecker.

K : Module volumique ou coefficient de pression horizontale des terres.

ν : Coefficient de poisson.

λ : Multiplicateur plastique.

γ : Poids volumique.

c : Cohésion.

φ : Angle de frottement.

ψ : Angle de dilatance.

σ_{ij} : Tenseur des contraintes nominales représenté sous forme vectorisée [MPa].

σ_n : Contrainte normale.

τ : Contrainte de cisaillement.

S_i : Tassement immédiat.

S_c : Tassement de consolidation.

S_f : Tassement de fluage.

q : charge uniforme.

ν : Coefficient de poisson.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I_s : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement.

$\Delta\sigma_m$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la couche compressible sous l'axe du remblai.

$\Delta\sigma_i$: Augmentation moyenne de la contrainte verticale dans la sous couche i sous l'axe du Remblai.

h_i : Épaisseur de la sous couche i .

h : épaisseur initiale de la couche compressible.

S : patin.

T : Contrainte à la traction.

K_N : raideur normale.

K_S : Raideur de cisaillement.

L_N : Longueur associée au nœud N.

L_M : Longueur associée au nœud M.

ΔZ_{mim} : La plus petite dimension dans la direction normale

Introduction général

Actuellement, la construction des ouvrages sur les sols compressibles est un problème majeur, à cause de leurs mauvaises caractéristiques qui vont influencer sur la stabilité des ouvrages qu'ils supportent.

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles. (Dhouib et al, 2004).

Cela conduit à rechercher des solutions de fondations adaptées à ce type de terrains. Il existe différentes méthodes de renforcement des sols, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des sols. Gue et Tan (2001) exposent les solutions géotechniques pour l'édification de sols.

Le géotextile pour le renforcement agit comme un élément de renfort en augmentant la capacité portante du sol. Il assure la stabilité globale, résout les problèmes de charge lors de construction sur des sols sableux ou argileux. Les géotextiles destinés au renforcement et au confinement des sols. Il est particulièrement adapté à une utilisation sous des charges extrêmement élevées et des matériaux grossiers (remblais et talus rocheux). Il confère un grand avantage lorsqu'un renforcement haut résistance et un confinement sont nécessaires.

Le renforcement des sols par des inclusions rigides constitue aussi une solution intéressante sur le plan économique et technique. Leur grand intérêt réside dans une réduction importante des tassements tout en conservant le sol, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable (Combarieu, 1988 ; Briançon et al, 2004 ; Jenck et al, 2005 ; Simon et Schlosser, 2006).

➤ **But du renforcement des sols** : Le renforcement des sols a pour objectifs :

- Augmenter la capacité portante et la résistance au cisaillement.
- Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer.
- Diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

Le chapitre (1) est consacré à représenter une introduction générale sur le renforcement des sols et d'effectuer une étude bibliographique sur les différentes méthodes existantes et utilisées pour le renforcement des sols. Les principes et les techniques de renforcement des sols par géotextile et inclusions rigides verticales sont aussi présentés dans ce chapitre.

Le chapitre (2) présente une étude bibliographique sur les différents modèles du comportement utilisés pour les sols et les problèmes liés à ce type de sols.

Le chapitre (3) est une présentation du logiciel FALC utilisé pour la simulation numérique qui est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis. Des modèles numériques sont élaborés pour modéliser les sols renforcés et étudier son comportement mécanique en particulier le tassement.

Chapitre I

Renforcement Des

Sols

I.1 Historique sur le renforcement des sols

Les principes de base du renforcement des sols existent déjà dans la nature et sont démontrés par les animaux, les plantes et les oiseaux. La forme moderne du renforcement du sol a d'abord été appliquée par *Vidal (1969)*. Sur la base du concept de Vidal, l'interaction entre le sol et l'élément horizontal de renforcement est uniquement par friction générée par la gravité. L'application de ce concept de murs de soutènement a été construite en France en 1986. Aujourd'hui, cette technique est largement utilisée en Europe et aux États-Unis. Cette technique est encore devenue populaire en Inde et le facteur contraignant étant identifié comme la non disponibilité de la fibre et le coût du matériau de renforcement. Le sol renforcé est quelque peu analogue au béton armé.

Mais la comparaison directe entre les fonctions de renforcement dans les deux cas n'est pas valide. Le mode d'action du renforcement dans le sol ne consiste pas à supporter les contraintes de traction développées comme dans le béton armé, mais la réduction anisotrope du taux de déformation normale.

I.2 Définition des sols renforcés

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

I.3 Techniques de renforcement des sols

- Construction par étapes ;
- Banquettes latérales ;
- Surcharge temporaire ;
- Remblais allégés ;
- Renforcement par géosynthétiques ;
- Substitution du mauvais sol ;
- Drains verticaux ;
- Consolidation atmosphérique ;
- Colonnes ballastées ;
- Plots ballastés pilonnés ;
- Injection solide ;

- Colonnes de mortier sol-ciment, réalisées par jet (technique souvent appelée «jetgrouting ») ;
- Colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment ;
- Remblai sur inclusions rigides ;
- Électro-osmose.

I.4 Renforcement de sol par géosynthétiques

I.4.1 Définitions des géosynthétiques

Le nom “géosynthétiques” désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d’années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu’ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d’utiliser des matériaux de qualité limitée, d’empêcher l’interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou (*Hufenus et al, 2006*).

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

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

- **Les vinyliques** : tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l’eau et à l’attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains ;
- **Les acryliques** : sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d’émulsion pour les consolider ;
- **Les polyamides** : (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l’eau et donc peu utilisés ;
- **Les polyesters** : (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases ;
- **Les polyoléfines** : telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

I.4.2 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon leur mode de fabrication. Ils sont essentiellement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport.

On distingue communément quelques types principaux de géosynthétiques, chacun ayant sa propre fonction. La dénomination courante et une brève description de certains d'entre eux sont présentées ci-dessous.

a- Les géotextiles

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

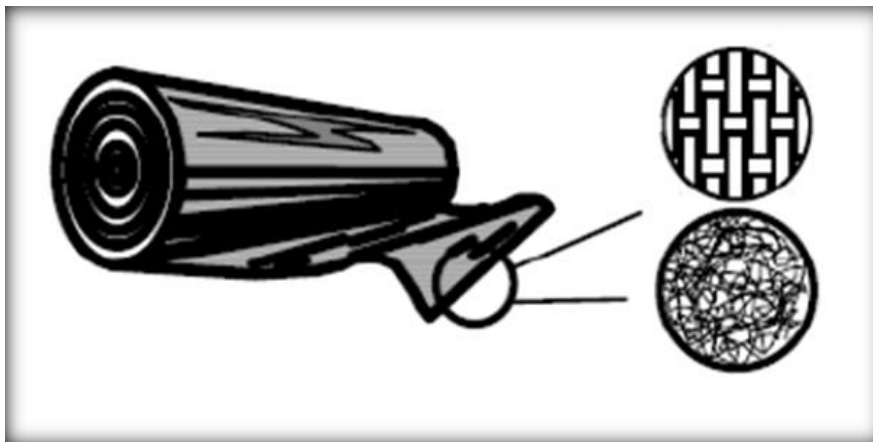
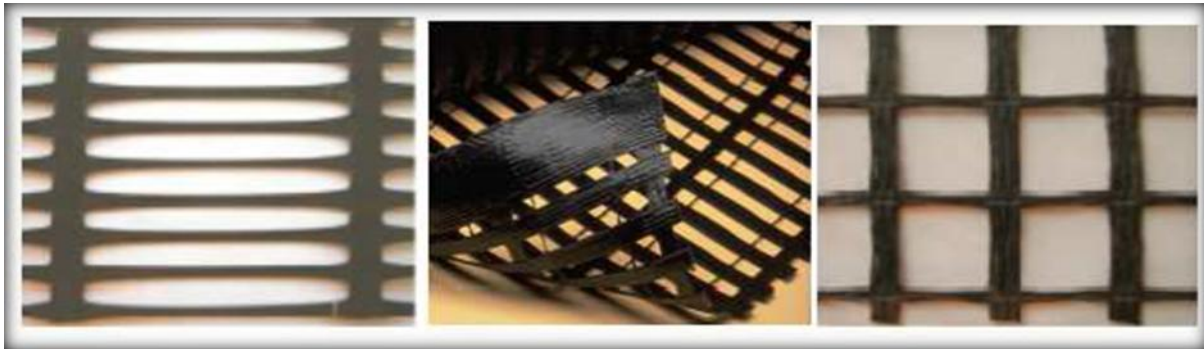


Figure I-1 Géotextile (Bathurst 2007)

b –Les géogrille

Sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.



Géogrille extrudé

géogrille uniaxiale

géogrille biaxiale

Figure I-2 Différent types de géogrille. (Baziz, F.2012)

c –Les géomembrane

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



Figure I-3 Géomembrane

d -Les géocomposites

Résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles géonets, des géotextiles-géogrille, des géotextiles-géomembrane, des géomembrane géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules.

Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

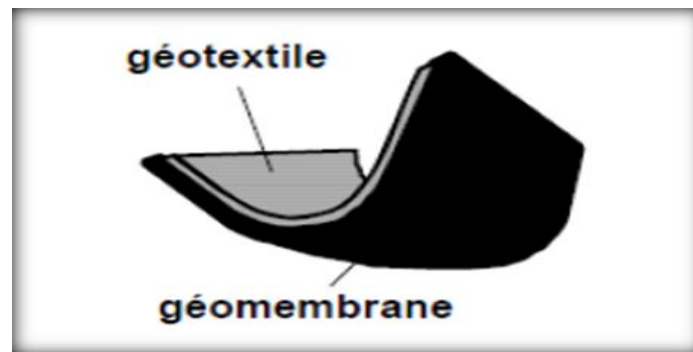


Figure I-4 Géocomposites.

e - Les Géofilet

Les Géofilet sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères, s'entrecroisant selon un angle constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides.

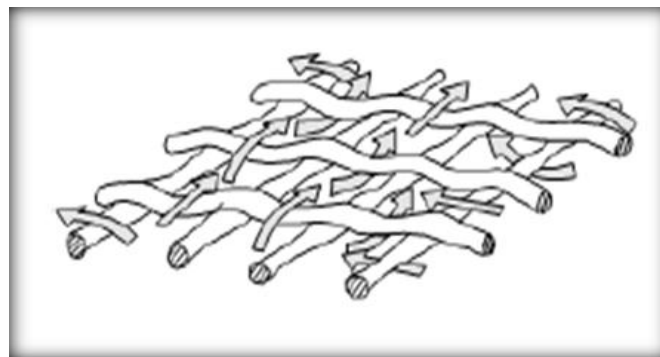


Figure I-5 Géofilet.

f - Les géosynthétiques bentonitiques

Les géosynthétiques bentonitiques sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre deux géotextiles ou collée à une nappe unique de géotextile. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges.

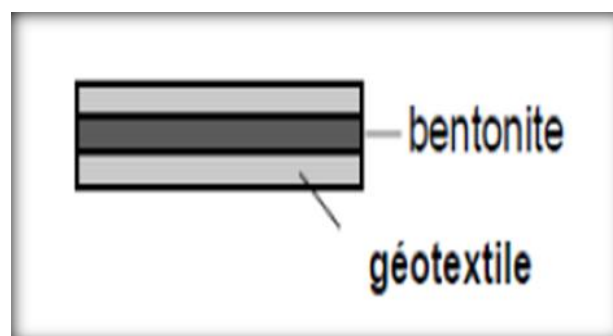


Figure I-6 Géosynthétiques bentonitiques.

g - Les géosynthétiques alvéolaires

Les géosynthétiques alvéolaires sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton.

Dans certains cas, des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.

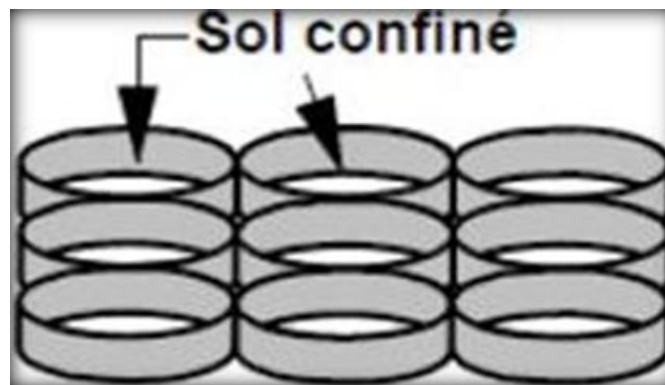


Figure I-7 Géosynthétiques alvéolaires.

h - Les blocs ou plaques de géomousses

Les blocs ou plaques de géomousses sont obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz.

Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.

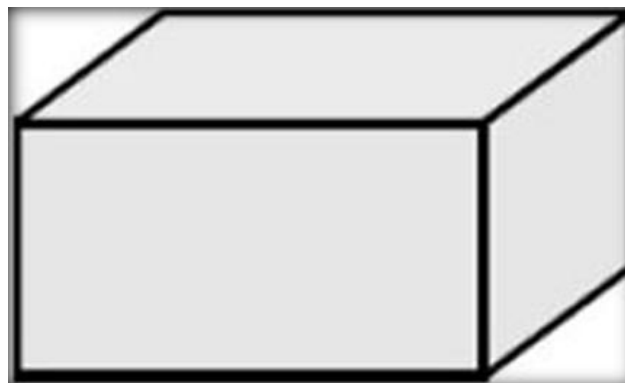


Figure I-8 Plaques de géomousses.

i - Les Géotuyaux

Les Géotuyaux sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.

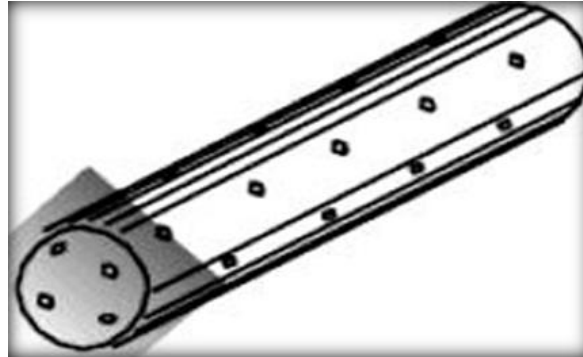


Figure I-9 De Géotuyaux.

j - Les géocellules

Qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connectés et, une fois étirés, les cellules 3D sont créées, par exemple, sous la forme de nid d'abeilles.



Figure I-10 De géocellules

I.5 Renforcement du sol par géotextile

I.5.1 Origine des géotextiles

C'est en recherchant le moyen d'asseoir les ouvrages sur des fondations ayant une meilleure capacité portante, qui passe par un renforcement des sols, que les constructeurs ont abouti à la fabrication des géosynthétiques.

La littérature parle d'une première date en 1926, en Caroline du sud, où les premiers tronçons de route utilisent des tissus de coton.

Le résultat est considéré probant dès les premières utilisations. Ainsi s'est ouvert un marché pour des matériaux synthétiques.

La deuxième avancée dans ce domaine fut l'utilisation de textile technique comme drain et comme filtre. Ainsi, le géotextile permet de remplacer la couche de sable, drainante et filtrante, jusqu'alors incontournable.

Ainsi, la fonction de filtration est née et a permis aux géosynthétiques de prendre de l'essor dès 1930. C'est à cette date que les manufacturiers de textiles européens transforment leurs machines traditionnelles et développent de nouvelles gammes de produits, spécifiquement orientés vers une utilisation en géotechnique.

Enfin, une troisième application importante des géosynthétiques fut la réalisation de barrière imperméable permettant d'empêcher le mouvement des liquides. Au Canada, l'utilisation de géotextiles de renforcement apparaît dans le courant des années 60 dans des applications routières (chemin de terre battue) sur fondation à très faible portance.

Ce sont les grands projets hydro-électriques, dès le début des années 70, qui permettent aux géosynthétiques de prendre tout leur essor dans le domaine du génie routier (renforcement de sol à faible portance, séparation, filtration, drainage) et de permettre à des manufacturiers de se développer.

I.5.2 Le géotextile

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

Actuellement, les géotextiles sont plus utilisés et mieux connus que les géomembranes (*Lambert, 1997*), employées notamment pour l'étanchéité des ouvrages. On recense plusieurs dizaines de domaines d'utilisation des géotextiles, de la géotechnique routière aux ouvrages hydrauliques en passant par la stabilisation des sols.

Dans tous ces ouvrages les géotextiles remplissent l'une au moins des six fonctions élémentaires : la séparation, la filtration, le drainage, le renforcement, la protection, la lutte contre l'érosion. Ces fonctions seront précisées par la suite

I.5.3 Classification des géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

I.5.3.1 Le géotextile non tissé

Est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- **La liaison mécanique** : Est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguilleté).
- **La liaison chimique** : est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.
- **La liaison thermique** : Dans laquelle les fibres sont soudées ensemble par la chaleur et/ou pression à leur point de contact dans la masse.

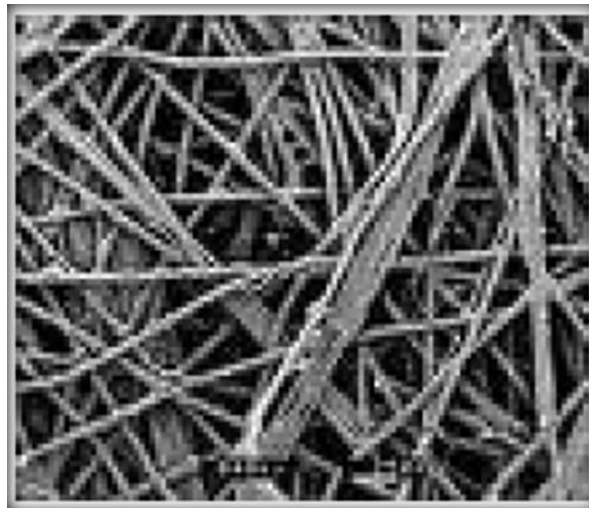


Figure I-11 Exemple de géotextile non tissé (Baziz. F.2012).

I.5.3.2 Les géotextiles tissés

Sont généralement tissés plats avec une haute résistance et de faibles élongations à la rupture. Ils sont constitués de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique.

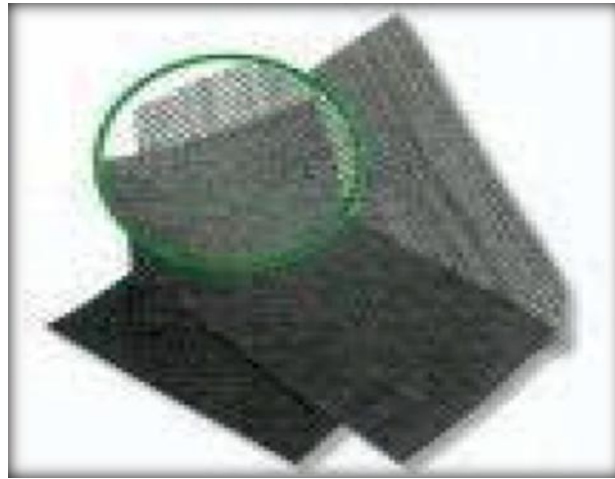


Figure I-12 Exemple de géotextile tissé (Baziz, F.2012).

