

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع...../2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil et d'Hydraulique

Spécialité : géotechnique

Thème

**Modélisation numérique d'un mur de
soutènement renforcé par géosynthétique**

L'étudiant:

Taibaoui Zian

Encadreur:

Dr. Benmeddour Djamel

Année universitaire : 2019 – 2020

Remerciements

Au début, je dois dire Louange à Dieu Tout-Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience de faire ce travail.

Avec une profonde gratitude et un intérêt particulier, je remercie: mon superviseur, M. . Benmeddour Djamel, pour son soutien, ses conseils avisés et sa grande gentillesse pendant le développement de ce projet.

Je remercie toute ma famille, en particulier mes chers parents, frères et sœurs, qui n'ont cessé de m'encourager et m'ont poussé en avant alors qu'ils étaient toujours à mes côtés.

Je remercie tous mes amis, au premier rang desquels se trouvent Hakim, Moudjib, Aymen, Miloud, mon frère Azzedine et Saaodi.

Je n'oublie pas non plus de remercier tous mes professeurs et collègues du Département de génie civil de l'Université de Biskra, ainsi que toute personne ayant un lien direct ou distant avec ce travail.

Enfin, je dédie cette note à l'âme de ma chère tante Fatima, ma chère mère et ma grand-mère, que Dieu la bénisse.

Résumé

Les murs de soutènement sont sujets à de nombreux dangers, y compris les glissements, les coups et les glissements de terrain, ils sont donc renforcés avec de la géosynthétiques, ils visent donc à supporter les glissements de terrain. Ces murs renforcés peuvent résister à ce phénomène et doivent être étudiés et calculés de manière à être conçus selon les normes de sécurité.

Cette recherche est consacrée à la présentation de recherches de référence sur les généralisations sur les structures de rétention, les éléments de renforcement et les méthodes de calcul des motifs, et d'autre part, l'analyse de l'impact de certains facteurs : Cohésion, angle d'inclinaison du visage, résistance à la traction des couches de géogrilles, mouvement latéral du visage

Ces facteurs d'ingénierie et mécaniques ont été étudiés et mis en œuvre et ont été inclus dans le programme FLAC3D afin de comprendre le comportement des murs géophysiques d'armature. Les études ont montré que la cohésion et l'angle d'inclinaison de la face ont un effet significatif sur la résistance à la traction dans les couches de géogrilles et sur le mouvement latéral de la face. À mesure que la cohésion augmente, une diminution se produit. Dans le déplacement latéral, lorsque la cohésion diminue, le déplacement de la paroi augmente; le déplacement maximal se produit au milieu de la hauteur de la paroi Diminue le déplacement latéral de la paroi avec l'augmentation de la pente de la paroi, la résistance à la traction augmente avec la diminution de la cohésion pour les différents états de cohésion étudiés, les valeurs maximales En raison de la résistance à la traction des couches de géogrilles dans la couche centrale, ces valeurs diminuent d'une couche à l'autre de haut en bas du mur ,une augmentation de l'angle d'inclinaison du toit réduit les forces de traction maximales des couches, quelle que soit leur position dans le mur

Mots-Clés :

Ouvrages de soutènement, renforcement, géosynthétique, glissements, calcul numérique, FLAC3D.

ملخص

الجدران الإسنادية عرضة لكثير من الاخطار نذكر منها الانزلاق والانقلاب والانهيارات الارضية لذلك يتم تعزيزها بجيوسنتتيك فهي تهدف الي دعم التربة لمقاومة الانهيارات الأرضية، هذه الجدران المدعمة يمكنها مقاومة هذه الظاهرة وينبغي دراستها وحسابها بطريقة يتم تصميمها وفقاً لمعايير السلامة. هذا البحث مخصص لعرض البحوث المرجعية عن العموميات على هياكل الاحتفاظ، وعناصر التعزيز وأساليب حساب الدافعات ومن جهة اخرى تحليل تأثير بعض عوامل التماسك، زاوية ميل الوجه، قوة الشد في طبقات الجيوغريد، الحركة الجانبية للوجه.

تمت دراسة وتنفيذ هذه العوامل الهندسية والميكانيكية وأدخلت في برنامج FLAC3D من اجل فهم سلوك الجدران المعزز بجيوسنتتيك، وقد أظهرت الدراسات ان التماسك وزاوية ميل الوجه لهم تأثير ملحوظ على قوة شد في طبقات جيوغريد وعلى الحركة الجانبية للوجه. حيث مع زيادة التماسك، يحدث انخفاض في الإزاحة الجانبية، وعندما ينخفض التماسك تحدث زيادة في إزاحة الجدار. يحدث الإزاحة القصوى في منتصف ارتفاع الجدار يتناقص الإزاحة الجانبية للجدار مع زيادة ميل الوجه الجدار، تزداد قوة الشد مع انخفاض التماسك بالنسبة لحالات التماسك المختلفة التي تمت دراستها، فإن القيم القصوى لقوة الشد في طبقات جيوغريد الموجودة في الطبقة المركزية وتنخفض هذه القيم من طبقة إلى أخرى من أعلى إلى أسفل الجدار. تؤدي الزيادة في زاوية ميل السطح إلى تقليل قوى الشد القصوى في الطبقات مهما كان وضعها في الجدار

الكلمات الدالة:

الهياكل الداعمة، التعزيز، التركيبات الأرضية، الانهيارات الأرضية، الحساب العددي، فلاك ثلاثي الإبعاد

Remerciements	I
Résumé	II
ملخص	III
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XIII
Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement	3
1.1 Introduction	3
1.2 Historique	3
1.3 Définition des ouvrages de soutènement	4
1.4 Définition types des ouvrages de soutènement:	4
1.4.1 Murs de soutènement :	4
1.4.1.1 Murs poids :	5
1.4.2 Écrans de soutènement	6
1.4.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :	6
1.4.3 Systèmes de soutènement composites:	7
1.4.3.1 Massifs en sol renforcé :	7
1.4.4 Fonctions	8
1.5 Classement des ouvrages de soutènement	8
1.6 types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée	11
1.7 Notions de poussé et de butée des terres	12
1.7.1 Etat limite de butée	14
1.7.2Etat limite de poussée	15
1.7.3 méthodes de calcul des poussées et des butées des terres:	16

Table des matières

1.7.3.1 Méthodes de calcul classiques:	16
1.7.3.2 La méthode globale.....	16
1.7.3.3 Méthodes basées sur la théorie de l'analyse limite.....	18
1.7.3.4 Autre méthodes.....	18
1.8 Murs renforcés.....	18
1.8.1 Différents types d'ouvrages en sol renforcé.....	18
1.8.2 Mécanismes de rupture.....	20
1.8.2.1 Mécanisme de rupture externe	20
1.8.2.2 Mécanisme de rupture interne	20
1.8.2.3 Mécanisme de rupture au parement	21
1.8.3 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	21
1.8.4 Stabilité d'un ouvrage de soutènement.....	22
1.8.4.1 Stabilité interne:.....	23
1.8.4.2 Stabilité externe.....	24
1.8.4.3 Stabilité au renversement :	24
1.8.4.4 Stabilité au glissement :	25
1.8.5 Stabilité au poinçonnement :	25
1.9 Conclusion.....	26
Chapitre II : Géosynthétiques et leurs applications.....	27
2.1 Introduction.....	27
2.2 Notions sur les géosynthétiques.....	27
2.3 Définitions géosynthétiques.....	28
2.4 Fonctions et Applications des géosynthétiques.....	28
2.5 Les produits de géosynthétique	31
2.5.1 Les géotextiles.....	31

Table des matières

2.5.1.1 Définition.....	31
2.5.1.2 Types degéotextile	31
2.5.2 Géogrille.....	33
2.5.2.1 Définition.....	33
2.5.2.2 Type degéogrilles.....	33
2.5.3 Les géomembranes.....	35
2.5.3.1 Définition.....	35
2.5.4 Les Géocellules.....	36
2.5.4.1 Définition.....	36
2.5.5 Géocomposit.....	36
2.5.5.1 Définition.....	36
2.5.6 Géofilet.....	36
2.5.6.1 Définition.....	36
2.6 Les matières premières et leurs propriétés.....	37
2.7 Caractéristiques des géosynthétiques.....	40
2.7.1 Coefficient de frottement $f\phi$	40
2.7.2 Résistance à l'endommagement.....	41
2.8 Domaines d'application des géosynthétiques.....	42
2.9 Avantages des géosynthétiques en sols renforcés	43
2.10 Applications des géosynthétiques pour le renforcement des sols	44
2.11 Application des géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements.....	44
2.12 Mur de soutènement en remblai	45
2.12.1 Fonctionnement interne.....	47

Table des matières

2.12.2 Fonctionnement externe	48
2.13 Conclusion	49
Chapitre 3 Outil numérique et lois de comportement utilisé	50
3.1 Introduction	50
3.2 Description du logiciel et des Paramètres utilisés	50
3.2.1 Présentation du code de simulation numérique FLAC3D	50
3.2.2 Méthodes numériques	52
3.2.2.1 Méthode des différences finies	52
3.2.3 Analyse Lagrangienne	55
3.3 Génération de maillage	55
3.4 Résolution en mode explicite	57
3.5 Méthodologie de modélisation par FLAC et FLAC3D	58
3.6 Eléments structurels	60
3.6.1 Eléments Géogrille	60
3.6.2 Paramètres du l'élément géogrille (Geogrid)	60
3.6.3 Eléments d'interfaces	61
3.7 modèles de comportement	64
3.7.1 le modèle elasto-plastiques de mohr-coulmb	64
3.7.2 critère de plasticité de mohr-coulomb	65
3.8 conclusion	67
chapitre 4 : modélisation numérique des murs de soutènement renforcés par geogrille	68
4.1 introduction	68
4.2 présentation du modèle numérique	69
4.3 maillage et conditions aux limites	70

Table des matières

4.4 propriétés des matériaux	70
4.5 présentation du modèle numérique	73
4.6 résultats et discussion	74
4.6.1 influence de la cohésion sur le déplacement du parement	74
4.6.2 influence de l'inclinaison du parement	75
4.6.3 influence de la cohésion sur la tension dans les nappes	77
4.6.4 influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes :.....	78
4.6.5 influence de la cohésion sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement :.....	79
4.6.6 influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement :.....	80.
4.7 conclusion	82
CONCLUSION GENERALE	83
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	85

Liste des figures

Liste des figures

CHAPITRE 1 :

figure 1.1: ouvrages de soutènement.	4
figure 1.2 exemple de mur poids en beton.	5
figure 1.3 exemple de mur forme de gabion	6
figure 1.4 mur en beton arme	7
figure 1.5 exemple de mur renforcee par geosynthetique.	8
figure 1.6 principe de la pousse et de la butee.	13
figure1.7 etat de contrainte au sein d'un massif [9].	13
figure 1.8 etat de contrainte representation du cercle de mohr	14
figure1.9 deplacement de l'ecran correspondant a une mise en butee.	15
figure 1.10 categories d'ouvrage en remblai renforce (nf p94-270, 2009).	19
figure1.11 exemples d'ouvrages en sol renforce (nf p94-270, 2009).	19
figure 1.12 -(a, b et c) modes de rupture: externe; (d, e et f) modes de rupture interne; (g, h et i) modes de rupture du parement (bathurst et simac, 1994).	22
figure 1.13 exemples de modes limites pour la rupture des elements de structure des ouvrages de soutènement, eurocode7	23
figure 1.14 stabilite interne du mur poids.	23
figure 1.15 trois types de stabilite externe.	24
figure1. 16 influence de renversement sur le mur.	24
figure 1.17 rupture par translation (glissement)	25
figure 1.18 influence de poinçonnement sur le mur.	25

CHAPITRE 2 :

figure 2.1 principales fonctions des geosynthetiques.	30
figure 2.2 geotextiles non-tisse	32
figure 2.3 geotextiles tisses	32
figure 2.4 geotextiles tricote	33
figure 2.5 geogrille uni-axiales	34
figure 2. 6 geogrille bi-axiales	34
figure 2. 7 geogrille tridimensionnelles	35
figure 2.8 geomembrane	35

Liste des figures

figure 2. 9 geocellule.....	36
figure 2. 10 geofilet.....	37
figure 2.11 comportement simplifie d'une inclusion a la traction	40
figure 2.12 : differente application des geosynthetiques (d'apres gourc, 1993)	43
figure 2.*: Mur soutènement (Bathurst 2007b).....	45
figure 2.13 : ouvrage en remblai renforce par nappes de geotextile a parements verticaux et independants	46
figure 2.14 :ouvrage en remblai renforce par nappes de geotextile a parement incline.	47
figure 2.15 : stabilite interne et externe des ouvrages en remblai renforce	48

CHAPITRE 3 :

figure 3.1:cycle elementaire du calcul explicite par differences finies, d'apres billaux et cundall (1993).....	57
figure 3.2 :methodologie de modelisation numerique par les codes de calcul flac/flac3d d'apres le manuel flac (2005)	59
figure 3. 3 : detail des composants d'un element d'interface (manuel de flac3d,2006	62
figure 3.4 : dimension de la zone utilisee pour le calcul des raideurs (itasca, 2006)...	63
figure 3.5 : repartition des zones representatives de noeuds d'interface (itasca, 2006).	63
figure 3.6 : critere de rupture de mohr-coulomb dans flac.	66
figure 3.7 : determnation des parametres du modele de base de mohr-coulomb.....	67
figure 3.8 : presentation du modele etudie	67

Liste des figures

CHAPITRE 4:

figure 4. 1 : l'effet de la cohésion sur le déplacement du parement	69
figure 4.2 : parement incline	75
figure 4.3 : effet de l'inclinaison du parement sur ses déplacements	75
figure 4.4 : influence de la cohésion sur la tension dans les nappes	76
figure 4.5 : influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes.....	77
figure 4.6 : influence de la cohésion sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement	78
figure 4.7 : influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement	80

Liste des tableaux

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 :

tableau 1.1 ouvrages de soutènement qui reprennent la poussee par leur poids	9
tableau 1.2 ouvrages de soutènement qui reprennent la poussee par leur encastrement	10
tableau 1.3 ouvrages de soutènement reprenant en totalite ou en partie la poussee par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation	11
tableau 1.4 les divers types d'ouvrages de soutènement classes selon la maniere de reprise de la poussee.	12
tableau 1.5 mecanismes de rupture possibles dans le cas de butee.....	17

CHAPITRE 2 :

tableau 2.1 presente les geosynthetiques et leurs fonctions.....	31
tableau 2.2 : comparaison des proprietes des polymeres synthetiques pour un poids identique (d'apres john 1978).....	39
tableau 2.3 : principales proprietes des matieres premieres des fibres (oecd, 1991) ...	39
tableau 2.4: valeurs d'angle de frottement sol/geotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de frottement sol/sol.....	41

CHAPITRE 3 :

tableau 3.1 : les modeles de comportement predefinis dans le code flac3d.....	51
tableau 3.2 : comparaison des methodes explicites et implicites, d'apres billaux et cundall (1993).....	55
tableau 3.3 : formes des zones primitives disponibles dans flac3d, d'apres le manuel de flac3d (2006).....	56
tableau 3.4 : comparaison des methodes explicite et implicite, d'apres billaux et cundall (1993).....	58

Liste des tableaux

CHAPITRE 4 :

tableau 4.1 :caracteristiques geomecaniques du sol.....	71
tableau 4.2 : proprietes des interfaces	71
tableau 4.3 : caracteristiques du mur.....	73

Introduction générale

Introduction générale

Le renforcement des sols par géosynthétiques est une technique qui permet la construction rapide et économique des ouvrages de soutènement. Cette technique connaît un essor important depuis quelques décennies. Les géosynthétiques permettent l'amélioration des qualités des sols dans divers domaines : l'étanchéité, le drainage, le renforcement et la protection. Ces dispositifs peuvent être associés à un massif de remblai à parement vertical ou sub-vertical pour constituer un massif en sol renforcé équivalent à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage.

Les murs de soutènement renforcés par géosynthétiques sont construits de blocs modulaire en béton (segmentaires) se répandent depuis quelques années en raison de leur bonne performance, l'esthétique, le coût et la rapidité de construction (Bathurst et Simac 1994; Collin 1997). La nature flexible des systèmes des murs de soutènement segmentaires et la petite taille des blocs modulaires permettre à construire des murs à géométrie complexe dans des conditions défavorables dusite.

Le rôle principal des nappes géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) lorsque le massif sol renforcé est sollicité, les renforts, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. Les principaux avantages de ce matériau sont d'être souple et déformable, donc peu sensible aux tassements du sol de fondation, et économique. Le parement a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement.