I.5.3.3 Le géotextile tricoté

Est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée, il est très déformable et sont rarement utilisée.

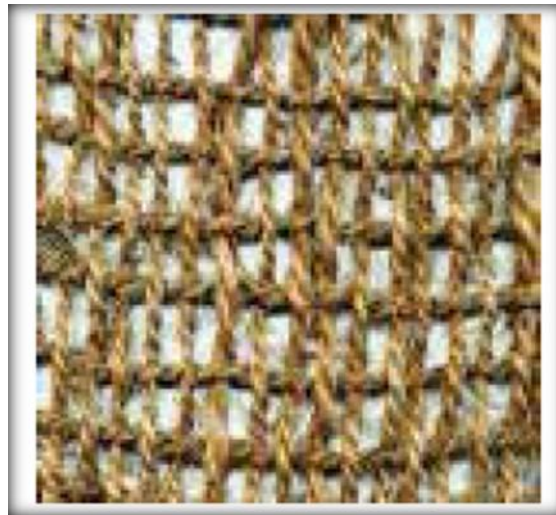


Figure I-13 Exemple de géotextile tricoté (Baziz, F.2012).

I.5.4 Les rôles et les fonctions des géotextiles

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétique spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport. (Nicolas, 2002)

Pour un géosynthétiques, on distingue les fonctions principales suivantes :

- Séparation
- Filtration

- Drainage
- Renforcement
- Etanchéité
- Contrôle de l'érosion
- Protection

Dans certains cas, le géosynthétiques peut remplir une double fonction.

I.5.4.1 Les rôles mécaniques

a-séparation

Le géotextile lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placée entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière (Méry, 1996), ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles.



Figure I-14 Fonction séparation

b- le renforcement

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est incluse. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitation sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol.

Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations.

L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre- vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.



Figure I-15 Fonction renforcement.

c- la protection

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection.

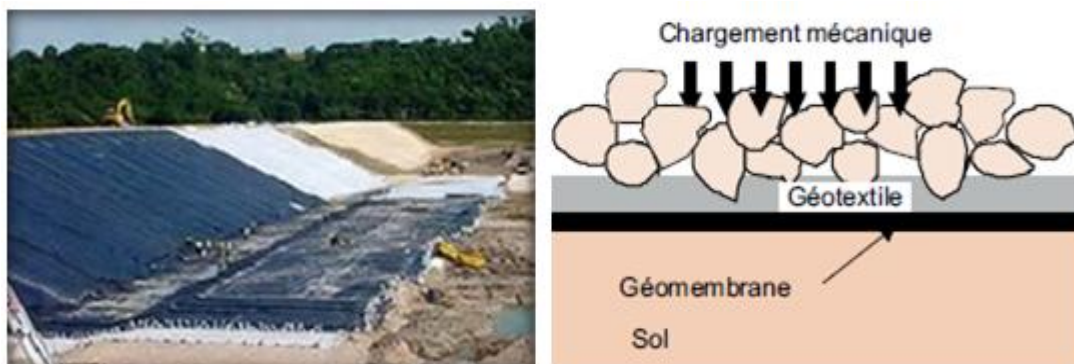


Figure I-16 Fonction protection.

d- la lutte contre l'érosion

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection.

La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation.

Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, ...) et concerne :

- les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;
- les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;
- les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne ;
- les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.



Figure I-17 Fonction anti-érosion.

I.5.4.2 Les rôles hydrauliques

a- la filtration

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer.

Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage.

Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le battillage dans ce cas le géotextile est placé sous un enrochement.

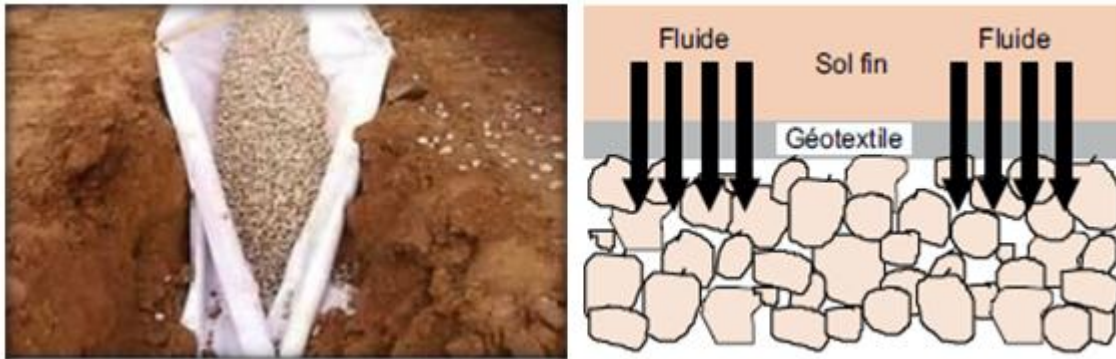


Figure I-18 Fonction filtration.

b- le drainage

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol.

Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géomembrane.



Figure I-19 Fonction drainage.

I.5.5 Propriété des géotextiles

Si l'on considère les fonctions énumérées préalablement, les propriétés principales de conception et sélection du géotextile sont récapitulées au tableau (I-1) Ci après :

Fonction propriétés	Filtratio n	séparation	drainage	renforcement	protection	érosion
PHYSIQUE						
Comportement en friction	++			+++	++	
Epaisseur	++		+++		++	
Masse surfacique	DA					+
Résistance la chaleur	DA	DA	DA	DA	DA	DA
Résistance a la l'abrasion				++		++
Resistance aux UV	DA					DA
Résistance chimique	DA	DA	DA	DA	DA	DA
MECANIQUES						
Résistance en traction		++	++	+++	+	
Résistance à l'éclatement	+	++		++		+
Résistance déchirure		++		++	+++	++
Résistance l'arrachage	+	+++		++	++	++
Résistance au poinçonnement		++		+++	+++	+
Résistance en compression	++		++		++	
Comportement en fluage		+		+++		
HYDRAULIQUE						
Perméabilité à l'eau	+++	++	++			
Transmissivité à l'eau			+++			
Ouverture des pores	+++	+++	++			+++
Mouillabilité	++				++	++
Comportement en filtration	+++					

Tableau I-1 Propriétés des géotextiles. Mameri K., Mani S. (2015)

LEGENDE :

+++ : Très important

++ : Important

+ : Moyennement important

DA : Dépendant de l'application

Sous l'égide des organismes de normalisation nationaux, de nombreux experts, utilisateurs, manufacturiers, chercheurs et législateurs, il est mis au point des procédures normalisées d'essai permettant de caractériser les propriétés des géotextiles.

I.5.6 Applications du Géotextile de renforcement

Concernant particulièrement, le géotextile de confortement, il est utilisé dans la stabilisation de talus de forte pente, de murs de soutènement, renforcement de base de talus.....etc.

Les renforcements par géotextile peuvent être utilisés dans des ouvrages de durées de vie différentes. On distinguera les ouvrages provisoires conçus pour environs 5ans, les ouvrages temporaires pour une trentaine d'années environs, et les ouvrages permanents pour 70 ans ou plus. (*Azzaz Ibtissam ,2017*)

I.5.7 Les principaux domaines d'application de géosynthétique

I.5.7.1 Le renforcement

Le rôle de géosynthétiques dans le renforcement est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau de bonne caractéristique à la compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat de transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétiques à l'aide du frottement développé entre les deux flut (1988) a deviser la fonction de renforcement en deux catégories :

- le géosynthétiques travail comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan.
- le géosynthétiques travail comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux. (*Bas et al ,1993b*)

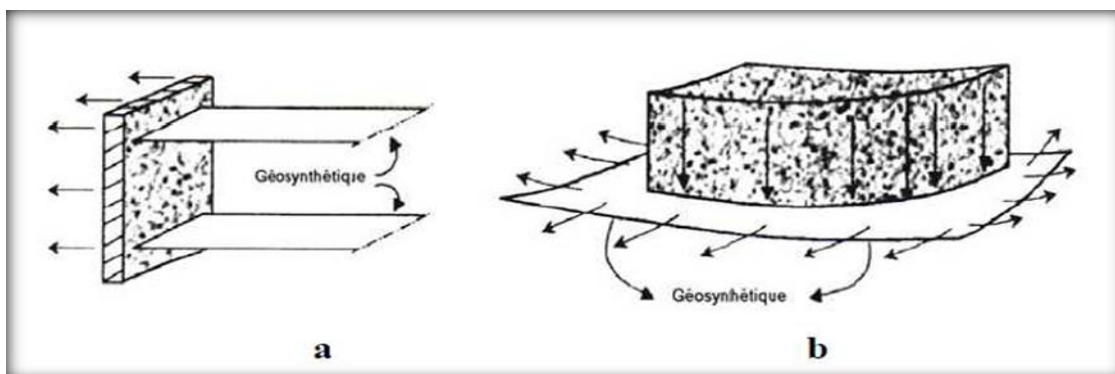


Figure I-20 La fonction de renforcement.

I.5.7.2 Les routes et les chemins de fer

Les routes et les chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, on place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. Along terme l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion de sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleure performance du système on introduit une couche de géosynthétiques entre la couche d'agrégat et sol support. Cette couche de géosynthétiques ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement.

I.5.7.3 Les fondations

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonne caractéristique et séparer de mauvais sol par une nappe de géosynthétiques qui bien répartir les efforts venant de la Superstructure.

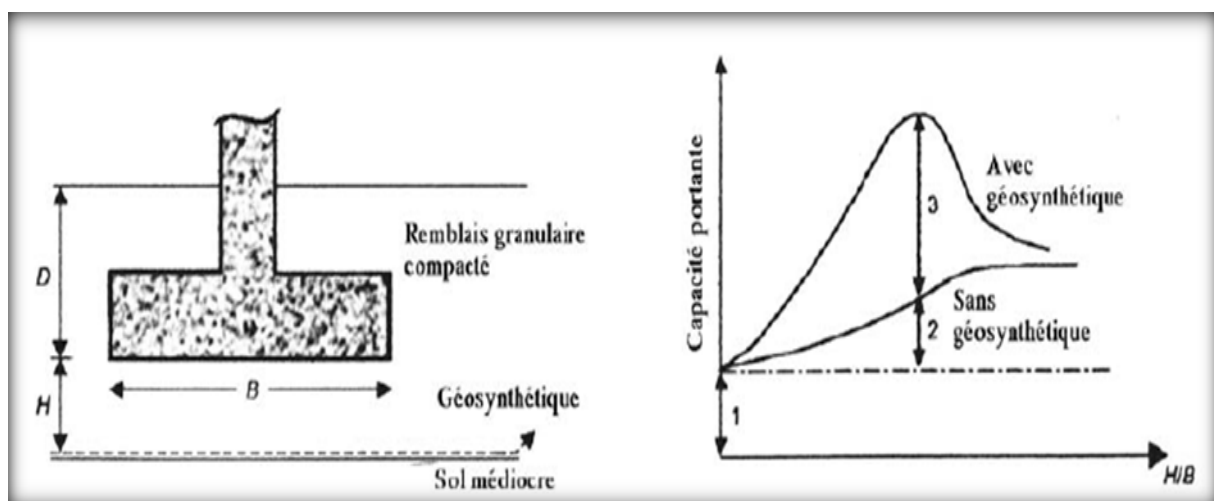


Figure I-21 Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique (Das, 1998)

I.5.7.4 Autres applications

Les géosynthétiques peuvent aussi être réutilisés pour :

- La stabilité des murs des remblais ;
- La stabilité des pentes raides ;

- La stabilité des murs de soutènement (*Bas et al,1993b*).

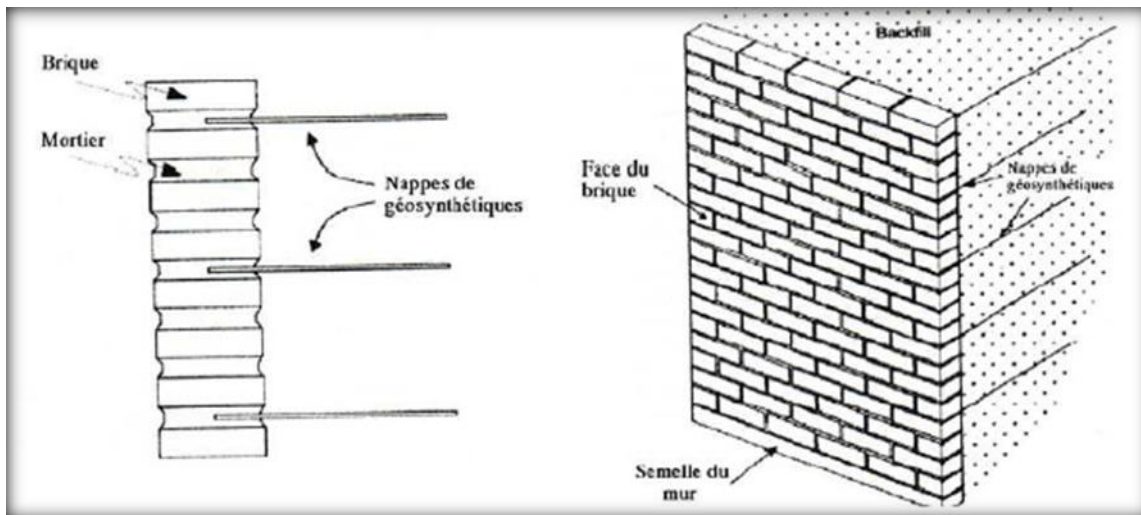


Figure I-22 Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.

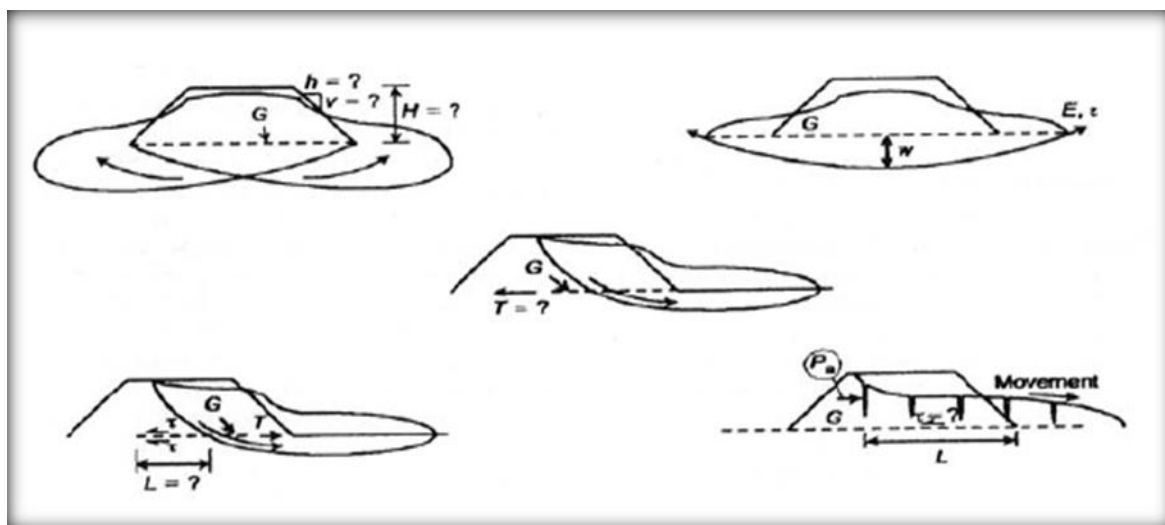


Figure I-23 Rôle des géosynthétiques pour stabiliser les remblais selon différents modes de rupture

I.6 Renforcement de sol par inclusions rigides

I.6.1 Principe et mode de fonctionnement

La figure (I-24) illustre le principe de renforcement des sols par inclusions rigides. Cette technique consiste dans l'introduction dans les sols compressibles d'inclusions verticales descendant à un horizon porteur. Les inclusions ont pour rôle de transmettre les charges dues au poids de l'ouvrage et aux charges en service vers le substratum rigide. Pour cela, elles sont posées sur une couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent être surmontées d'un dalle afin d'augmenter la surface de reprise de charge.

Un matelas de transfert de charge est généralement intercalé entre l'ouvrage et les têtes d'inclusions. Le développement de mécanismes de cisaillement au sein de ce matelas assure la répartition de la charge appliquée vers les têtes des inclusions, et permet ainsi de soulager le sol compressible et de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage.

Le matelas peut être composé des matériaux traités (à la chaux ou au ciment) ou non traités.

Ses caractéristiques mécaniques et géométriques sont des facteurs essentiels dans la formation des mécanismes de transfert de charge. Des nappes horizontales de renforcement peuvent être placées au-dessus des inclusions rigides. Elles permettent d'améliorer le report de charge vers les têtes d'inclusions lors de sa mise en tension due aux tassements différentiels entre les têtes d'inclusions et le sol compressible (effet membrane).

La mobilisation du cisaillement (formation de voûte) dans le matelas de transfert de charge favorise le report de charge vers les têtes des inclusions. La partie haute des inclusions est mobilisée par un frottement négatif résultant du déplacement relatif sol – inclusion important au niveau de tête des inclusions. Du frottement positif est induit sur la partie inférieure des inclusions puisque celles-ci poinçonnent le substratum rigide. Un effet de pointe est aussi présent au niveau de la base des inclusions.

La figure (I-25) montre les mécanismes de transfert de charge dans un sol renforcé par des inclusions rigides.