La modélisation numérique est l'une des plusieurs méthodes utilisé pour l'étude des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par géosynthétiques, cette méthode permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres (du sol, du renforcement et de l'interface sol/renforcement...etc) en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Ce travail de mémoire est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine des calculs numérique des ouvrages en sol renforcé par géosynthétiques à l'aide de logiciel FLAC3

Introduction générale

Le travail présenté est composé de (4) chapitres :

- Le premier chapitre sera consacré à une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement et de leur contenu, les types, les classements et fonctionnement des ouvrages de soutènement.
- Le deuxième chapitre sera consacré pour citer les éléments de renforcement par géosynthétiques et de son contenu, les types et fonctions de renforcement.
- Le troisième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (FLAC 3D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.
- Le quatrième chapitre représente notre première contribution à ce mémoire, étude numérique d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par des nappes horizontales de géogrid. Nous étudierons l'effet de la cohésion et de l'angle d'inclinaison sur le déplacement latéral du parement et l'effort de traction dans les nappes de géogrids.

Chapitre I :

Synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement

1.1 Introduction

Un ouvrage de soutènement est défini comme étant une structure dont la mission principale est d'assurer le support latéral des massifs de terres, quand ces derniers ne peuvent pas présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement.

Les murs de soutènement sont réalisés dans différents secteurs de génie civil, tels que : Les structures hydrauliques, les tunnels, les mines, les routes, les ports, les digues, ouvrages militaires etc...

1.2 Historique

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche).

Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

Dans sa version initiale de l'époque moderne le *mur poids* en béton qui succéda au milieu du XXe siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur).

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement.

1.3 Définition des ouvrages de soutènement:

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanche, en site urbain pour réduire l'emprise d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art en vue de la construction d'une route, ou sur un talus naturel.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, et ceux composés d'une paroi résistante et

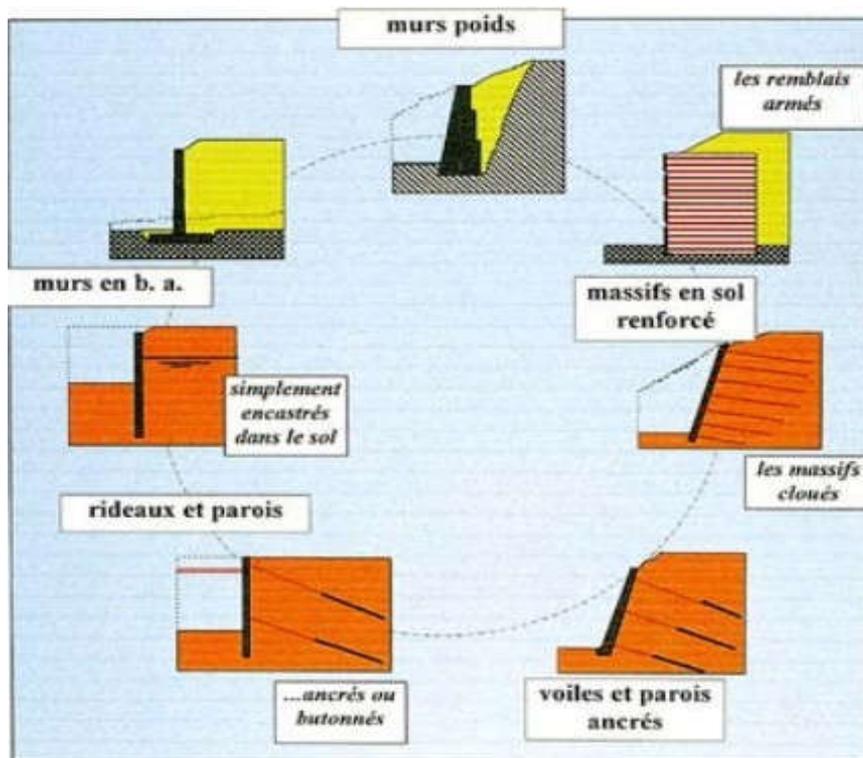


Figure 1.1: ouvrages de soutènement.

1.4 Différents types des ouvrages de soutènement:

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Distinguons trois grandes classes d'ouvrages de soutènement :

1.4.1 Murs de soutènement :

Ce sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant. Ils sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, comme les murs en

béton armé en (T renversé ou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres) ou formés d'éléments spéciaux (gabions métalliques).

1.4.1.1 Murs poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.

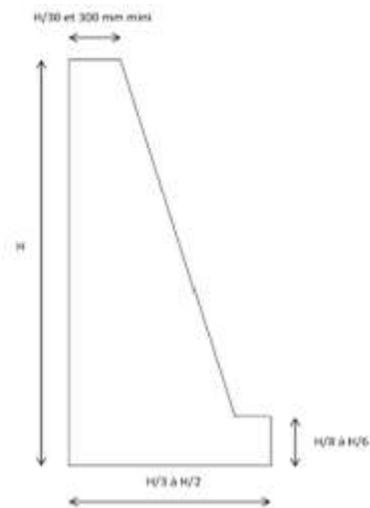


Figure 1.2 Exemple de mur poids en béton.

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements). A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.

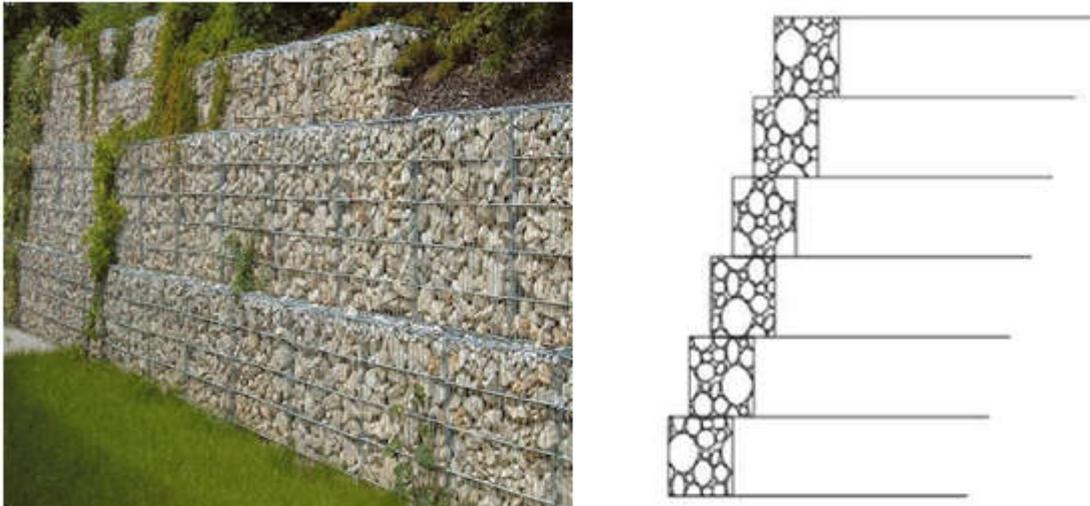


Figure 1.3 Exemple de mur formé de gabion

1.4.2 Écrans de soutènement

Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant. Qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé.

1.4.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé. Ce type de mur de soutènement est très couramment employé. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. La semelle peut-être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Ils sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes). Ces murs sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.

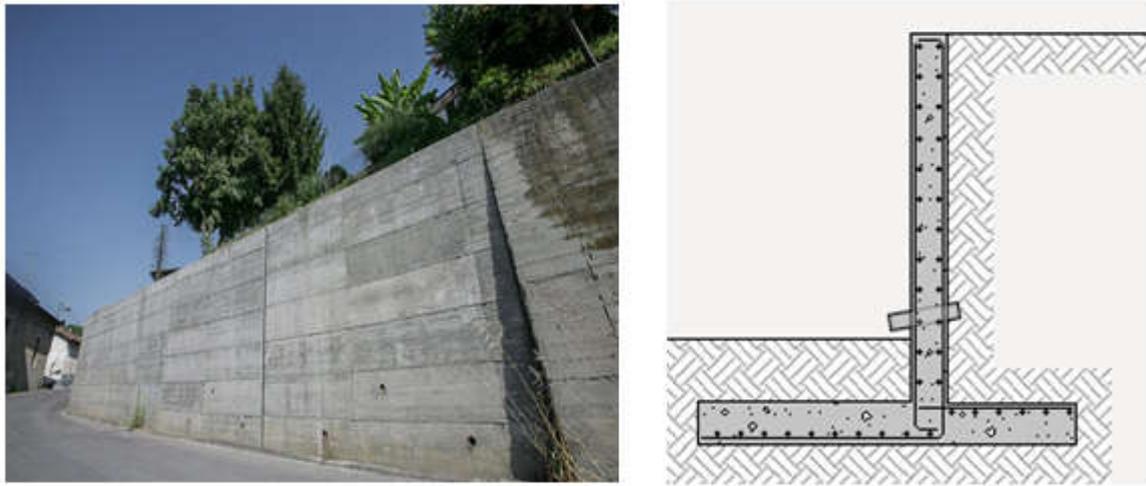


Figure 1.4 Mur en béton armé

1.4.3 Systèmes de soutènement composites:

Ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposés entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. (Batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

1.4.3.1 Massifs en sol renforcé :

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.

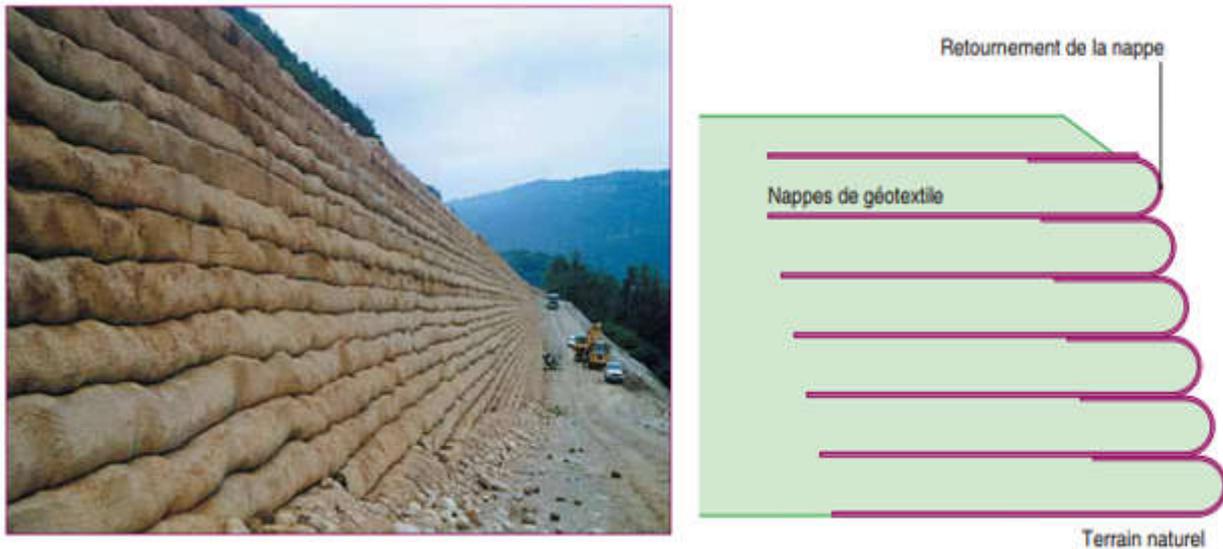


Figure 1.5 Exemple de mur renforcée par géosynthétique.

1.4. Fonctions

Un mur de soutènement est destiné à « soutenir » de la matière pulvérulente ou granulaire, par exemple : de la terre, du sable.

Il est utilisé dès qu'il y a de la terre à retenir, en principe lorsque le terrain est en pente. Le mur de soutènement peut aussi servir à :

- Protéger une construction de crues ou de l'érosion;
- Délimiter un terrain comme le ferait un mur de clôture;
- Constituer un mur anti bruit

1.5 Classement des ouvrages de soutènement

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de Soutènement (tableau 1.1), soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement (tableau 1.2), soit par des ancrages (tableau 1.3).

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids

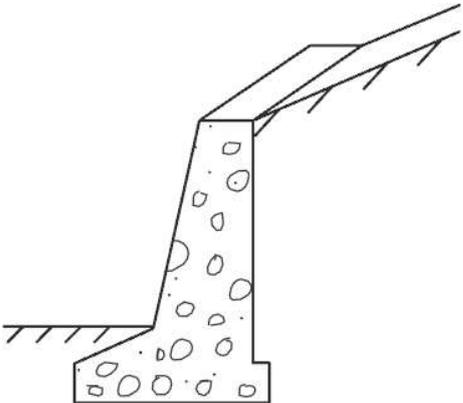
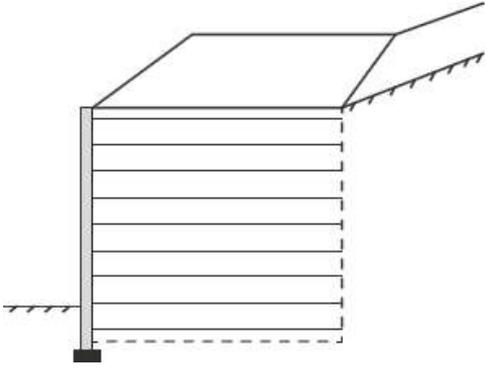
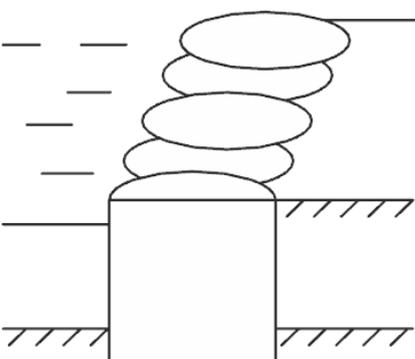
Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
<p>Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>-Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pourmille</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>-Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>
<p>Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p> 	<p>-Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p>

Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement

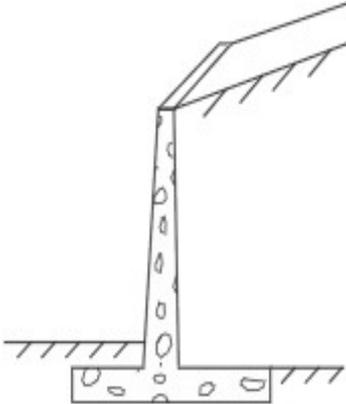
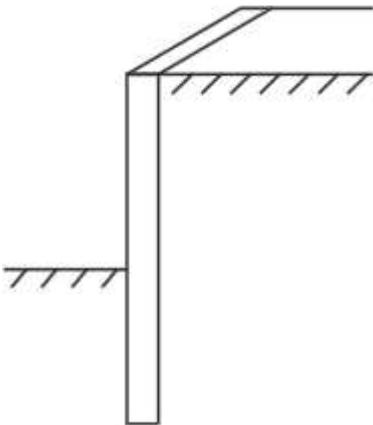
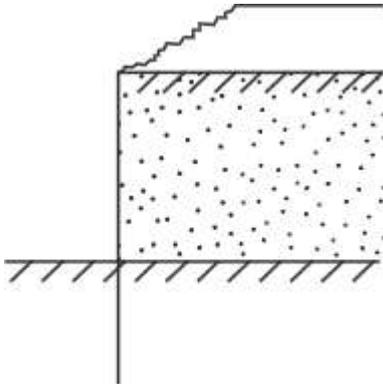
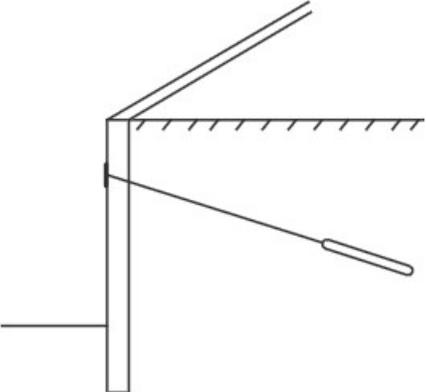
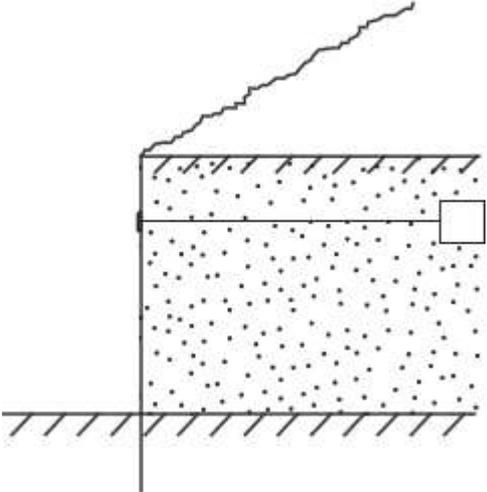
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids durementblai.</p>
<p>Mur en parois moulées</p> 	<p>Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p>Rideau de palplanches, encastree dans le sol de fondation</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Tableau 1. 3 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages 	Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection.
Paroi berlinoise 	Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

1.6 types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée

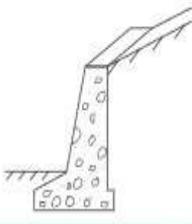
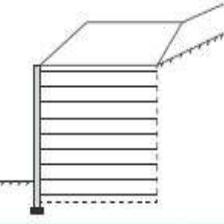
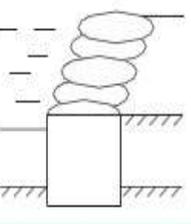
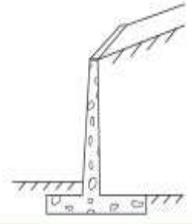
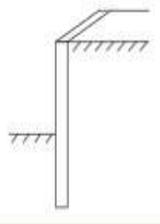
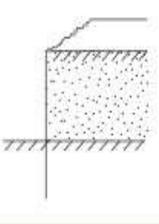
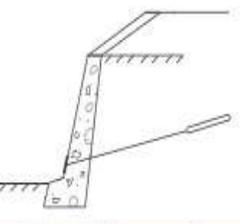
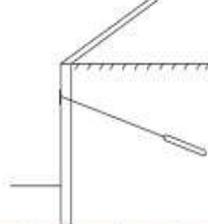
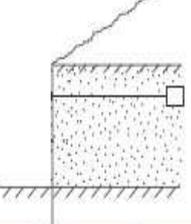
Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués:

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement;

- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement;
- La poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau 1.4 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples.