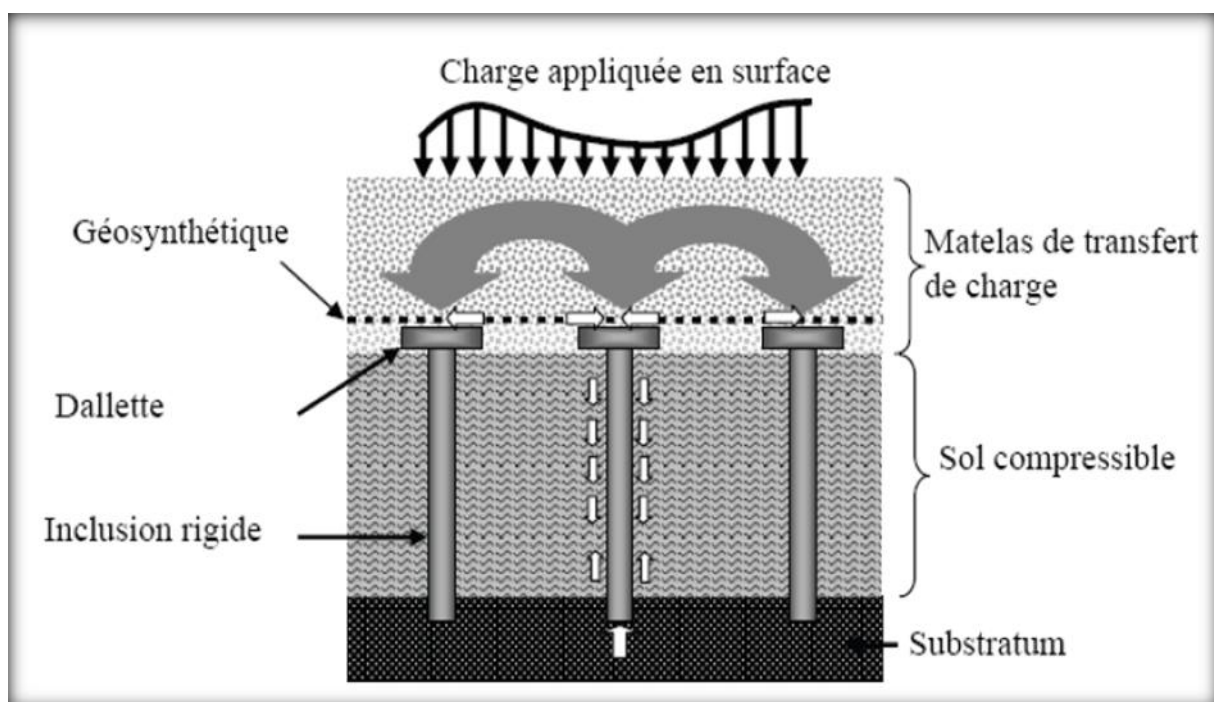


Figure I-24 Renforcement par des inclusions rigides.

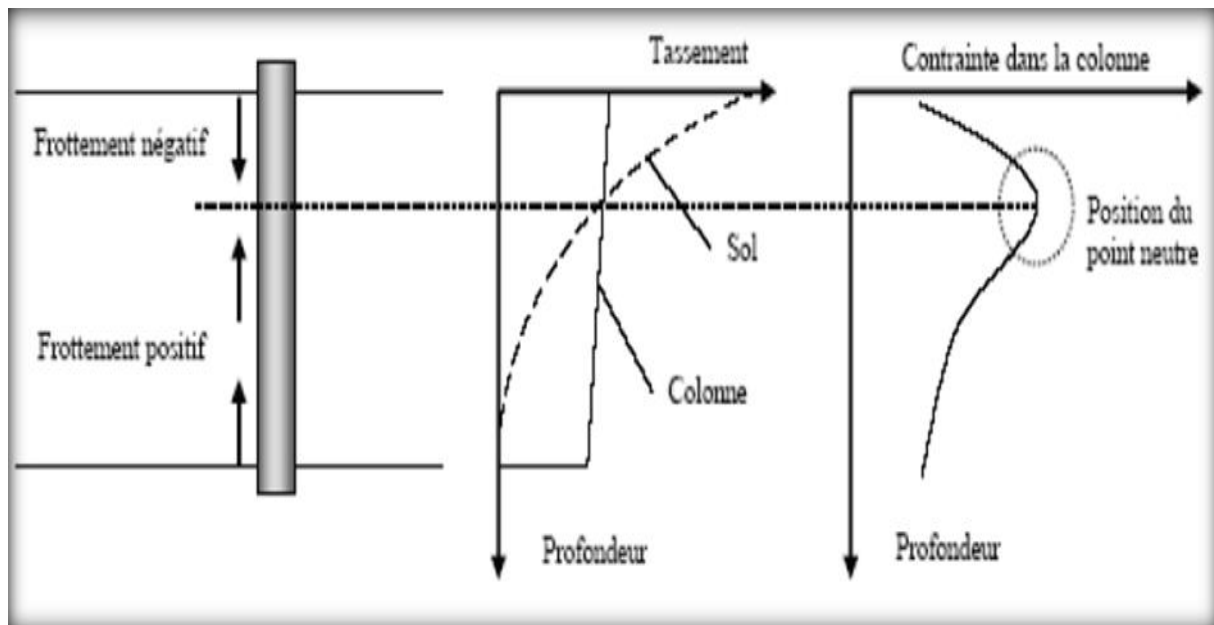


Figure I-25 Mécanismes de transfert de charge (Berthelot et al. 2003)

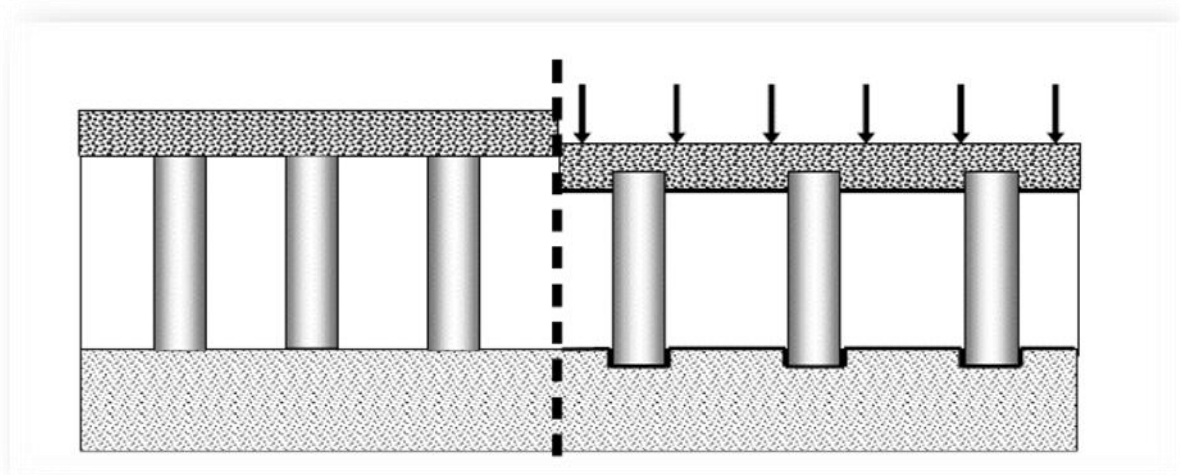


Figure I-26 Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al.

I.6.2 Les inclusions rigides

Les inclusions rigides sont classées selon leurs natures, leurs modes de réalisation, et mécanismes de transfert de charge. Le module de déformation des inclusions varie entre 10 MPa (inclusions de type Vibre concret Column) et 200GPa (pieux métalliques). Les inclusions sont généralement classées en deux catégories :

I.6.2.1 Inclusions préfabriquées

on peut distinguer des pieux bois, des profilés en acier, et des pieux en béton ce type d'inclusions est battu ou enfoncé en place.

a- Pieux en bois

La mise en place des pieux en bois répond à la technique la plus ancienne mais aussi celle représentant de plus de risque de détérioration au cours du temps. Le matériau qui la compose la rend sujette au pourrissement dans les zones de battement de nappe ; ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires. Pour des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m.

La mise en œuvre des pieux se fait par battage ; pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières être prise : pointe en acier à la base du pieu, bande d'acier autour de la tête du pieu, pré-forage.



Figure I-27 Pieux en bois.

b- Pieux métalliques

Ils sont généralement des profilés en H ou des tubes cylindriques qui ne sont pas remplis de béton. Les longueurs usinées de 12 à 21 m. Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que le pieux béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, Les pieux métalliques peuvent êtres mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement.

Toutefois comme le bois il reste sensible aux agents agressifs qui provoquent la corrosion et par conséquent la ruine du pieu



Figure I-28 Pieux en métalliques.

c- Pieux en bétons

Les pieux bétons préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures.

Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs.

Le béton armé, non-armé ou précontraint présente l'avantage d'être applicable dans tous les types de sol non agressifs.



Figure I-29 Pieux en béton.

I.6.2.2 Inclusions construites in situ: on peut encore les grouper en deux familles :

Les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place. Parmi les inclusions de type pieux, on distingue les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrcte Column », Colonnes à module

contrôlé,...). La plupart des inclusions de type pieu sont non armées. Le mélange de liants hydrauliques avec un sol argileux ou limoneux permet de réaliser des colonnes qui peuvent, d'une part, s'apparenter aux inclusions rigides et, d'autre part, servir à stabiliser le sol. Différentes techniques sont utilisées pour la réalisation de ces colonnes, notamment le « Jet Grouting », le « Soil Mixing », le « Deep Cement Mixing (DCM) », le « Deep Soil Mixing (DSM) », le « Lime Columns (LC) » et le « Lime Cement Columns (LCC) ».

Les techniques de construction des inclusions rigides sont décrites par *Briançon (2002)* et *Kempfert (2003)*. Le tableau (I-2) résume les différents types d'inclusions d'après leur module de déformation. Les principaux avantages et inconvénients de ces différents types d'inclusions sont donnés par *Tomlinson (1978)*. D'après *Briançon (2002)*, les méthodes de dimensionnement des inclusions rigides se différencient par leur concept :

- Les inclusions reprennent totalement la charge appliquée ; la réaction du sol de fondation est négligée.
- Les inclusions supportent partiellement la charge en surface, la contribution du sol compressible est prise en compte dans le dimensionnement.

Type d'inclusion		E(MPa)	
Pieux préfabriqués	Pieux bois	1400	
	Pieux métalliques	20 000	
Inclusions fabriquées in situ	Pieux battus et forés	Pieux béton	10 000-20 000*
		Battus	Mortier : 2000
		Forés simples	7400
		Forés tubes	Béton B15 :9000
		A la carrière	Béton B25 :10 815
		Starsol	
		VCC	10 000
		CMC	500-20 00**
	Par Mixing	COLMIX	50-300***
		Jet Grouting	
	LCC	20-200	

Tableau I-2 Principaux types d'inclusions rigides (*briançon 2002*)

* fonction de la nature du béton et du renforcement.

** fonction de la nature du colis.

*** fonction de la nature du liant et du sol.

a- Avantages

- variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol ;
- insertion de gros diamètres ;
- installation sans bruit ni vibrations notables ;
- pas de risque de soulèvement de sol ;
- possibilité d'obtenir dans l'argile des pieds d'inclusion deux à trois fois plus large que le diamètre de la colonne.

b- Désavantages

- risque de striction dans les sols compressibles ;
- installation du béton non faite dans des conditions idéale ;
- élargissement du pied de l'inclusion impossible dans un sol sans cohésion.

I.6.3 Type des inclusions construites in situ**I.6.3.1 Pieux battus tubes**

Ce procédé consiste au battage d'un élément préfabriqué (béton ou acier) ou d'un tube bouchonné jusqu'à une cote prédéterminée ou au refus. Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube. Le tube est ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais

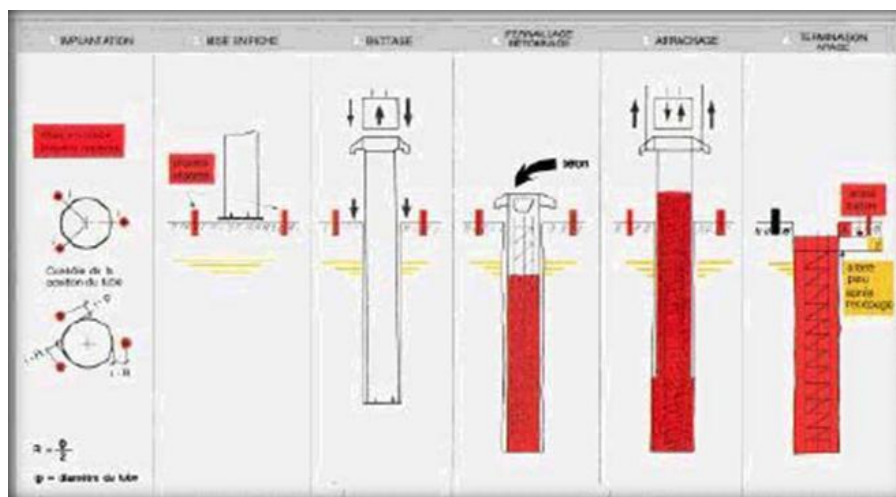


Figure I-3 schéma de principe du procédé Pieux battus tubes.

I.6.3.2 Pieux forés simples ou forés tubes

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- le procédé du pieu foré simple est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton (gravitairement),
- le procédé du pieu foré tubé est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", il consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol.

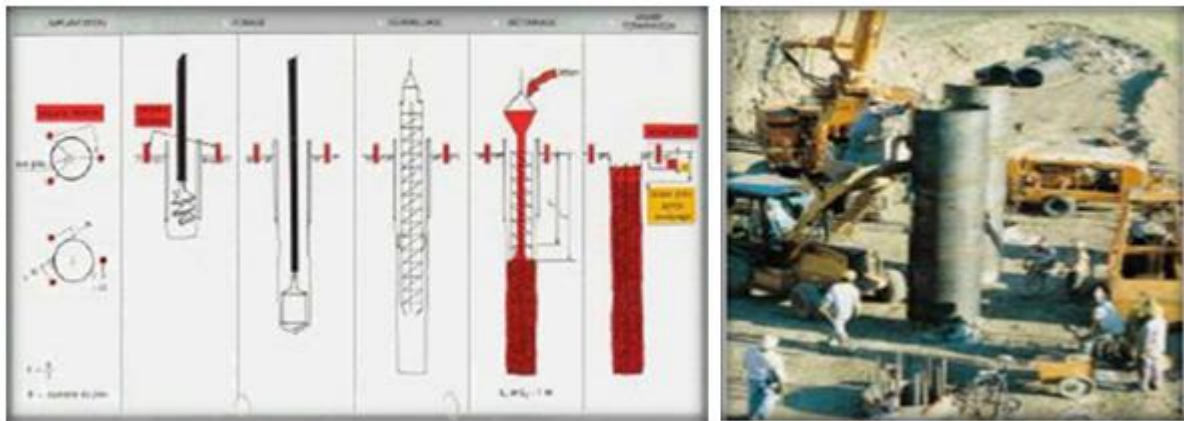


Figure I-31 principe du procédé des pieux forés simples et illustration des tubes utilisés pour Le procédé des pieux forés tubés

I.6.3.3 Pieux forés à la tarière creuse

Le procédé des pieux forés à la tarière creuse se caractérise par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, puis par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant celui-ci. La cage d'armature est mise en place par vibreur.

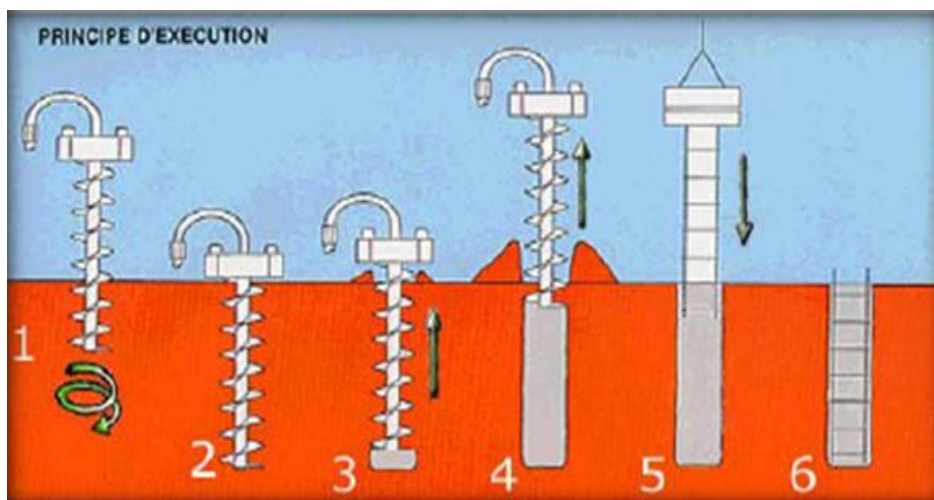


Figure I-32 principe du procédé des pieux forés à la tarière.

I.6.3.4 Pieux de type Vibro concrète Column

Ils constituent un procédé alternatif aux pieux en béton traditionnels. Dans les sols cohérents, le comportement des VCC diffère peu de celui des pieux en béton. Dans les sols granulaires, le compactage du sol en place grâce au vibreur peut améliorer la capacité portante de la colonne.

Les caractéristiques mécaniques du matériau constituant ces éléments sont proches de celles des pieux coulés en place. Le comportement sous charge de ces éléments a été étudié au laboratoire J. Verdeyen dans le cadre d'un mémoire de fin d'études (*Benniaçon I, 2002*).

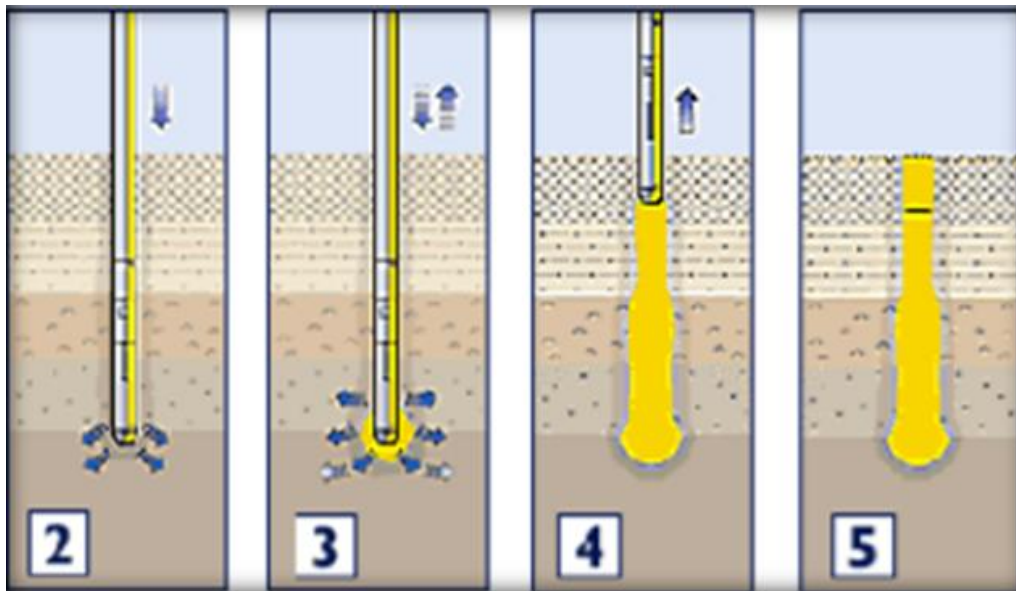


Figure I-33 principe du procédé des pieux de type VCC

I.6.3.5 Colonnes à module contrôle (cmc)

CMC sont des inclusions cimentées semi-rigides, appellation provenant du fait que le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton des pieux et celui des colonnes ballastées. La solution des CMC ne vise pas à réaliser des pieux devant supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol.