Tableau 1.4 Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur-poids en béton ou maçonnerie	 Mur en sol renforcé	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur en « T inversé » en béton armé	 Paroi moulée	 Palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

1.7 Notions de poussé et de butée des terres

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

Poussée : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la

rupture s'est produite par cisaillement.

Butée : Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

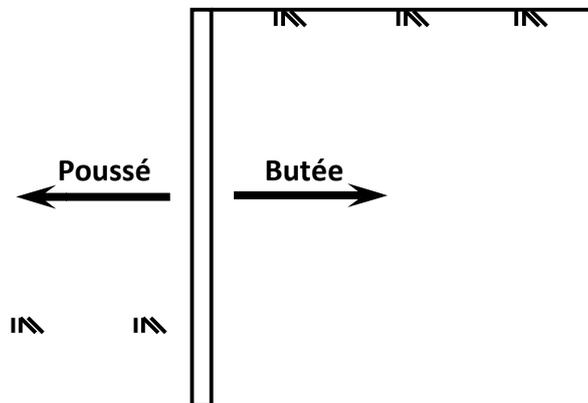


Figure 1.6 Principe de la poussée et de la butée.

Soit un massif limité par une surface libre plane horizontale non chargée.

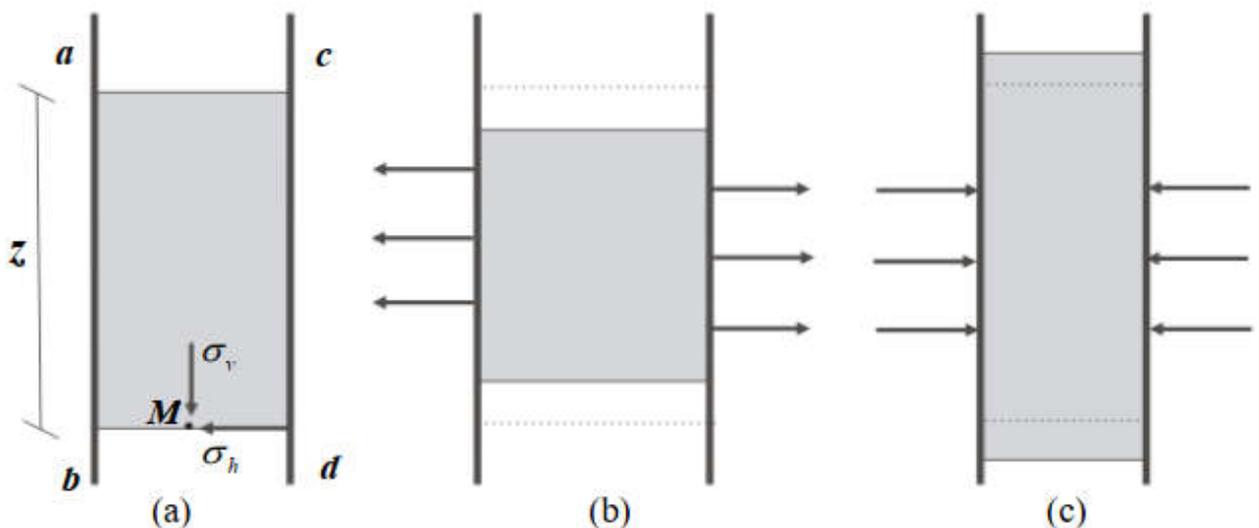


Figure1.7 Etat de contrainte au sein d'un massif [9].

Considérons le point M (Fig1.7a), étant situé à la profondeur z, la contrainte Verticale σ_v est

Égale à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Avec :

(γ : poids volumique de massif).

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot k_0$$

S'il n'y a pas de déplacement latérale, puisque le massif à l'origine est au repos

(Fig1.7. A). K_0 : étant le coefficient des pressions des terres au repos: il dépend de la nature de sol, de son histoire et de la profondeur considéré.

L'état de contrainte en M est représenté par le cercle de Mohr de diamètre r (Fig.1.8).

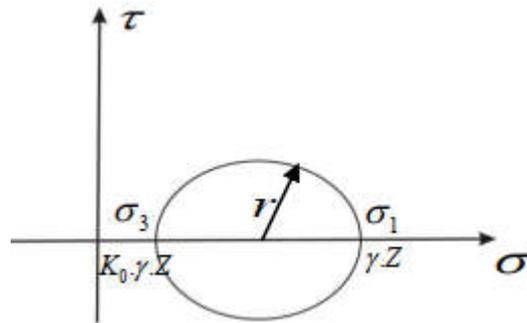


Figure 1.8 Etat de contrainte Représentation du cercle de Mohr

$$D = \sigma_v - \sigma_h = \sigma_1 - \sigma_3$$

Il existe plusieurs formules pour la détermination de K_0 .

Formule de Jacky pour les sables : $K_0 = 1 - \sin \varphi$

Pour les sables et gravier.
$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Matériaux élastiques:
$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$K = 0 \sigma_h = \sigma_v$ (État de contrainte hydrostatique)

❖ L'essai triaxial normalement consolidé NC (OCR=1)

Pour les argiles:
$$0.55 \leq K_0 \leq 0.65$$

Pour les sables:
$$0.4 \leq K_0 \leq 0.5$$

1.7.1 Etat limite de butée

Supposons que, dans le massif semi-indéfini à surface libre horizontale, la partie à gauche de M soit remplacée par un écran au point M, la contrainte régnant sur l'écran est égale à σ_h (Figure 1.9).

Supposons maintenant que l'on force l'écran à se déplacer vers le massif. Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture

du massif de terre.

La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif. La contrainte σ_h prend alors la valeur donnée par la formule suivante:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_p$$

Avec K_p = coefficient de butée des terres

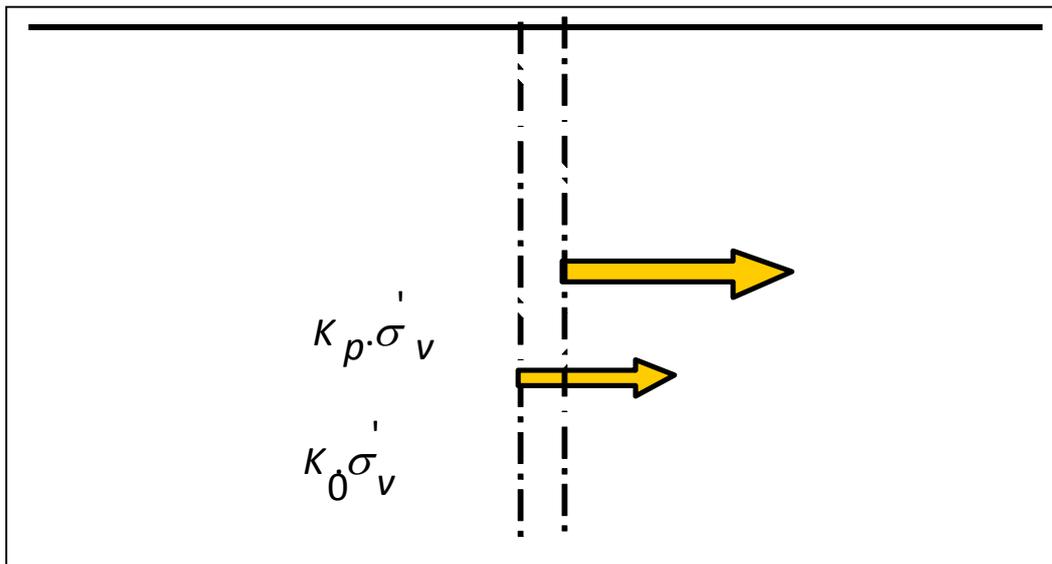


Figure 1.9 Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée.

1.7.2 Etat limite de poussée

Si, au contraire, l'écran se déplace vers la gauche, le sol tendance à suivre ce mouvement et la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite est atteint : c'est l'état d'équilibre actif défini par la formule suivante:

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec K_a : coefficient de poussée des terres.

1.7.3 méthodes de calcul des poussées et des butées des terres:

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol; elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

1.7.3.1 Méthodes de calcul classiques:

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, dites aussi à la rupture, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite. En fait, dans ces méthodes de calcul on ne considère que ce qui se passe au contact sol-écran. Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif.

Les trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes : la méthode de Coulomb (1776), la méthode de Rankine (1857) et la méthode de Boussinesq (1882).

1.7.3.2 La méthode globale

On admet qu'une partie du massif accompagne l'écran dans son déplacement et se détache du reste du massif et glisse suivant une bande de rupture dont la forme reste à définir. On peut calculer la poussée (ou butée) sur l'écran en étudiant l'équilibre du coin de terre qui accompagne l'écran dans son déplacement. Dans tous les cas on admet, le long de toute la ligne de glissement ou de rupture la loi

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

(Avec l'hypothèse que le milieu est pulvérulent non surchargé: $C=0$)

- Mécanismes de rupture

Partant d'une hypothèse simplificatrice admet que la ligne de rupture est rigoureusement rectiligne, Coulomb (1773) a mis au point une méthode de calcul qui consiste à étudier l'équilibre global du coin de glissement en tenant compte de la résistance au cisaillement sur le contour du volume du coin correspondant.

Poncelet (1840) puis Culman (1866) ont développé cette théorie et proposé des constructions graphiques. Krey (1936) a publié des tables facilitant les calculs. D'autres auteurs tel que Rendulic (1936), Terzaghi (1936), Ohde (1938) ont approché le problème par hypothèses sur les surfaces de glissement (plan, cercle,..ect

Les mécanismes de rupture possibles dans le cas de butée sont (tableau.1.5):

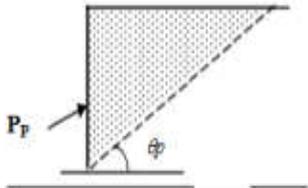
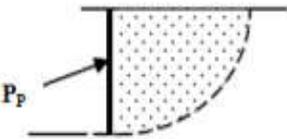
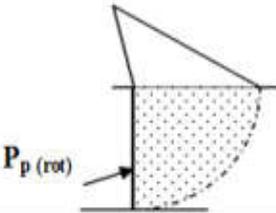
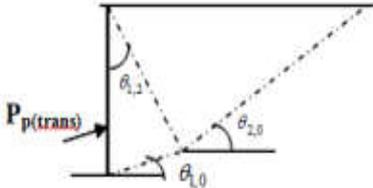
COULOMB		Surface de glissement plane.	pour tous murs lisse et pour un mur rugueux jusqu'à $\varphi = 35^{\circ}$
CAQUOT KERISEL		Surface de glissement courbe	Valable pour les murs rugueux $\varphi = 35^{\circ}$
KREY		Surface de glissement circulaire	Valable pour rotation du mur dans le tiers inférieur
GOLDSCHIEDER GUDEHUS		Surface de glissement composée (solides triangulaires rigides).	Valable pour translation du mur.

Tableau1.5 Mécanismes de rupture possibles dans le cas de butée.

1.7.3.3 Méthodes basées sur la théorie de l'analyse limite

La théorie de l'analyse limite est basée sur deux approches complémentaires:

- Approche statique (limite inférieure)

Elle énonce que l'effort ou charge de rupture calculée à partir d'un champ de contrainte admissible est une limite inférieure de l'effort ou de la charge de rupture réelle.

- Approche cinématique (limite supérieure)

Elle énonce que l'effort ou la charge de rupture calculée à partir d'un mécanisme de rupture cinématiquement admissible est une limite supérieure de l'effort ou de la rupture réelle.

1.7.3.4 Autre méthodes

Parmi autres méthodes, citons les méthodes de Stroganov (1958), la théorie de l'élasticité et de la plasticité se basant sur l'hypothèse d'un sol continu, et la théorie des probabilités au problème de mouvement de sol développé par Litwinisyn (1956).

1.8 Murs renforcés

1.8.1 Différents types d'ouvrages en sol renforcé

Le type de parement joue un rôle fondamental sur les déformations horizontales des ouvrages en sol renforcé. Des exemples d'ouvrages en sol renforcé sont présentés sur la (figure 1.11).

Selon le parement de la face amont, quatre cas peuvent être distingués :

- Les murs verticaux (Figure1.10a)
- Les murs à fruit (Figure1.10b)
- Les murs ou talus renforcés inclinés (Figure1.10c)
- Les murs ou talus renforcés très inclinés (Figure1.10d)