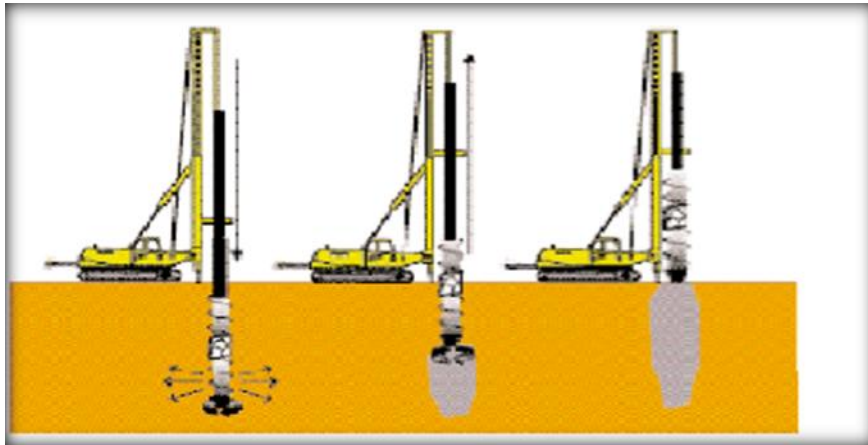


Figure I-34 principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé

I.6.3.6 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol "inclusions par Mixing"

L'objectif des méthodes de traitement par mélange du sol en place avec un liant est d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides, le module de déformation et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton.

I.7 Domaine d'application des inclusions rigides

La technique de renforcement par inclusions rigides s'applique aux sols meubles (sols alluvionnaires, limons, silts, etc.). Elle est utilisée principalement pour deux types d'ouvrages, à savoir les remblais et les fondations des ouvrages industriels.

I.7.1 Les remblais

L'utilisation des inclusions rigides permet de réduire le temps de construction, et de réduire et contrôler les tassements différentiels. On distingue deux types de remblais :

- les remblais de section courante ; les remblais routiers ou ferroviaires
- les remblais de sections particulières comme les remblais d'accès des ouvrages d'art.

Généralement, on n'utilise pas de matelas de répartition pour les remblais.

I.7.2 Les fondations des ouvrages industriels

Ce type d'ouvrages nécessite la mise en place d'un matelas granulaire entre l'ouvrage et les têtes des inclusions. Le renforcement par inclusions rigides permet de réduire et d'uniformiser les tassements sous l'ouvrage

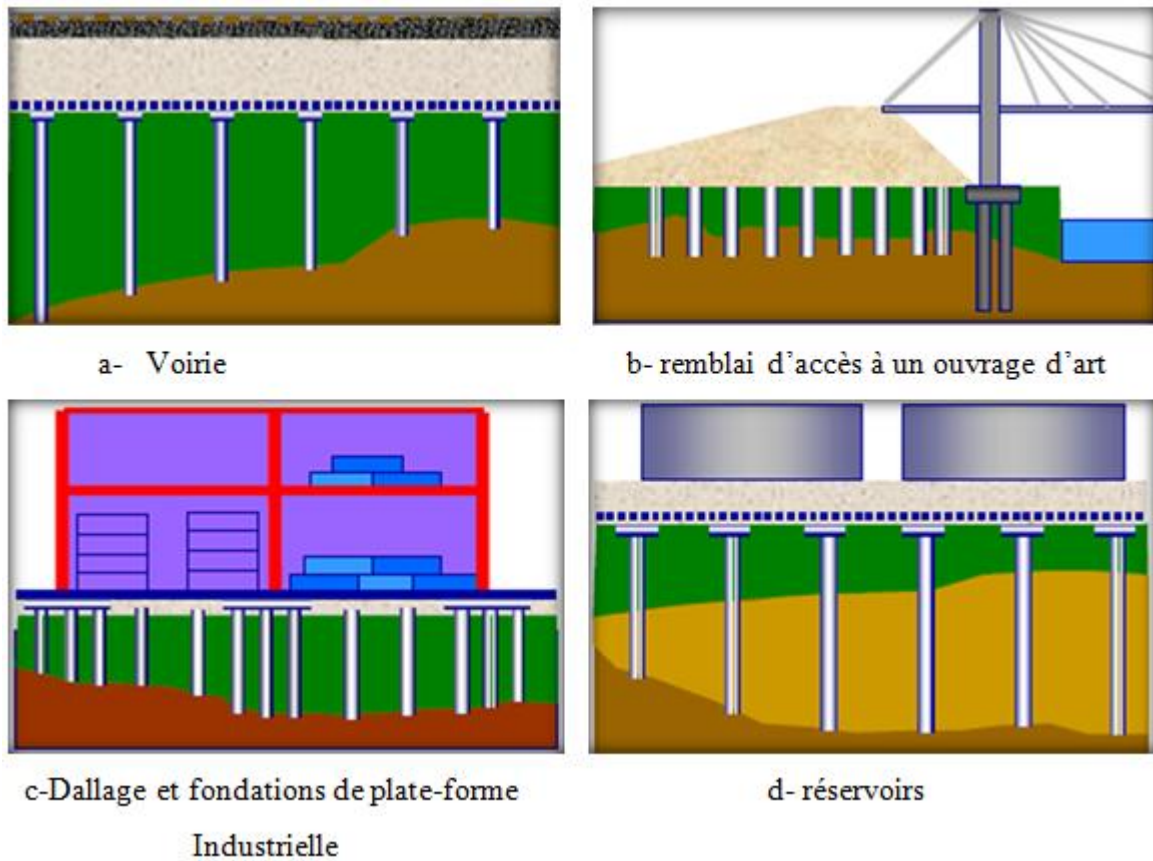


Figure I-35 Domaines d'application.

I.8 Conclusion

Nous avons exposé dans ce chapitre les techniques les plus utilisés en pratique pour l'amélioration des sols. Le renforcement par des nappes géosynthétiques représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. La méthode de traitement par géotextile et inclusions rigides utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité et du tassement des ouvrages sur sols ainsi d'augmenter sa capacité portante.

Chapitre II

**COMPORTEMENT
MECANIQUE DES
SOLS**

II.1 Introduction

Ce chapitre sera consacré à la présentation des différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du sol. Dans un premier temps nous rappelons brièvement les expressions du cas de l'élasticité linéaire isotrope puis orthotrope. Ensuite nous posons les bases de la formulation d'une loi élasto-plastique. Nous nous intéressons enfin à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr Coulomb.

II.2 Modèle élastique

II.2.1 Modèle élastique linéaire isotrope

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{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 l'équation (II-1) et dans l'équation (II-2)

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

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

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

Expression des paramètres

Couple de paramètres utilisés	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K - G)}$
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{3G(1-\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν
K, E	$\frac{3K E}{9K - E}$	E	k	$\frac{3K - E}{6K}$

E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν

Tableau II-1 Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz (1974))

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-1)

II.2.2 Modèle élastique orthotrope

Ce modèle a été utilisé dans ce mémoire pour modéliser la géogrille. Un modèle orthotrope prend en compte trois plans orthogonaux d'élasticité symétriques. Les axes principaux d'élasticité nommés 1, 2, 3 sont définis dans les directions normales à ces plans. La relation incrémentale contrainte-déformation dans les axes locaux est de la forme :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{12} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} \\ & & & \frac{1}{G_{12}} \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} \\ & & & & & \frac{1}{G_{23}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} \quad (\text{II-3})$$

Le modèle implique neuf constants élastiques indépendants :

E_1, E_2, E_3 , modules d'Young dans les directions des axes locaux.

G_{23}, G_{13}, G_{12} modules de cisaillement dans les plans parallèles aux axes locaux.

$\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ coefficients de poisson, où ν_{ij} caractérise la contraction latérale dans la direction locale i causée par la contrainte de traction dans la direction locale j .

En vertu de la symétrie de la matrice contrainte-déformation nous avons :

$$\frac{\nu_{21}}{E_1} = \frac{\nu_{12}}{E_2} \quad \frac{\nu_{31}}{E_1} = \frac{\nu_{13}}{E_3} \quad \frac{\nu_{32}}{E_2} = \frac{\nu_{23}}{E_3} \quad (\text{II-4})$$

II.3 Modèle du comportement élasto-plastique (comportement du sol)

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'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau, ayant un comportement élasto-plastique avec écrouissage figure (II-1) permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique. L'effet du temps est supposé négligeable.

Le comportement du matériau jusqu'au point A est élastique linéaire. En déchargeant, on revient au point de départ O, toutes les déformations sont réversibles. En continuant le chargement jusqu'au point B et en déchargeant des déformations irréversibles apparaissent.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastique ε^e et plastique ε^p

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{II-5})$$

Le point A est appelé le seuil de plasticité initial.

Lors d'une recharge CB, la plastification réapparaît à partir du point de décharge B, qui définit le seuil de plasticité actuel.

- Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.
- Si σ_B est toujours croissant ou décroissant, le matériau est dit écrouis sable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

L'une des caractéristiques des géomatériaux (sols, roches, bétons) peut être proche de l'origine O, la détermination expérimentale des seuils de plasticité et du comportement élastique devient délicate.

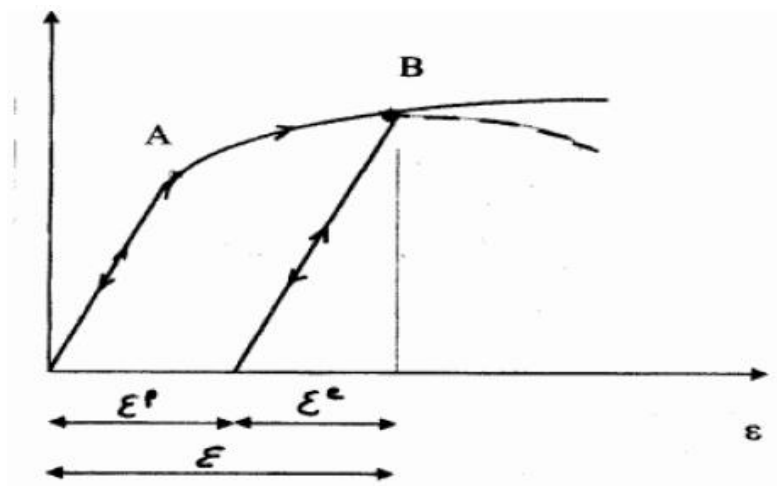


Figure II-1 Comportement élasto-plastique avec écrouissage.

II.3.1 Notions de bases fondamentales

Les modèles de comportement élasto-plastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- la surface de charge
- la règle d'écrouissage
- la règle d'écoulement.

Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

II.3.2 La surface de charge

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). 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 surface $f(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $f(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité.

Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que

- Lorsque $f(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles,
- Lorsque $f(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$

On est alors dans le cas du chargement, $f(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

La figure (II-2) illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage.

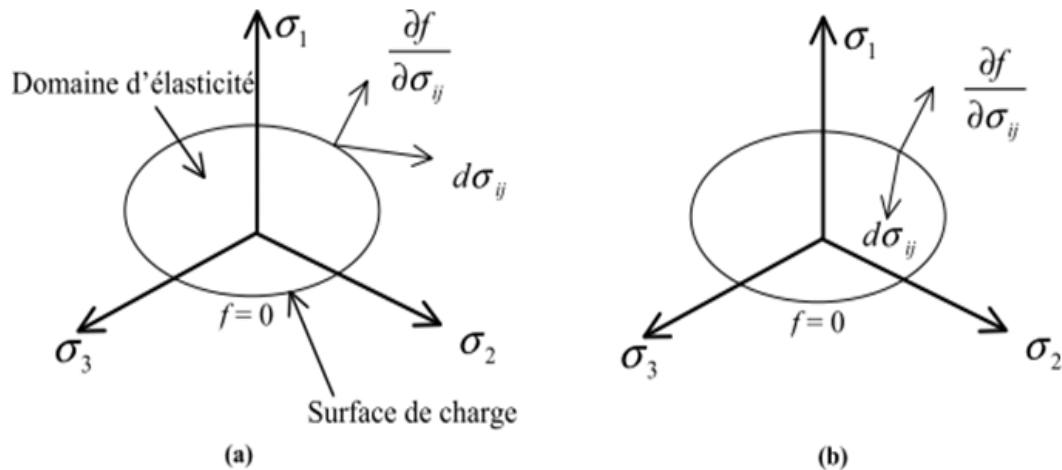


Figure II-2 Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b)

II.3.3 La règle d'écrouissage

Un écrouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

- **Pour un écrouissage isotrope**, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- **Pour un écrouissage cinématique**, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- **Pour un écrouissage anisotrope**, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation. La figure 2.3 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écrouissage isotrope (a) et de l'écrouissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écrouissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.

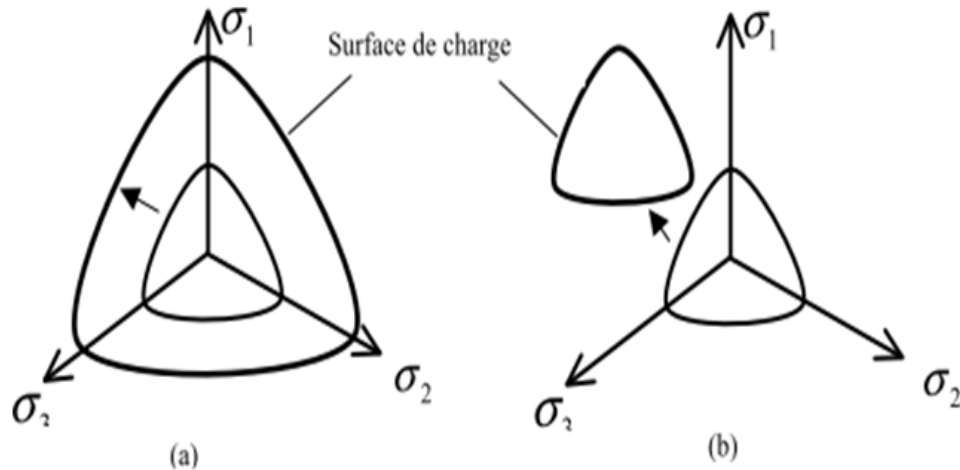


Figure II-3 Ecrouissage isotrope (a) et cinématique (b)

II.3.4 La règle 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 $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$. La loi d'écoulement est dite soit associée, soit non associée.

II.3.5 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 de la vectrice 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.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{II-6})$$

Où λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif)

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

1^{er} cas :

$$F(\sigma, R) = 0 \quad (\text{II-7})$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} \partial \sigma < 0 \quad (\text{II-8})$$

$d\varepsilon = d\varepsilon^e$ 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^{ème} cas :

$$F(\sigma, R) = 0 \quad (\text{II-9})$$

$$\frac{\partial F(\sigma, R)}{\partial \sigma} \partial \sigma > 0 \quad (\text{II-10})$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (\text{II-11})$$

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.

II.3.6 Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols flottants, les lois d'écoulement sont non associées. Dans ce cas, la direction de la vectrice 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.4 Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sables) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons). Le critère de Tresca est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb.

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques : E et ν et 3 paramètres de rupture (c , φ et ψ) tels que :

- E : Module d'Young
- ν : Coefficient de Poisson
- c : Cohésion
- φ : Angle de frottement
- ψ : Angle de dilatance

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation $\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi)$ (II-12)

Où σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

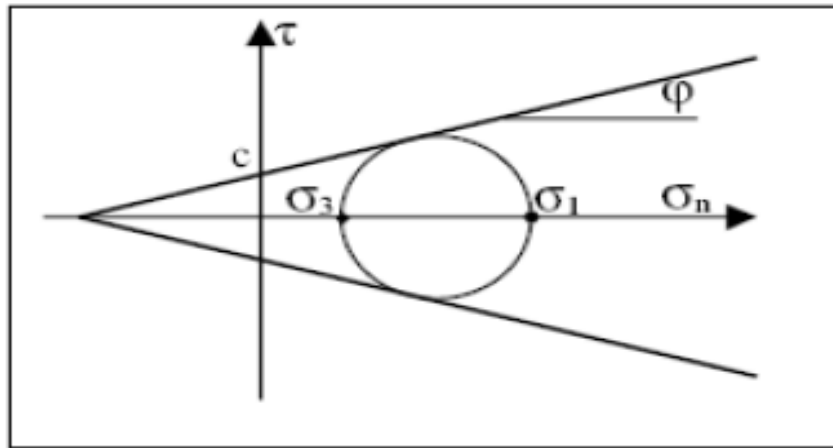


Figure II-4 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure (II-4) La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\varphi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure (II-5) Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\varphi = 0$).

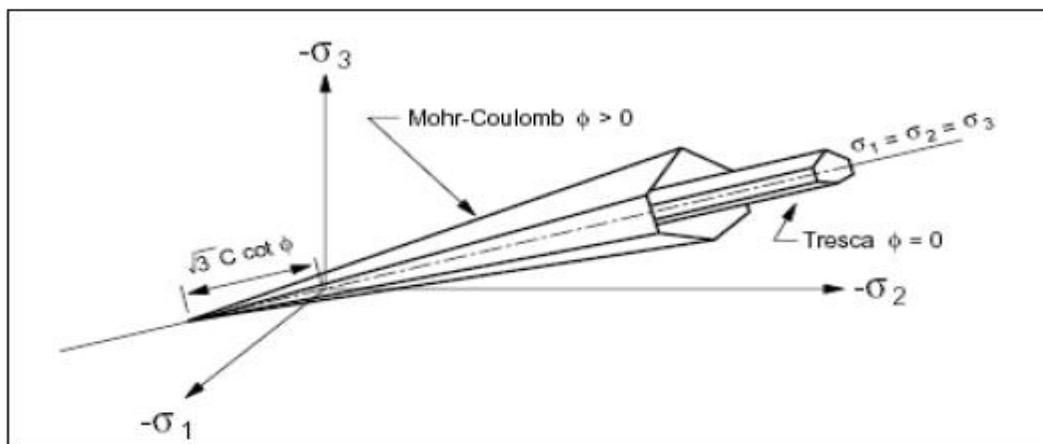


Figure II-5 Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000).

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (\text{II-13})$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure ; et σ_3 : contrainte principale mineure.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte, σ_t 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.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi} \sigma_3 \quad (\text{II-14})$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta \varepsilon^{pv} / \Delta \varepsilon^{pc}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure (II-6). Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, 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 ψ avec $\psi < \varphi$.