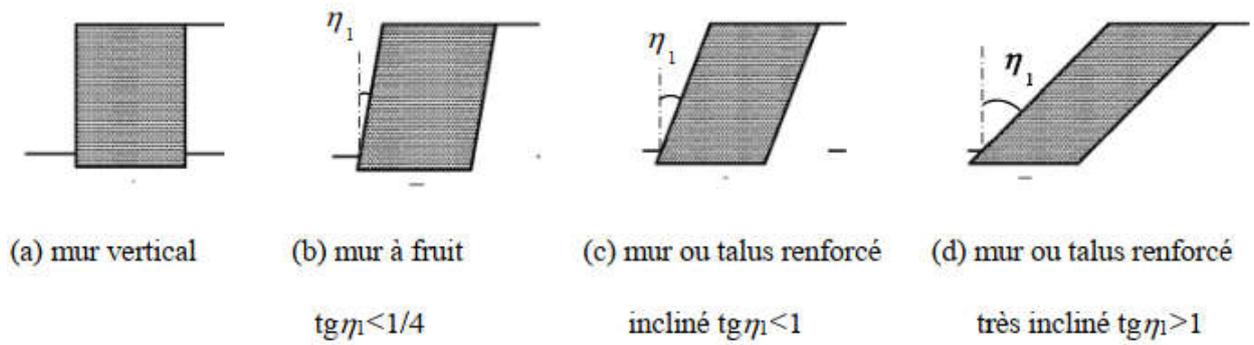


Figure 1.10 Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

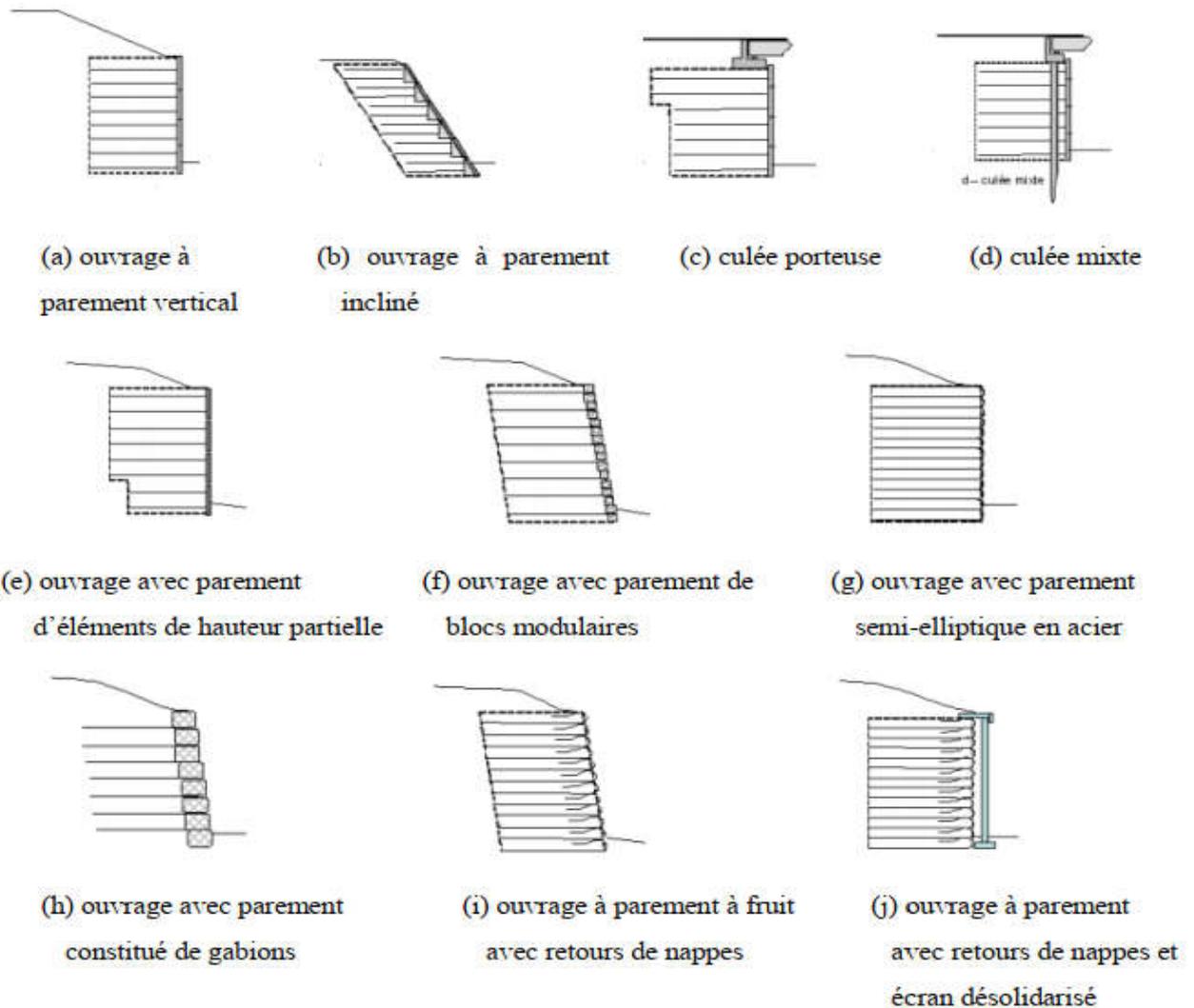


Figure 1.11 Exemples d'ouvrages en sol renforcé (NF P94-270, 2009).

1.8.2 Mécanismes de rupture

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé nécessite la vérification des conditions de stabilité en considérant les différents modes de rupture. Pour cela, il est indispensable de déterminer les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, l'espacement vertical entre ces nappes et la longueur de renforcement et pour assurer l'équilibre interne et externe de l'ouvrage. Les modes de rupture possibles pour les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont présentés sur la Figure(1.12).

1.8.2.1 Mécanisme de rupture externe

Pour ce mécanisme, il est possible de définir trois modes de rupture :

- 1) Glissement, ce mode de rupture se passe lorsque la poussé du sol retenu est supérieure à la pression due au poids propre du sol renforcé;
- 2) Renversement, est aussi provoqué par le sol retenu. La stabilité de l'ouvrage pour ce mode de rupture est assurée par la largeur du sol renforcé;
- 3) Poinçonnement, ce mode de rupture se produit lorsque la pression due au chargement appliqué sur le remblai renforcé et son poids propre, dépasse la portance du sol de fondation.

1.8.2.2 Mécanisme de rupture interne

Dans ce cas, il y a aussi la possibilité de trois modes de rupture :

- 1) Rupture par défaut d'adhérence entre le sol et les nappes de renforcement, qui se produit lorsque la force de traction maximale dans les nappes de renforcement est supérieure à la résistance au cisaillement sol-renforcement;
- 2) Rupture par cassure des nappes de renforcement, dès que la force de traction dans les nappes de renforcement dépasse sa valeur ultime, on peut constater une rupture interne selon le plan de Rankine ou Coulomb;
- 3) Glissement interne d'une partie du sol renforcé, lorsque la contrainte de cisaillement dans le sol, dépasse la résistance au cisaillement à l'interface sol-renforcement.

1.8.2.3 Mécanisme de rupture au parement

On distingue trois cas :

- 1) Rupture du système de connexion, les outils de connexion parement-renforcement doivent être choisis pour résister aux forces de connexion;
- 2) Rupture du parement par cisaillement, les blocs du parement doivent être choisis avec une résistance au cisaillement supérieure à la poussée du sol renforcé;
- 3) Renversement des blocs du parement, l'ouvrage doit être dimensionné avec un espacement vertical entre les nappes de renforcement qui empêche le renversement des blocs modulaires en réduisant la poussée des terres.

1.8.3 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé

La conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basée sur l'approche de l'équilibre limite (Ling, H.I,et all (2000)) ,qui consiste à satisfaire la stabilité interne et externe dans laquelle les critères de conception nécessaires et le facteur de sécurité minimale sont respectés. L'approche de l'équilibre limite est détaillée dans de nombreuses règlement de dimensionnement : Royaume-Uni (BSI, 2010), Hong Kong (Geoguide-6, 2002), Allemagne (EBGEO (Johnson, 2012)), France (NF-P94-270, 2009), et aux Etats-Unis en utilisant le Federal Highway Administration (FHWA, 2009) ou l'Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2012). Dans cette thèse on adopte la méthode présentée par l'AASHTO (2012), cette approche est la plus utilisée dans les travaux de recherche, parce qu'elle considère de nombreux paramètres.

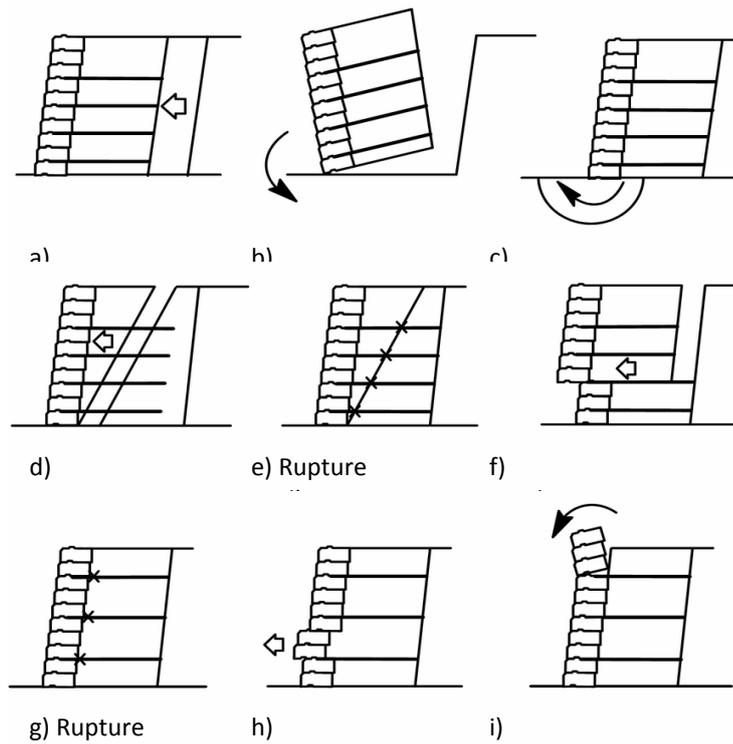


Figure 1.12 -(a, b et c) Modes de rupture: externe; (d, e et f) Modes de rupture interne; (g, h et i) Modes de rupture du parement (Bathurst et Simac, 1994).

1.8.4 Stabilité d'un ouvrage de soutènement

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux. Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

1.8.4.1 Stabilité interne:

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il ya lieu de vérifier vis-à-vis des efforts(et déplacements) qui la sollicitent. L'Eurocode7,

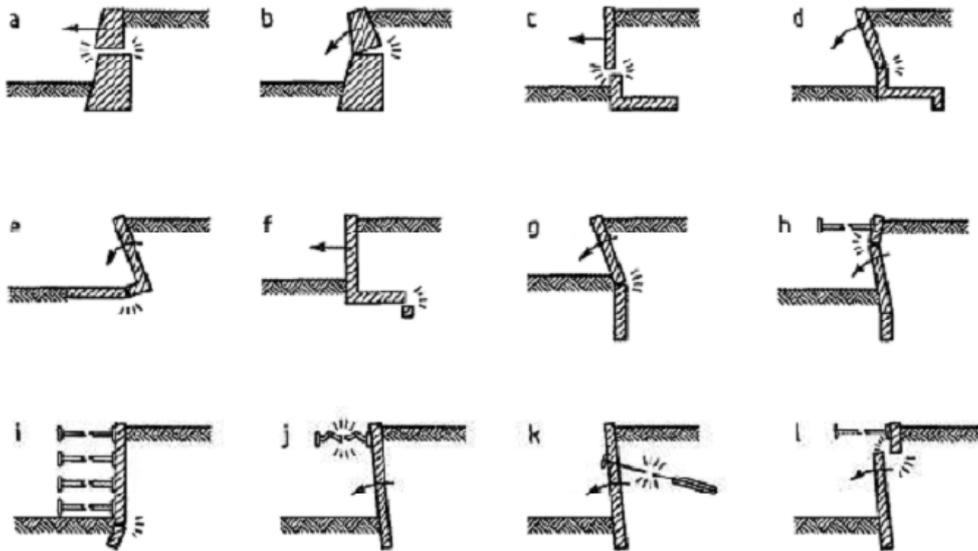
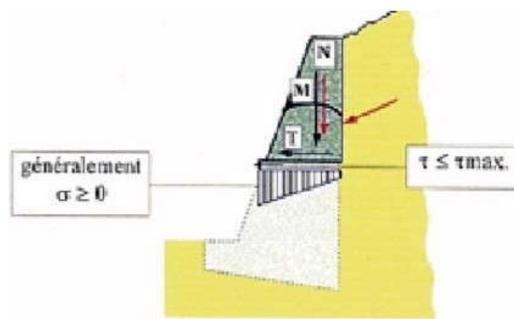


Figure 1.13 Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode7

La stabilité interne du mur poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies:

- Toute section horizontale est comprimée(sans dépasser la résistance propre des éléments, en cas de murs cellulaires)
- La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (les éléments ne doivent pas glisser entre eux, en cas de murs cellulaires).



résistance interne

Figure 1.14 Stabilité interne du mur poids.