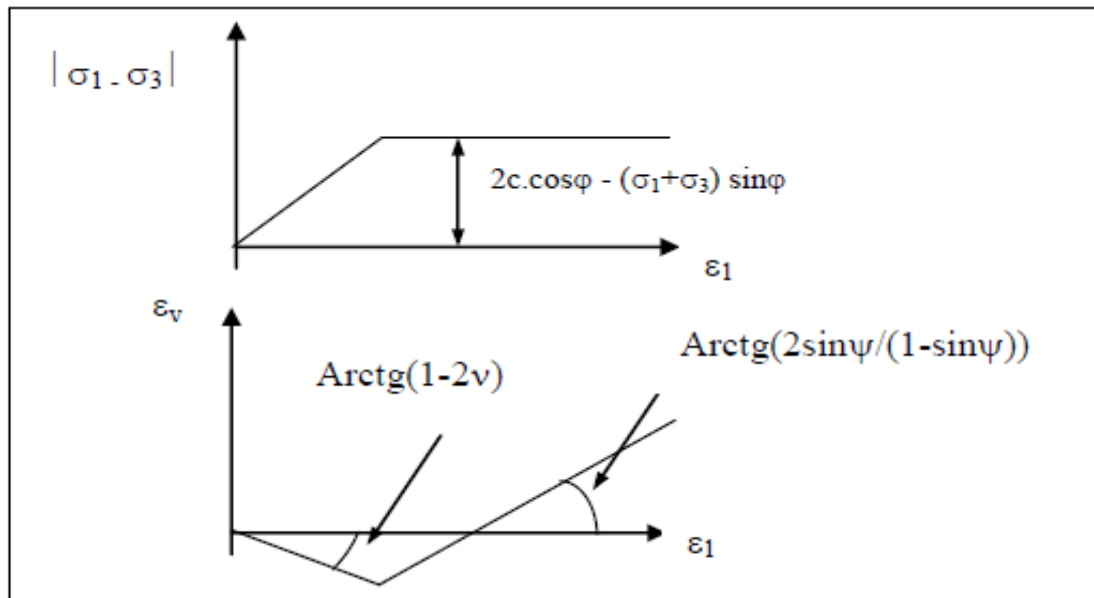


Figure II-6 Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984)

Il est à noter que Vermeer et de Borst ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre 0^0 et 20^0 pour les sols, roches et bétons.

II.5 Tassement

II.5.1 Décomposition du tassement en trois termes

Il est classique de distinguer trois étapes dans les déformations du sol de fondation d'un ouvrage :

- L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates, c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle.
- L'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire).
- Après dissipation des excès de pression interstitielle, nous constatons en général la poursuite des déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire (ou compression secondaire ou fluage), pendant laquelle le sol se déforme sous des contraintes constantes.

En général, le tassement se décompose en trois termes selon la formule de **Bourges (1976)**

$$s = S_i + S_c + S_f \quad (\text{II-15})$$

Avec les notations suivantes

S_i : tassement immédiat

S_c : tassement de consolidation

S_f : tassement de fluage

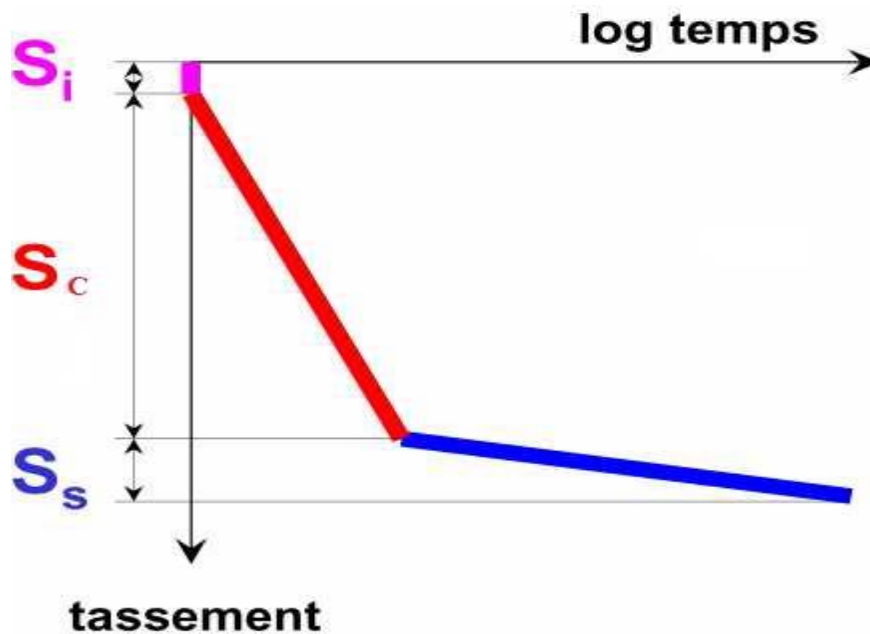


Figure II-7 Tassement instantané, de consolidation et secondaire

II.5.2 Tassement immédiat

Ce tassement est appelée aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe immédiatement après application de la charge sur le sol. Dans la conception de semelle il faut tenir compte des tassements immédiats, celle-ci provoque une déformation vers l'extérieur de la semelle de fondation.

Même si le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique, on l'évalue généralement en se basant sur la théorie d'élasticité. Les équations qui s'expriment ce type de tassement sont semblables, principalement, à celle que l'on utilise pour évaluer la déformation d'une colonne sous une charge axiale. Dans la plupart des fondations cependant, le chargement est tridimensionnel, ce qui entraîne une distorsion du sol de fondation. Il est difficile d'évaluer convenablement le module de compression et le volume de sol soumis à ces contraintes externes.

On trouve par exemple pour le tassement immédiat d'une semelle flexible uniformément chargée:

$$S_i = \frac{2qB}{E} (1 - \nu^2) I_s \quad (\text{II-16})$$

q : charge uniforme.

E : module d'élasticité du sol.

ν : Coefficient de poisson.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I_s : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement.

D'après l'équation (II-16) le déplacement immédiat S_i est proportionnel à la pression uniforme q et la largeur B de la surface de chargement.

II.5.3 Distribution du tassement immédiat

A- Surface de chargement supposé flexible

➤ Cas d'un sol argileux

Si la surface de chargement est supposée flexible, la distribution du déplacement vertical S_i est de la forme donnée sur la figure (II-8), qui montre que la surface de chargement et le sol exercent l'un sur l'autre une pression uniforme.

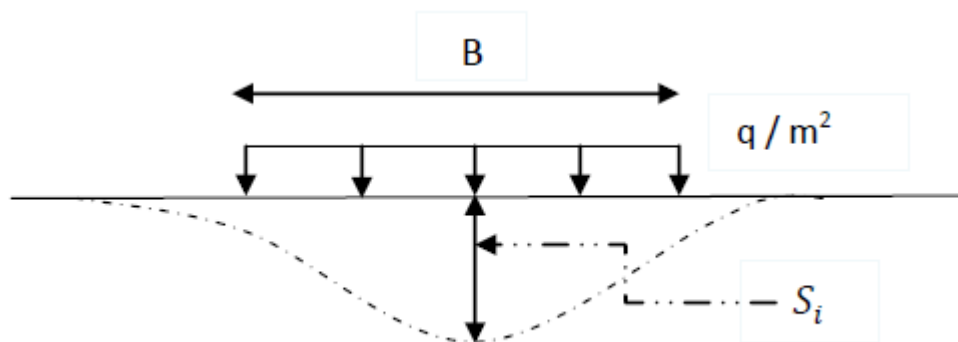


Figure II-8 Distribution du déplacement vertical (sol argileux).

Dans le cas d'un dépôt d'argile saturée et homogène le module d'élasticité est supposé constant, la distribution indiquée sur la figure est adoptée. Pour ce type d'argile saturée ce sont les caractéristiques non drainés qu'il faut prendre en compte. (Arabet Leila. (2010))

➤ Cas d'un sol sableux

Dans le cas d'un sol sableux, la distribution du déplacement vertical S_i est de la forme donnée sur la figure (II-9), la valeur du module d'élasticité varie avec la profondeur, il varie aussi à travers la largeur de la surface de chargement, il est plus élevé au centre de la surface de chargement que sur les cotés. La pression de contact est uniforme à cause de la variation

du module d'élasticité et l'hétérogénéité du sol. La théorie d'élasticité n'est pas adéquate pour les sables, elle l'est que si le module d'élasticité E est supposé constant.

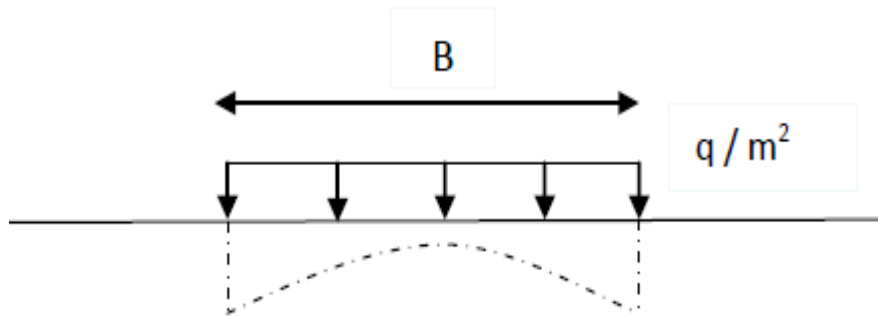


Figure II-9 Distribution du déplacement vertical (sol sableux).

B- Surface de chargement supposée rigide

Pour les sables et les argiles le déplacement vertical S_i est uniforme à travers la largeur de la surface de chargement figure (II-10), et son amplitude est approximativement égale à la moyenne arithmétique d'un déplacement pour une surface de chargement flexible.

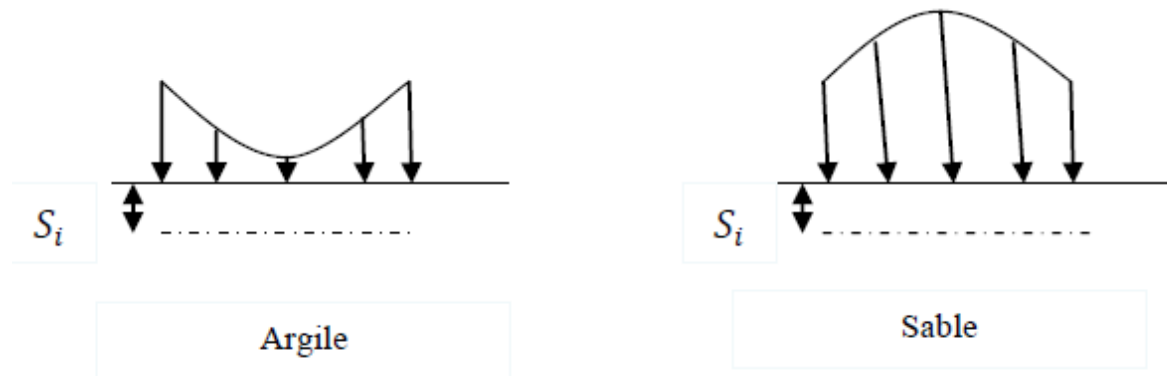


Figure II-10 Distribution de pression de contact sous une fondation rigide.

II.6 Conclusion

La simulation numérique d'un sol renforcé ou non par géotextiles est un problème complexe qui présente notamment : De fortes non linéarités géométriques générées par la résolution en grandes déformations, La mise en jeu de plusieurs éléments à savoir : sol, géotextile, inclusions rigide.

Pour ce qui est des lois de comportement nous avons retenu : Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb pour le sol. Le modèle élastique pour l'élément géotextile et inclusions rigide.

Chapitre III
MODÉLISATION
ET L'OUTIL
NUMÉRIQUE
UTILISÉ

III.1 Introduction

A partir du 20^{ème} siècle deux tendances se sont fait pour tenter d'obtenir une solution approchée via des méthodes numériques c'est à dire hors résolution analytique. La méthode directement issue des mathématiciens, les différences finies, s'appuie sur des bases rigoureuses et la convergence vers la solution exacte est garantie.

La méthode des différences finis est issue des mécaniciens. Cette méthode s'est développée d'une manière très intuitive à ses débuts et rien ne prouvait a priori une convergence vers la solution exacte.

De nos jours les différences finis sont entrés de plein pied dans le monde des mathématiques. Dans de nombreux cas on a pu montrer la convergence absolue de la méthode.

III.2 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numériques d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement.

L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de [Wilkins \(1964\)](#), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour les quels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

Le code Flac utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

III.3 Description du code de calcul flac

Le manuel d'utilisation de Flac établi par [Itasca \(2000\)](#) nous fournit une description assez détaillée du code de calcul Flac (Fast La grangian Analysis of Continua) qui est conçu et commercialisé par la société Itasca. Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème.

En effet quand le problème à résoudre peut être vraiment modélisé en 2 dimensions, Flac 2D permet de raffiner autant que possible les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps très raisonnables. Toutefois certains problèmes sont, de par leur nature, tridimensionnels, Flac 3D permet alors de les simuler, mais, vu l'augmentation du nombre de zones, tout raffinement implique des temps de calcul considérables mais, par rapport à d'autres logiciels, Flac 3D reste compétitif.

Ce code aux différences finies a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique, il est nécessaire d'analyser la stabilité mécanique des solutions obtenues. Le logiciel intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer les modèles élastiques, Mohr Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, Double Yield, etc. Le logiciel permet même à l'utilisateur d'introduire une nouvelle loi de comportement. La macro langage Fish de Flac permet aussi de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, etc....

III.3.1 Définition de flac

FLAC est un logiciel de modélisation numérique pour l'analyse géotechnique des sols, des roches, intégrant ou non des éléments de structure. FLAC est utilisé dans l'analyse, la vérification et la conception par les ingénieurs spécialisés en géotechnique, génie civil et génie minier.

Il est conçu pour permettre la gestion de tout type de projet d'ingénierie en géotechnique dans lequel l'analyse d'un milieu continu est nécessaire.

FLAC est basé sur la méthode des différences finies explicites, qui permet de modéliser des comportements complexes (peu adaptés aux codes basés sur la méthode éléments finis) tels que les problèmes comportant un phasage, avec des grands déplacements, présentant des comportements fortement non-linéaires et voire instables (rupture sur de larges zones ou effondrement global).

Il intègre dix-neuf modèles de comportement mécanique (élastique, élastoplastique, fluage et thermique), des modèles d'écoulement couplés ou non, des éléments d'interface et de structures (poutre, soutènement, câble, pieu, boulon d'ancrage, ...), des représentations de la distribution statistique des propriétés, un remaillage automatique (en option) et un macro-langage intégré (FISH) permettant de personnaliser et d'automatiser pratiquement tous les aspects du fonctionnement du programme.

Le programme peut être agrémenté de modules optionnels – Les options Dynamique, Fluage, Thermique, Ecoulement Bi-phasique, Modèles de Comportement Utilisateur en C++, étendent les capacités du programme de base.

III.3.2 Domaines d'Application

- Analyse de la stabilité de talus naturels ou artificiels pouvant comporter des éléments de renforcement et soumis à des conditions statiques (calcul de coefficient de sécurité) ou dynamiques, en présence d'eau ou en conditions sèches,
- Etude thermo-hydro-mécanique de barrages en terre ou en béton pouvant comporter des éléments de renforcement,
- Etude mécanique d'excavations souterraines avec phasages complexes (creusement et mise en place du soutènement, par étapes),
- Interaction Sol-Structure en conditions statiques ou dynamiques,
- Modélisation de comportements non linéaires et de grandes déformations,
- Couplage «continu-granulaire» en reliant FLAC à PFC, via un protocole TCP/IP.

III.4 Discrétisation en 2d

Le milieu continu est discrétisé par des quadrilatères, chacun d'eux divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b) et (c, d), à déformation uniforme comme indiqué sur la figure (III-5) 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. Il en va de même pour les déplacements des nœuds.

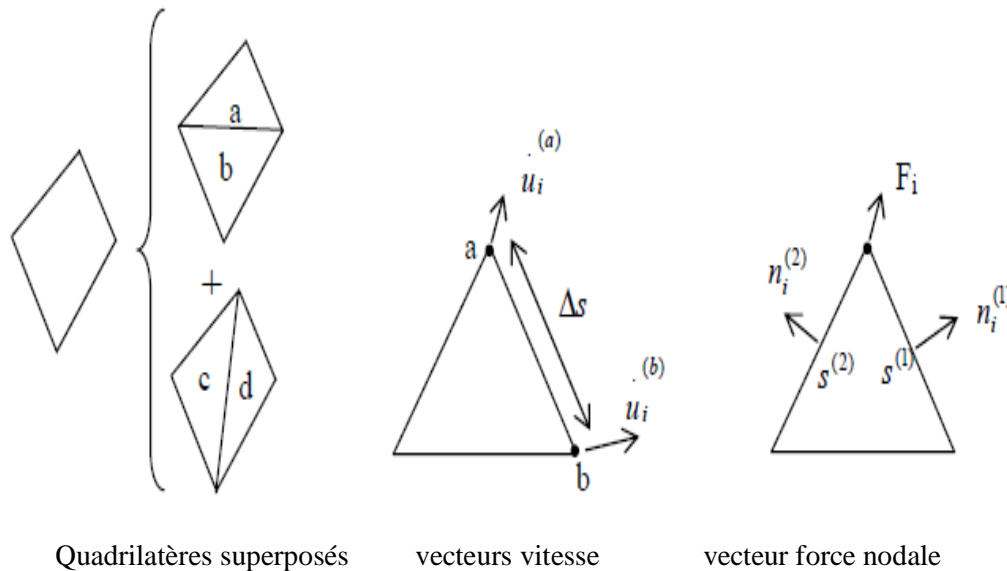


Figure III-1 Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, d'après (Itasca (2000))

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 «sur contraints» (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.

La discrétisation mixte consiste à adopter des discrétisations différentes pour les parties isotropes et dévia toriques des tenseurs de contraintes et de déformations. 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 dévia toriques sont traitées séparément dans les deux triangles.

III.5 Schéma de résolution explicite et implicite

III.5.1 La méthode explicite

Convient donc pour résoudre des problèmes de propagation d'onde ou de dynamique rapide transitoire. Néanmoins dans quelques exemples, il peut être avantageux d'utiliser des méthodes explicites pour des solutions quasi statiques, qui sont approximativement des solutions statiques obtenues par fonctions " douces " de chargement dans le temps.

III.5.2 Les méthodes implicites

Peuvent résoudre des problèmes en statique (contrairement à l'explicite) ou seulement en asymptotique. La statique doit pouvoir satisfaire chaque condition aux limites à chaque nœud. Ceci est impossible avec les méthodes explicites, étant donné que l'effet des conditions aux limites ou du chargement se propage entre élément à chaque pas de temps.

Le tableau suivant résume la comparaison entre les schémas d'intégration explicite et implicite.

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Calculs nombreux par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de 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 correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable, et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante

Aucune matrice n'étant construite, des Des calculs supplémentaires sont grandes déformations et de grands nécessaires pour suivre de grandes déplacements peuvent être pris en compte déformations et de grands déplacements. avec quasiment aucun calcul supplémentaire

Tableau III-1 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billiaux.D et Cundall.P.A (1993)

III.6 Méthodologie de simulation avec flac

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes Logiques suivantes: (*m.s. remadna*)

- Définir les géométries.
- Introduire le modèle de comportement.
- Introduire les éléments de structure s'il y a lieu
- Préciser les conditions aux frontières
- Application des poids propres 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.

III.7 Interface

III.7.1 Eléments d'interface

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

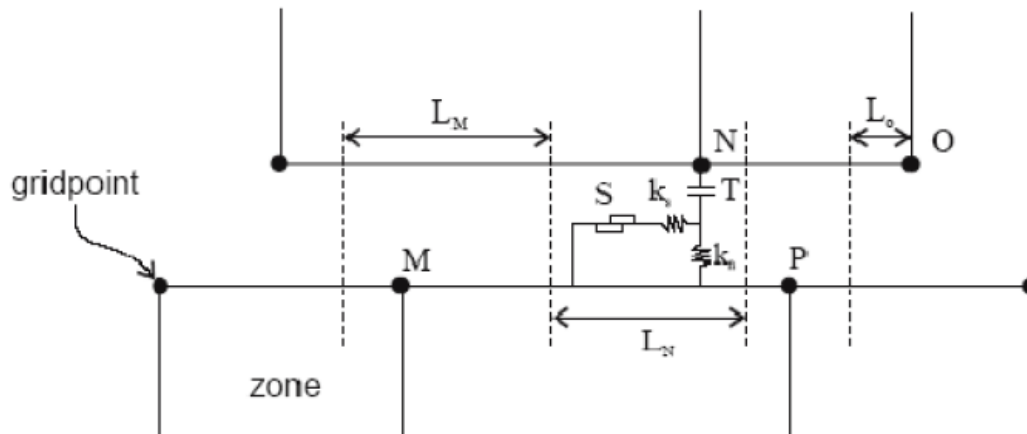


Figure III-2 Eléments d'interface (Itasca (2000)).

S= patin

T=Contrainte à la traction

K_N =raideur normale

K_S =raideur de cisaillement

L_N = longueur associée au nœud N

L_M = longueur associée au nœud M

III.7.2 Formulation

Une interface est représentée comme une raideur normale et une raideur en cisaillement entre deux plans en contact.

Pour le choix des caractéristiques de l'interface: la cohésion, la dilatance, la traction limite et le frottement sont généralement pris égaux à celles du matériau le moins résistant.

Les raideurs K_n et K_s sont plus difficiles à estimer. Flac recommande de prendre pour ces valeurs une quantité dix fois plus grande que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La raideur apparente de ladite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

$$\text{Max} \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta Z_{\text{min}}} \right]$$

Où : K et G sont respectivement le module volumique et le module de cisaillement, et ΔZ_{min} Est la plus petite dimension dans la direction normale

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation :

$$F_{S_{max}} = c + \tan \varphi F_n$$

Avec : L = longueur de contact effectif

φ = angle de frottement des surfaces d'interface

III.8 Simulation numérique bidimensionnelle

III.8.1 Présentation du cas étudié

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un sol sur une couche d'argile molle de 30 m d'épaisseur et de 400 m de largeur sous l'effet d'une charge unique statique. On s'intéresse d'étudier les problèmes de tassement. L'étude du comportement d'un sol qui peut être renforcée ou non par géotextile et Les inclusions rigides se présente comme étant un problème

- Un sol de fondation ayant un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb
- Un géotextile de renforcement interposé entre sol. Le géotextile est modélisé comme un élément élastique.
- les inclusions rigides de renforcement interposé entre sol, est modélisée comme une un élément élastique
- Le contact sol-géotextile et sol- inclusions rigides sont régis par une interface ayant un comportement élastique.
- Pour Les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux (figure 3.3). L'intensité de surcharge prise égale 300 KN/m^2 , appliquée sur une longueur de 100 m au milieu du sol étudié.

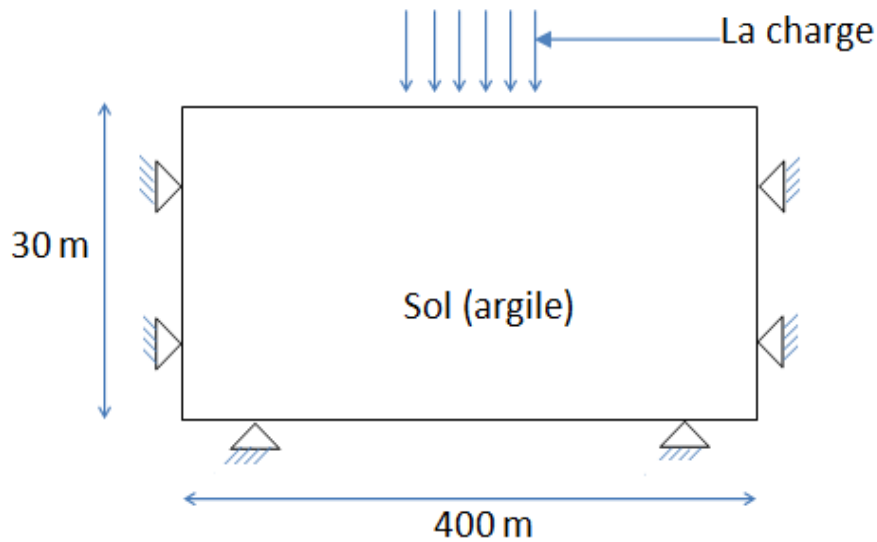


Figure III-3 présentations du cas étudié.

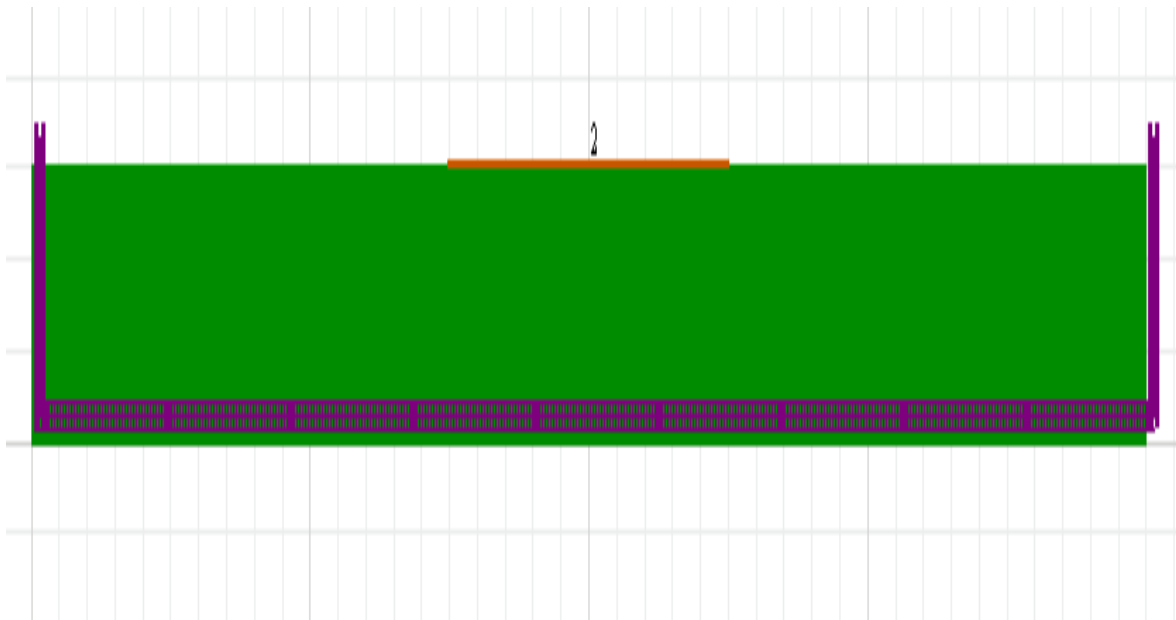


Figure III-4 présentations du modèle étudié (maillage).

Les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau de sol et de géotextile, des inclusions rigides ainsi que de l'interfaces sont représentés respectivement dans les tableaux (III-2), (III-3), (III-4) et (III-5).

γ (KN/m ³)	E (KN/m ²)	C (KN/m ²)	ν	ϕ (°)	Ψ (°)
18	5000	10	0.35	20	0

Tableau III-2 Caractéristiques de sol

Propriétés	Type de renforcement
Géotextile	PEC75
Fabrication procès	79
Résistance à la traction T_{max} (KN / m)	11.5
Déformation à l'effort de traction ε_{max} (%) SP	85
Déformation à l'effort de traction ε_{max} (%) ST	17
Perforation dynamique (mm)	0.07
Perméabilité (m /s)	95
Masse surfacique (g / m ²)	350
Epaisseur sous 2 kpa (mm)	2.3

Tableau III-3 Caractéristiques physiques et mécaniques du matériau de renforcement (géotextile tissu)

Propriétés	inclusions rigides
Masse volumique (KN/m ³)	25
Module de Young (KN/m ²)	10000000
Coefficient de poisson	0.2

Tableau III-4 Caractéristiques du matériau de renforcement (inclusions rigides)

Propriétés	Interfaces
K_N (KN/m ³)	$2 \cdot 10^{10}$
K_S (KN/m ³)	$2 \cdot 10^{10}$

Tableau III-5 Caractéristiques du matériau interfaces

III.8.2 Le 1^{er} cas d'un sol sans renforcement :

Les figure (III-4) et (III-5) illustrent les champs de déplacement verticaux, les plus grands déplacements sont enregistrés au-dessous de la charge est présentés avec une valeur maximale de déplacement égale 50 cm, puis ils diminuent lorsqu'on s'éloigne de la zone chargée.

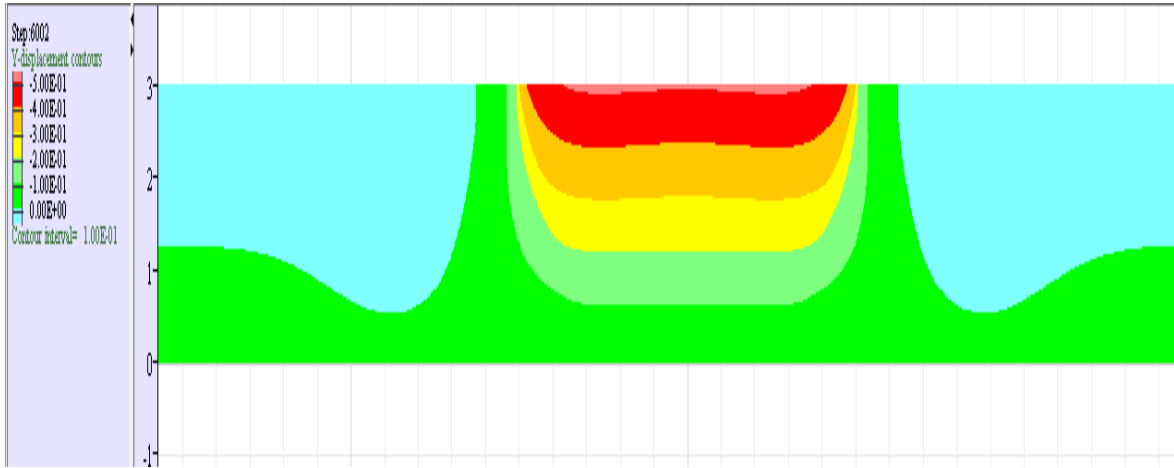


Figure III-5 déplacements vertical.

Pour illustre bien l'effet de charge. On présente dans la figure (III-6) l'évolution de tassement dans un point situe sur l'axe juste sous la charge Atteigne la valeur de 50 cm à la fin de l'application des trois paliers de surcharge (70kN/m², 100kN/m², 130kN/m²)

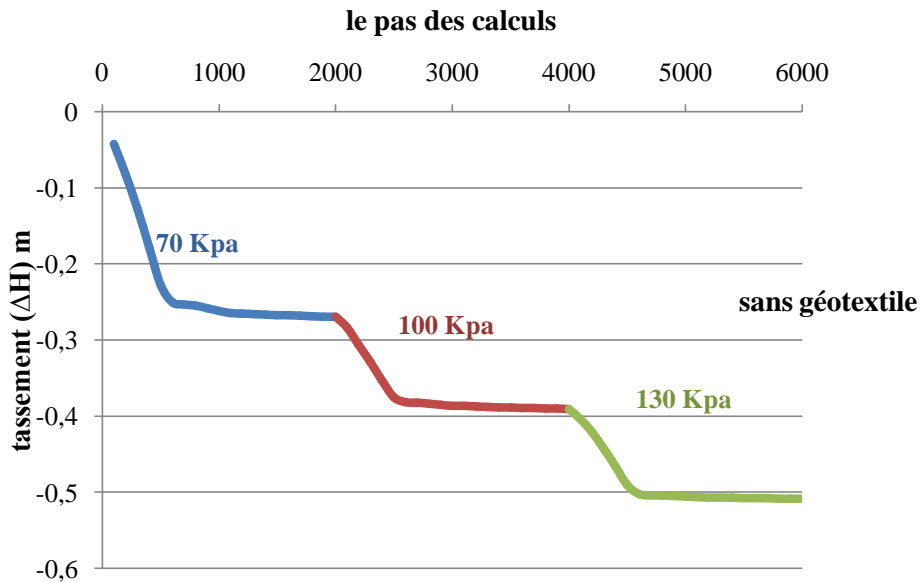


Figure III-6 la variation du tassement

III.8.3 Le 2^{ème} cas d'un sol renforcé :

A- Par une nappe de géotextile :

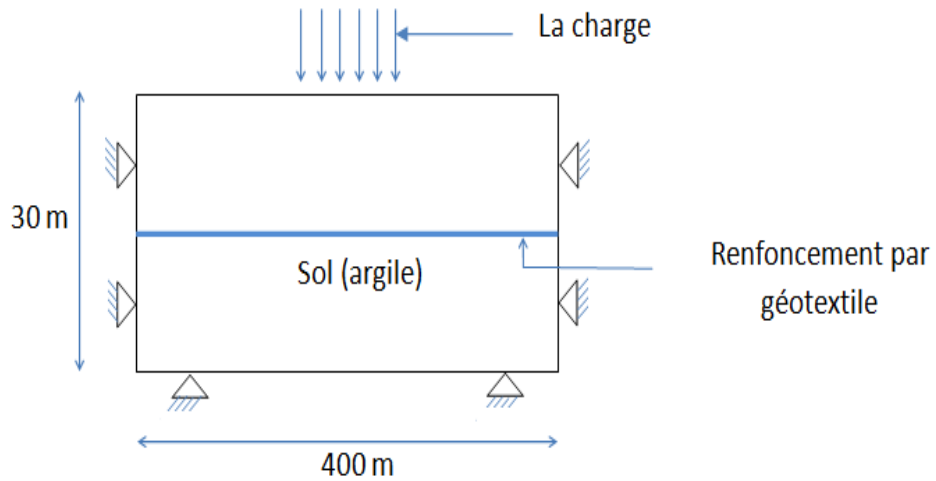


Figure III-7 renforcements par géotextile.

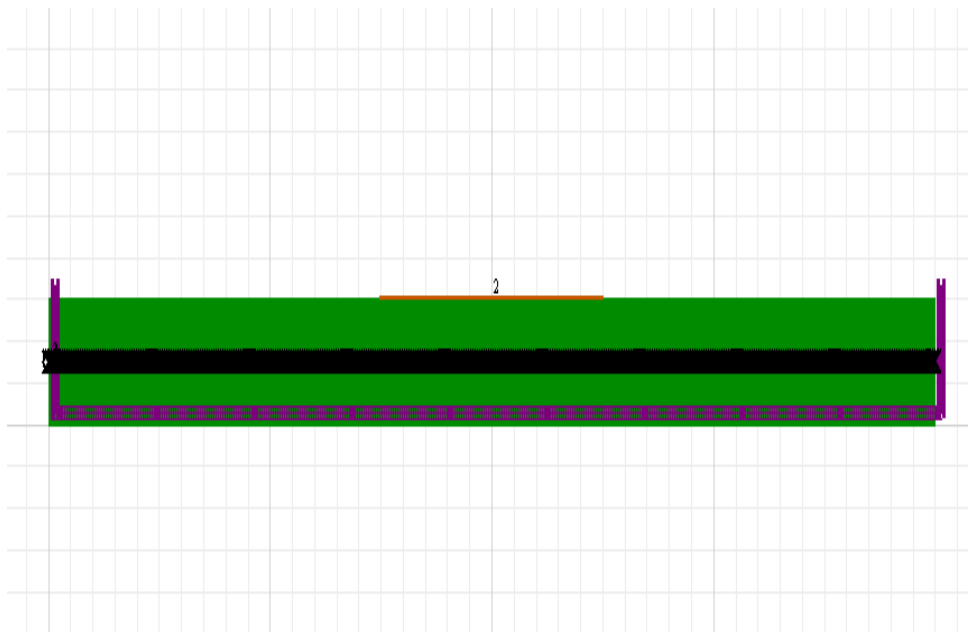


Figure III-8 renforcements par géotextile.

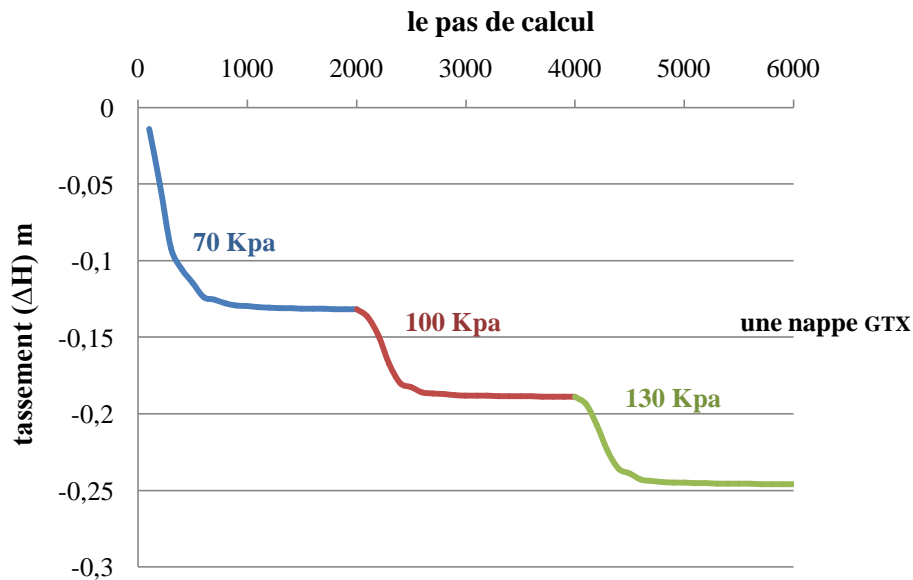


Figure III-9 la variation de tassement

La figure (III-9) montre l'influence de géotextile sur le tassement de sol.

La valeur maximale de tassement égale 25 cm, En remarque que le tassement est diminué par rapport au cas du sol no renforce. La présence du géotextile comme moyen de renforcement à diminuer le tassement à 25cm et améliorant le comportement mécanique du sol étudié vis-à-vis le tassement et assurant de mieux la stabilité des ouvrage sur-adjacent ou prend ce sol comme sol d'assise

On conclure que l'effet de géotextile est de diminuer le tassement, Le tableau (III-6) montre les résultats obtenus.

	Sol sans renforcement	renforce par géotextile
Tassement ΔH (cm)	50	25

Tableau III-6 les résultats de tassement.

➤ Effet du nombre de nappe de géotextile sur le sol :

La figure (III-10) montre l'influence de nombre de nappes de géotextile sur le tassement du sol.

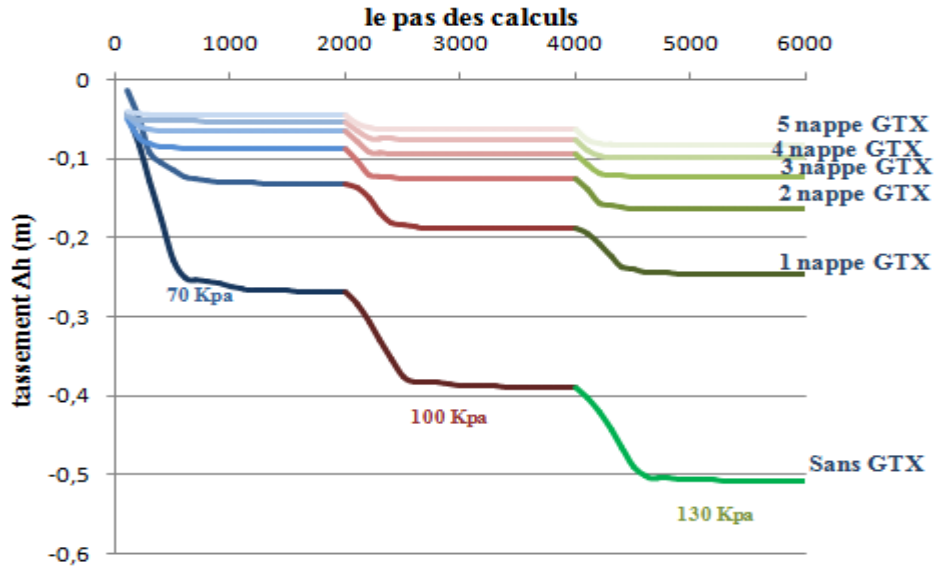


Figure III-10 l'influence du nombre de la nappe de géotextile sur le tassement.

Le tassement varie est diminuer avec l'augmentation de nombre des nappe de géotextile, les résultats obtenus pour le tassement de sol sont regroupés dans le tableau (III-7) et la figure (III-11).

Les nbr des nappes	0	1	2	3	4	5
Le tassement (cm)	50	25	15	12	10	8

Tableau III-7 les résultats de tassement..

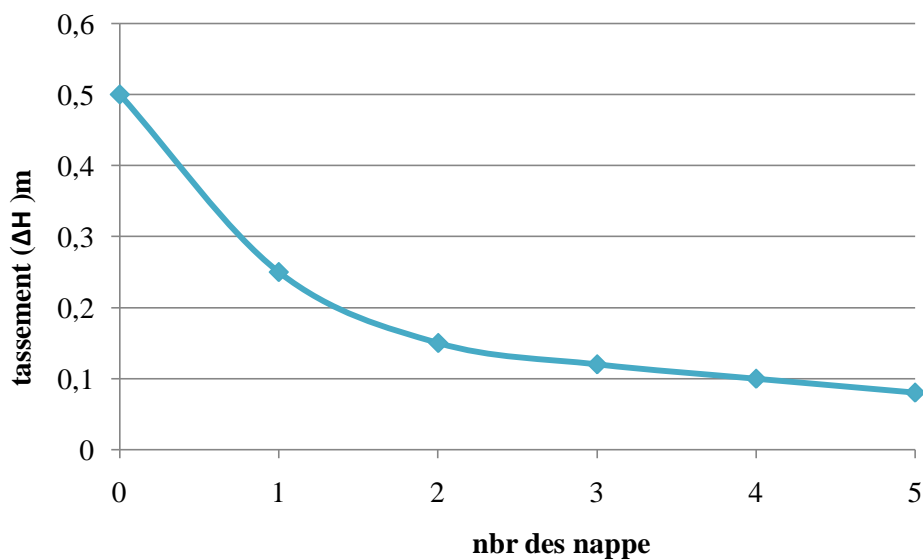


Figure III-11 la variation de tassement en fonction de nombre de géotextile.

D'après les résultats obtenu ont conclure qu'il ya une influence notable du nombre de nappe de géotextile utilisé pour renforcer le sol vis-à-vis le tassement excessif, on constate que avec 5 nappes le tassement enregistré est de 8 cm.

➤ **L'influence du niveau de la nappe de géotextile sur le tassement :**

La figure (III-12) montre l'influence de niveau de la nappe et la position de la nappe de géotextile sur le tassement du sol.

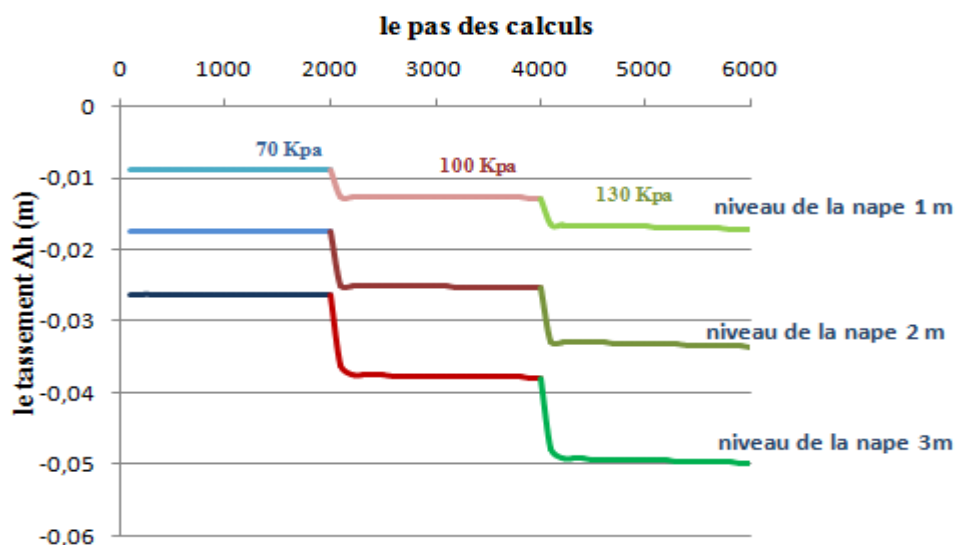


Figure III-12 L'influence du niveau de la nappe de géotextile sur le tassement.

On constate que le tassement diminue avec le rapprochement du niveau de pose de la nappe a la base de l'application de la charge (le remblai), qui explique que pour profiter du mieux du moyen de renforcement (géotextile) de préférence de mettre ses nappes au premiers couches juste au-dessous du remblai et à des faible profondeur du sol d'assise.

niveau de la nappe de géotextile	1 m	2 m	3 m
Tassement ΔH (cm)	1.71	3.32	4.92

Tableau III-8 les résultats de déplacement

➤ **L'influence de model de Young de sol sur déplacement de sol.**

Pour voir l'effet des caractéristiques mécaniques du sol sur la déformation verticale qu'est l'objectif de notre étude on fait varier le module du Young du sol (de 4MPa à

6MPa). Les résultats obtenus montrent clairement l'effet positif de ce paramètre clé sur la consistance la stabilité du sol d'assise vis-à-vis le tassement.

La figure (III-13) présente l'influence de model de Young sur le tassement de sol. Le tableau (III-9) montre les résultats obtenus pour étude paramétrique de model de Young.

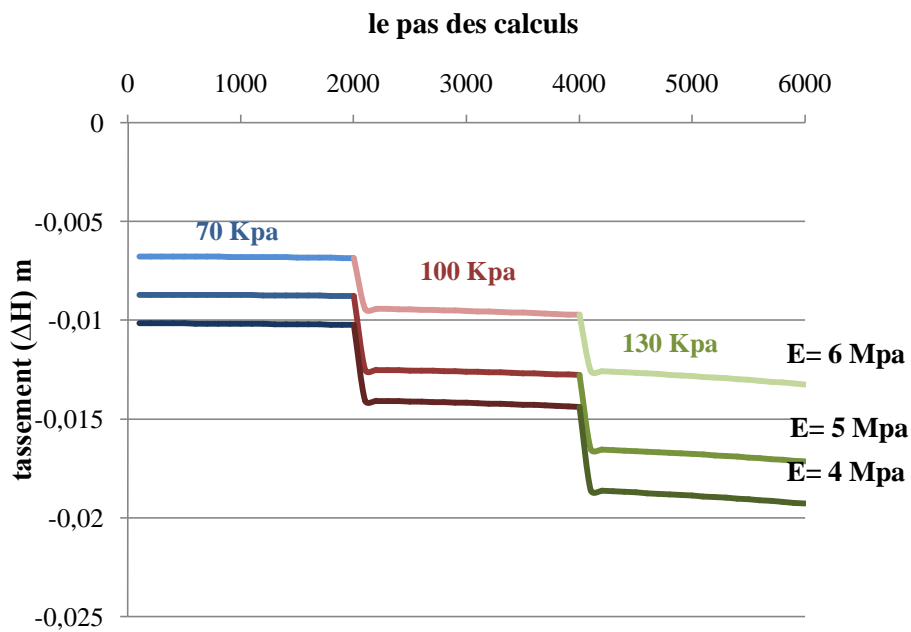


Figure III-13 l'influence de model de Young de sol sur déplacement de sol.

model de Young (MPa)	(E-1)	E (ref)	(E+1)
Tassement ΔH (cm)	1.92	1.72	1.32

Tableau III-9 les résultats pour (E+1) (E-1)

Selon les résultats obtenus, on remarque que la valeur de tassement diminué avec l'augmentation du model de Young.

Pour comparer et dans l'objectif de mieux renforcer le sol on propose une autre méthode ou un autre moyen de renforcement par les inclusions rigides

B- Renforcement par les inclusions rigides:

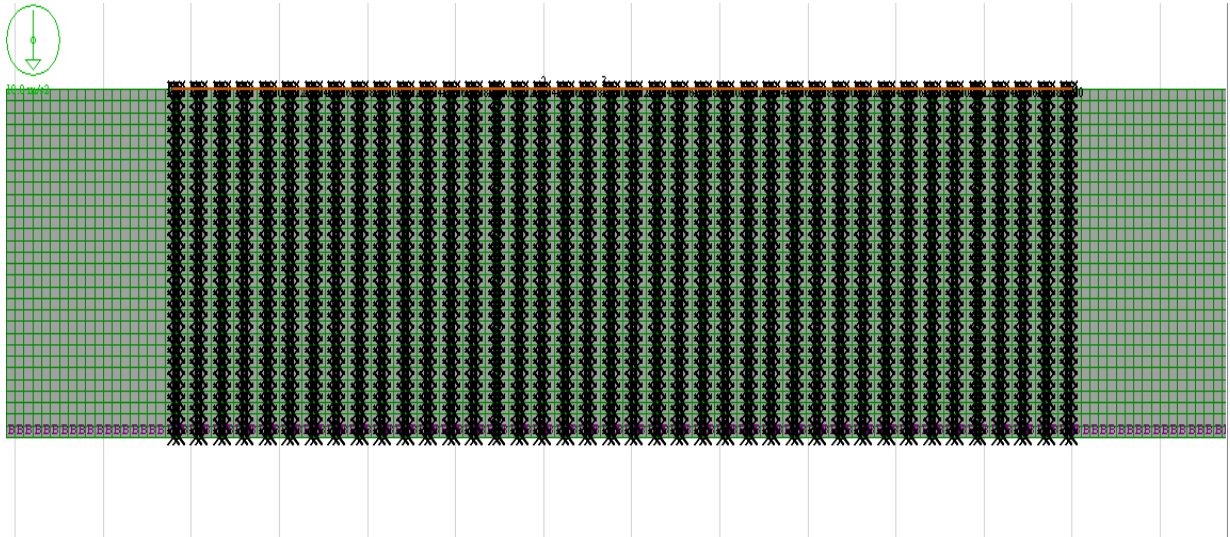


Figure III-14 présentations du modèle étudié (maillage).

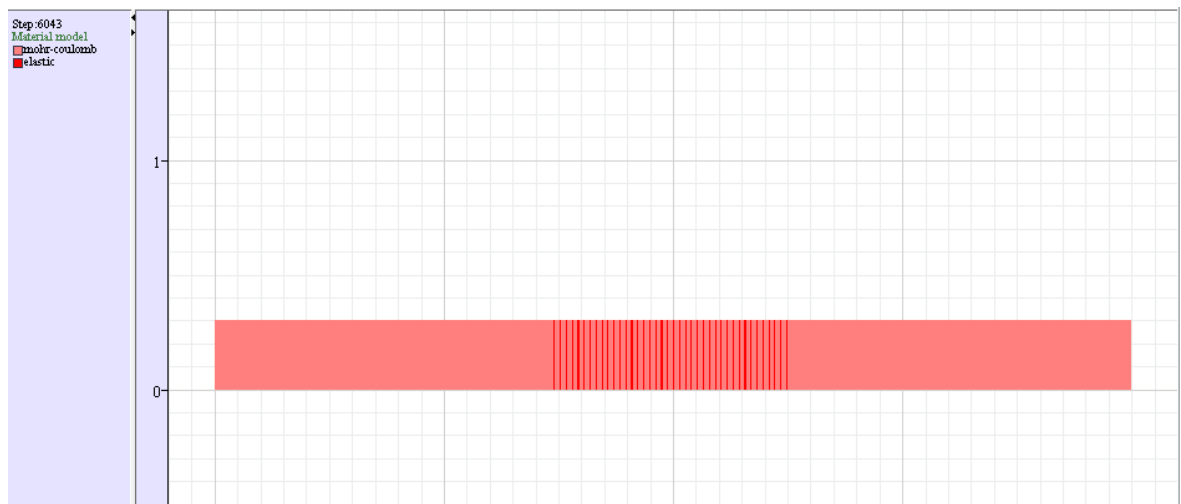


Figure III-15 présentations les modèle des comportements utilise.

On prend une valeur de diamètre ($d = 0.6$ m) et la valeur de l'espace entre l'inclusion rigide égale 2 m, la longueur ($L = 30$ m).

La figure (III-16) montre l'influence de l'inclusion rigide sur le tassement de sol.

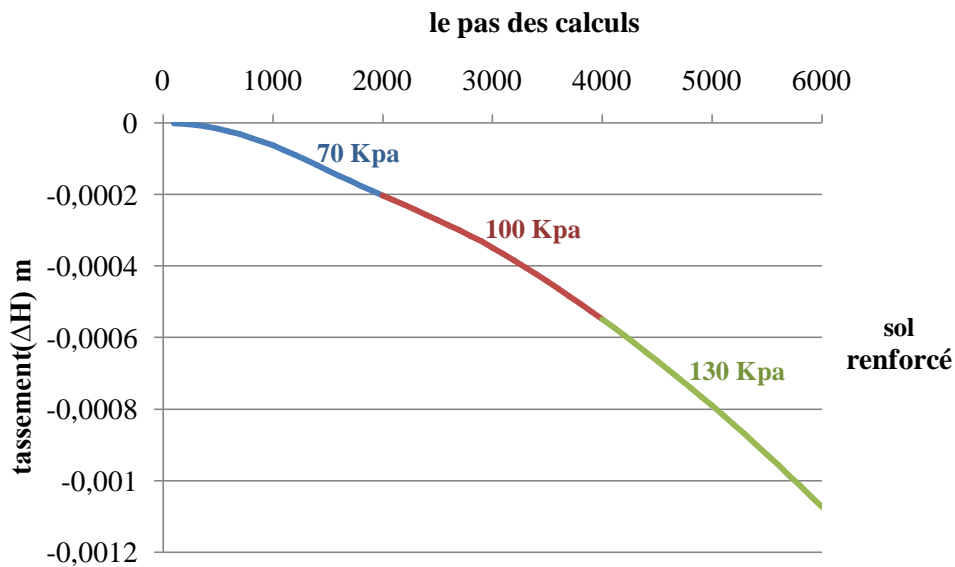


Figure III-16 la variation de tassement

La valeur maximale de tassement égale 1.06 mm, En remarque que le tassement est diminué par rapport au cas du sol no renforce.

On conclure que l'effet de l'inclusion rigide est de diminuer le tassement, Le tableau (III-10) montre les résultats obtenus.

	Sol sans renforcement	Sol renforce par l'inclusion rigide
Tassement ΔH (cm)	50	0.106

Tableau III-10 les résultats de tassement.

✓ **Étude paramétrique**

➤ **changement la longueur «L»**

Dans cette partie on a fait changer les valeurs de la longueur des inclusions rigide avec un pas de 5 m.

On prend une valeur de diamètre ($d= 0.4$ m) et la valeur de l'espace entre l'inclusion rigide égale 2 m.

La figure (III-17) représente l'influence de la longueur de l'inclusion rigide sur le tassement de sol.

La figure (III-18) représente la variation de tassement en fonction de la longueur de l'inclusion rigide. Le tableau (III-11) montre les résultats obtenus pour étude paramétrique de la longueur de l'inclusion rigide. On constate que la longueur a un faible effet sur le tassement, dans notre cas, on explique ça que le sol dans tous ces cas de longueurs étudiés il est toujours sur renforcé et que toujours la grande partie des charge est prise par les inclusions rigides et peu déformables (rigides) peut être avec un espacement assez important on peut voir un effet considérable

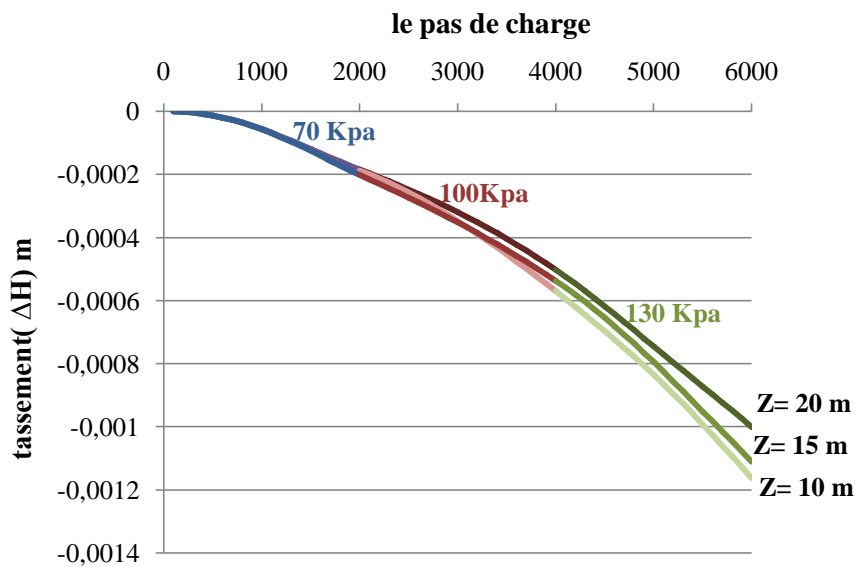


Figure III-17 l'influence de la longueur inclusion rigide sur le tassement de sol.

D= 0.4	L=10 m	L=15 m	L=20 m
Tassement ΔH (mm)	1.15	1.11	1

Tableau III-11 les résultats pour l'influence de la longueur

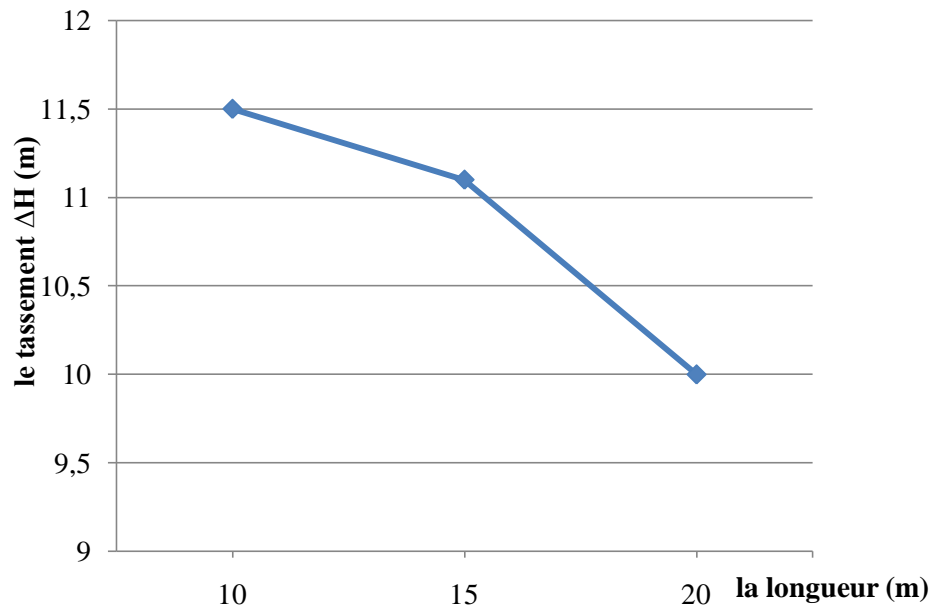


Figure III-18 la variation de tassement en fonction de la longueur.

➤ **changement le diamètre «d»**

Dans cette partie on a fait changer les valeurs de diamètre des inclusions rigide avec un pas de 0.1 m.

On prend une valeur de la longueur ($L= 15$ m) et la valeur de l'espace entre l'inclusion rigide égale 2 m.

La figure (III-19) représente l'influence de diamètre de l'inclusion rigide sur tassement de sol.

La figure (III-20) représente la variation de tassement en fonction de diamètre de l'inclusion rigide. Le tableau (III-12) montre les résultats obtenus pour étude paramétrique de diamètre de l'inclusion rigide.

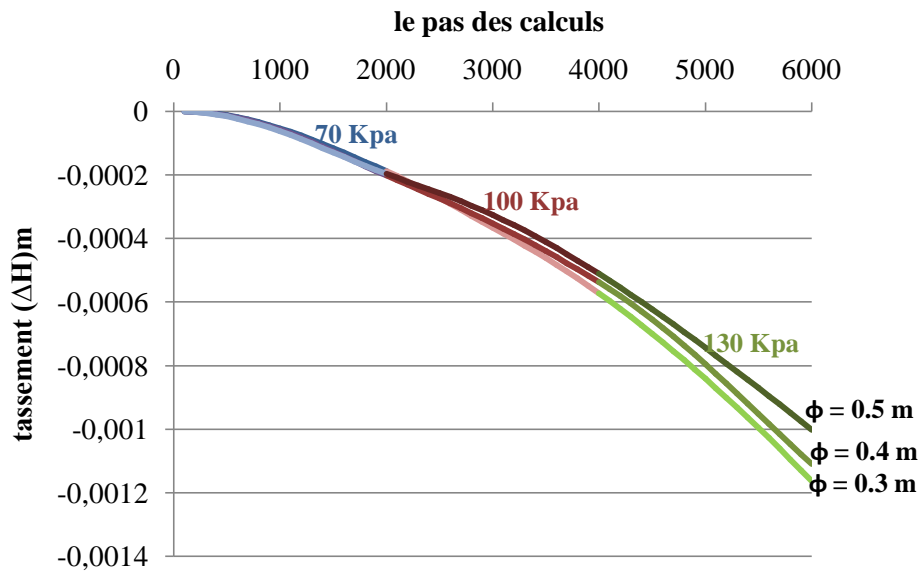


Figure III-19 l'influence du diamètre inclusion rigide sur le tassement de sol.

L= 15 m	D=0.3 m	D=0.4 m	D=0.5 m
Tassement ΔH (mm)	1.15	1.11	0.98

Tableau III-12 les résultats pour l'influence du diamètre d'inclusion rigide.

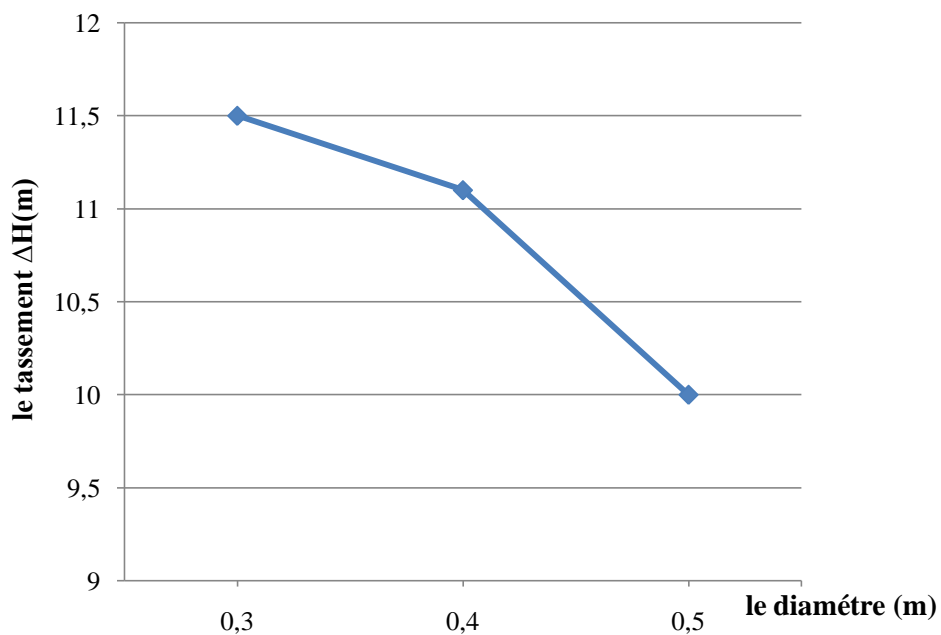


Figure III-20 la variation de tassement en fonction de diamètre.

➤ **changement l'espace « e »**

Dans cette partie on a fait changer les valeurs d'espace entre les inclusions rigide avec un pas de 2 m.

On prend une valeur de la longueur (L= 30m) et la valeur de diamètre de l'inclusion rigide égale 0.6 m.

La figure (III-21) représente l'influence de diamètre de l'inclusion rigide sur le tassement de sol. Le tableau (III-13) montre les résultats obtenus pour étude paramétrique de l'espace entre l'inclusion rigide.

les espaces	e = 2m	e = 4 m
Tassement ΔH (mm)	1.02	1.15

Tableau III-13 les résultats pour l'influence de l'espace entre d'inclusion rigide

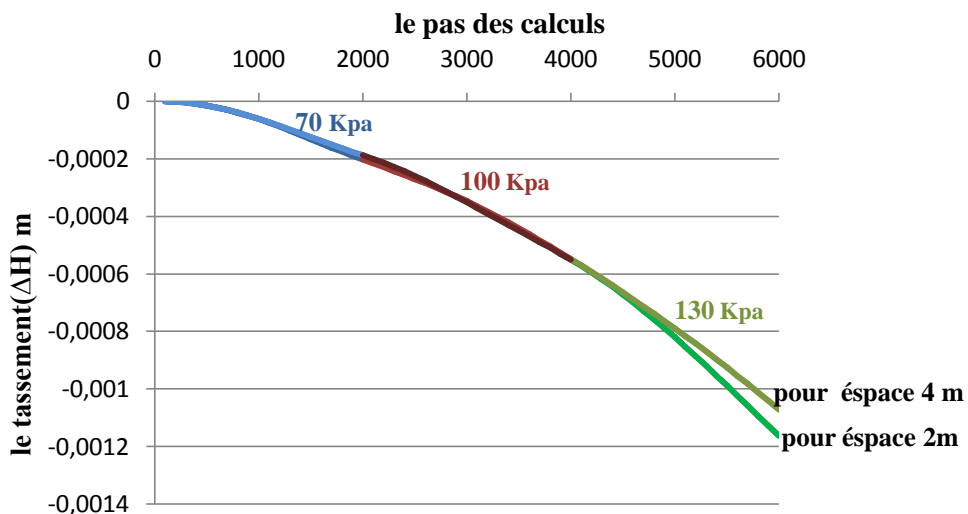


Figure III-21 l'influence du l'espace d'inclusion rigide sur tassement de sol.

Dans l'étude paramétrique du l'effet des trois paramètres cités ci-dessus on remarque qu'ils ont un fait très faible sur le tassement d'un sol renforcé

➤ **Le déplacement vertical entre les inclusions rigides :**

La figure (III-22) représente la variation de tassement entre les inclusions rigides en fonction de charge.

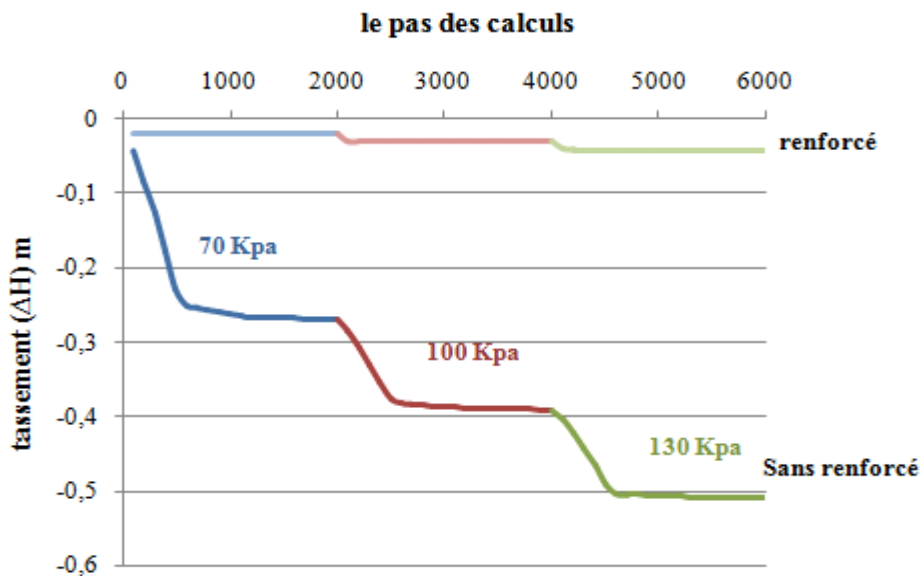


Figure III-22 la variation de tassement entre les inclusions rigides en fonction de charge.

Le tassement maximale pour le sol non renforcé atteint 50 cm, et la valeur maximale de tassement entre les inclusions rigides égale 4.1 cm, En remarque que le tassement et diminuent par apport le sol no renforce.

La valeur finale du tassement est nettement diminue (4,1cm) pour le sol renforcé on comparant par rapport au sol non renforcé (50cm), ce qui explique l'importance de ce moyen de renforcement (les inclusions rigides) pour faire face au tassement excessif des sols déformable et compressible sous le remblai.

a. Conclusion

La modélisation numérique discrète présentée ici permet d'apprécier de manière précise l'influence des caractéristiques d'un ouvrage de renforcement du sol par géotextile et inclusions rigides sur son efficacité :

L'influence de model de Young est importante sur le tassement de sol (diminution le tassement lorsque le model de Young augmente).

Le renforcement par le géotextile et l'inclusion permet de réduire les déplacements verticaux de sol, ce qui contribue à l'amélioration de sa stabilité.

La longueur et le diamètre et l'espace de l'inclusion n'a pas une importante influence sur le tassement d'un sol sur renforcé,

Conclusion général

L'objectif de ce travail de recherche présenté dans ce mémoire était de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un sol de fondation renforcé par des nappes de géotextile et inclusions rigides. La modélisation numérique des mécanismes de transfert de charge et de réduction des mouvements de sol est effectuée.

Cette étude a comporté deux parties principales :

- Une partie de présentation du renforcement des sols, le renforcement par le géotextile et les inclusions rigides (principe et dimensionnement de renforcement) ainsi une présentation des méthodes et modes d'utilisation.

L'étude bibliographique sur le renforcement des sols montre :

- ✓ La diversité des techniques de renforcement existantes et que leur choix dépend de caractéristiques des sols

- ✓ Le renforcement par le géotextile et les inclusions rigides permet la réduction des tassements en surface du sol renforcé

- ✓ La diversité des méthodes de dimensionnement existantes, basées sur des concepts variés

- Une partie concernant la modélisation numérique bidimensionnelle d'un cas de sol renforcé par géotextile et inclusions rigides verticales est élaboré dans le but d'étudier son comportement mécanique, le tassement en particulier. L'étude paramétrique a mis en évidence :

- l'effet de la présence des nappes de géotextile pour diminuer le tassement : Le tassement varie et diminue avec l'augmentation du nombre de nappes de géotextile.

- le tassement diminue avec le rapprochement du niveau de pose de la nappe à la base de l'application de la charge (le remblai), qui explique que pour profiter au mieux du moyen de renforcement (géotextile) de préférence de mettre ses nappes aux premières couches juste au-dessous du remblai et à une faible profondeur dans le sol d'assise.

- L'influence du module de Young est importante sur le tassement de sol (diminution du tassement lorsque le module de Young augmente).

- l'effet d'inclusion rigide est de diminuer ou d'éliminer catégoriquement le tassement.

- l'influence du diamètre et de la longueur d'inclusion rigide sur le tassement de sol est très faible sur un sol sur-renforcé.

- l'influence de l'espace d'inclusion rigide est très faible sur le tassement d'un sol sur-renforcé.

Références bibliographiques

References Bibliographies

- [1] **Arabet Leila. (2010).** *Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre* Mémoire de Magister en Génie Civil. Université 20 Août 1955 de SKIKDA.
- [2] **Azzaz Ibtissam., Chouikha Safia. (2017).** *Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétiques.* Mémoire de Master en Génie Civil. Université Ziane Achour – Djelfa.
- [3] **Bathurst R-J. (2007).** *Geosynthetics Classification.* IGS Leaflets on Geosynthetics. Applications, IGS Education Committee, disponible au site. www.geosyntheticssociety.org.
- [4] **Baziz F. (2012).** *Comportement d'une fondation superficielle située sur la crête d'un talus de sable renforcé par géogrille.* Thèse de Magister en génie civil. Université de Batna.
- [5] **Berthelot P., Pezot B., Liausu P. (2003).** *Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC.* In: **Vanícek I., Barvínek R., Bohác J., Jettmar J., Jirásko D., Salák J.** Eds. Proc. of the 13th European Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam: Balkema.
- [6] **Briancon L. (2002).** *Renforcement des sols par inclusion rigides – Etat de l'art.* p. IREX, 185p.
- [7] **Combarieu O. (1988).** *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application a l'édification de remblais sur sols médiocres.* Revue française de géotechnique, vol.74, p.42-50.
- [8] **Comité français des Géotextiles. (1990).** *Fascicule 09- Recommandation pour l'emploi des géotextiles.*
- [9] **Das B- M., Omar M- T., Puri V- K., Yen S- C., Cook E- E. (1993).** *Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand.*
- [10] **Dhouib A., Magnan J-P., Mestat PH. (2004).** *Symposium international sur l'amélioration des sols en place (ASEP-GI 2004)* .9-10 septembre 2004, paris : presses de l'école nationale des ponts et chaussees, 498p.

References Bibliographies

- [11] **FLAC –Fast. (2000).** *Lagrangian analysis of continua*, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, MN.
- [12] **Hufenus R., Rueegger R., Banjac R., Mayor P., Springman S-M., Brounimann R. (2006).** *Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade.*
- [13] **Jenck O. (2005).** *Le renforcement des sols compressibles par inclusion rigides verticales. Modélisation physique et numérique.* Thèse de Doctorat en Génie Civil. INSA de Lyon.
- [14] **Kempfert H-G.(2003).** *Ground improvement methods with special mphasis on column-type techniques.* In: **Vermeer P. A., Schweiger H., Karstunen M., Cudny M.** Eds.Proc.of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen: VerlagGlückauf, , pp 101-112.
- [15] **Lambert S. (1997).** *Les géomembranes. Ingénieries-EAT*, n. 11, p. 27-40.
- [16] **Liausou P., Pezot B. (2001).** *Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé.* In: *Publication Committee of the XV ICSMGE*, Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam: Balkema, pp 1613-1618.
- [17] **Mameri K., Mani S. (2015).** *Etude de stabilité et confortement d'un glissement de terrain RN 24 au PK 235+500.* Mémoire de Master en Génie Civil. Université Abderrahmane. MIRA- Bejaïa.
- [18] **Méry J. (1996).** Les geotextiles en voirie forestière. *Forêt-entreprise*, n. 109, p. 61-64.
- [19] **M.I.M.PINTO.(2003).** *Applications of geosynthetics for soil reinforcement, ground improvement* n.2, p.61-72.
- [20] **M.S. REMADNA,** Estimation Numérique des facteurs de portance et d'influence de la forme des fondations superficielles, Thèse de doctorat, Univ. de Biskra.
- [21] **Nicolas. (2002).** *Etude du comportement mécanique d'un massif en sol renforcé par Géotextile cellulaire.* Thèse de doctorat en génie civil. Université Blaise Pascal Clermont Ferrand France.

References Bibliographies

[22] **Remadna M- S. (2007).** *Modélisation numérique du renforcement du corps de chaussée par geographe*. Mémoire de Magister en Génie Civil. Université Mohamed Khider Biskra.

[23] **Simon B., Schlosser F. (2009).** *Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France*. Sol-inclusion-matelas de répartition – structure laboratoire de mécanique de Lille UMR CNRS 81070.

[24] **Vermeer P- A., de Borst R. (1984).** *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*. *Heron*, 29(3), p3-64.

[25] **WilkinsM. L (1964).** *Fundamental methods in hydrodynamics, in methods in computational physics*. Alder et al., Eds. New York: Academic Press. Vol. 3, pp. 211-263.