1.8.4.2 Stabilité externe

Il existe trois types de stabilité externe :

- ✓ La stabilité au renversement.
- ✓ La stabilité au glissement.
- ✓ La stabilité au poinçonnement.

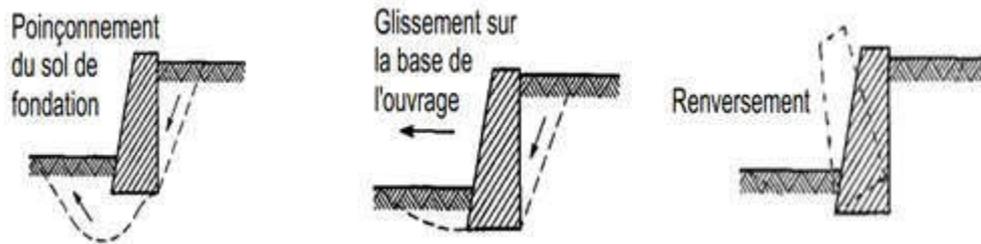


Figure 1.15 Trois types de stabilité externe.

1.8.4.3 Stabilité au renversement :

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.

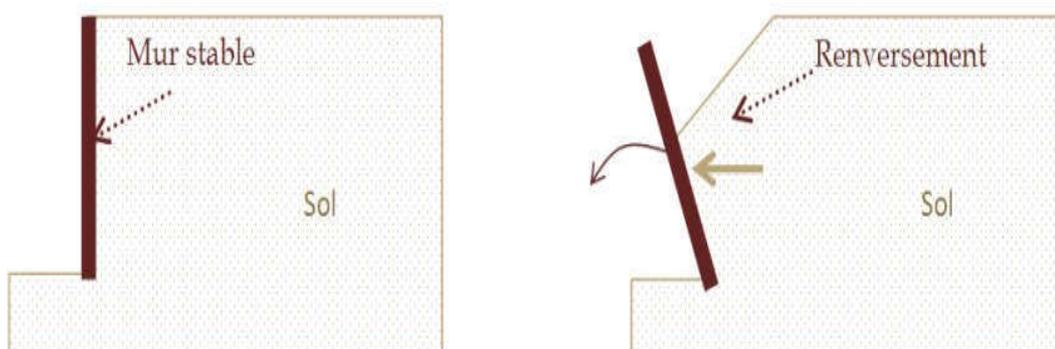


Figure1. 16 Influence de renversement sur le mur.

1.8.4.4 Stabilité au glissement :

un volume du sol derrière le mur risque de glisser suite à la perturbation de son équilibre naturel par la présence du mur. Les ouvrages de soutènement peut glisser sur sa base. La vérification de cette stabilité est nécessaire pour les murs poids. Le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices doit être supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

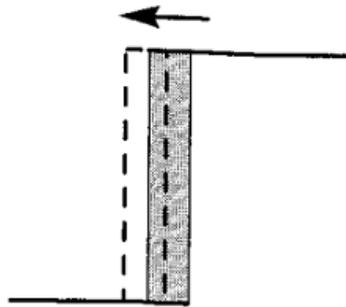


Figure 17 Rupture par translation (glissement)

1.8.5 Stabilité au poinçonnement :

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité.

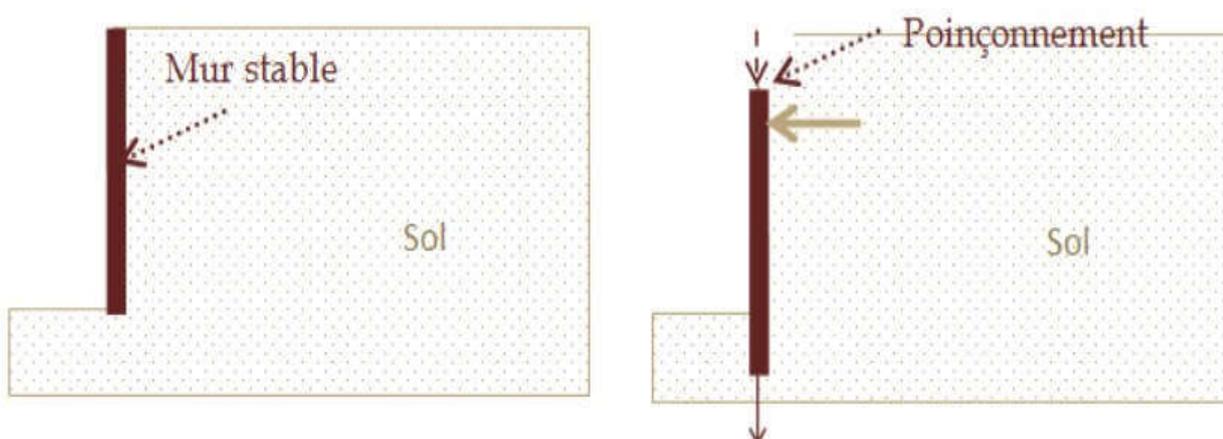


Figure 1.18 Influence de poinçonnement sur le mur.

1.9 Conclusion

Le premier chapitre est consacré à la présentation des différentes définitions et classifications des ouvrages des soutènements ainsi que leur comportement lié d'une part aux caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage et d'autre part aux sollicitations dues aux pressions des terres auxquelles il est soumis.

La compréhension du comportement mécanique de l'interaction sol-écran est capitale pour la modélisation d'un grand nombre de problèmes géotechniques. Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement a pour objectif d'obtenir l'équilibre des forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de celle du massif retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

Dans leur déplacement relatif, le massif et le soutènement développent un frottement qui dépend des caractéristiques du parement (inclinaison, rugosité, matériau, ... etc.) et de la nature du sol. L'intensité des efforts de cisaillement croît alors avec l'amplitude du déplacement relatif et le frottement est décrit par le critère de Coulomb.

Le poids propre important et le frottement de la base sur le terrain de fondation sont des éléments prédominants de la stabilité des ouvrages gravitaires.

Dans ce chapitre on a également exposé quelques notions de mur de soutènement renforcé

Chapitre II : Géosynthétiques et leurs applications

2.1 Introduction

Apparu dans les années soixante, les géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certain matériaux composants des solutions technique traditionnelles dans le géotechnique ou le Génie civil.

Un géosynthétique est un terme générique désignant un produit manufacturé en usine, qui se présente sous forme de feuilles, de bandelette ou de structure tridimensionnelles embobinés en rouleaux de différentes dimensions.

L'incorporation et la mise en application des techniques géosynthétiques, notamment dans le cadre du renforcement des sols, peut permettre d'assurer une réponse efficace et durable, rapide et facile à mettre en œuvre, tout en permettant des économies sensibles. Les géosynthétiques ont été largement utilisés dans les ouvrages géotechniques comme des matériaux de renforcement tel que: les murs de soutènement, les talus, les remblais et les sols de fondations.

2.2 Notions sur les géosynthétiques

Dans une analogie directe avec le béton armé, les matériaux en acier et polymères fournissent la résistance et la stabilité à la traction ,aux sols qui ont de faibles ou aucune résistance à la traction,(Walters, D, et all (2002)). Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. *Holz 2001* rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

2.3 Définitions géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Selon la récente norme EN ISO 10318. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière ,les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation..etc.

2.4 Fonctions et Applications des géosynthétiques

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement 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 les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction. Leurs principaux rôles sont les suivants (figure 2.1) :

❖ Séparation : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée.

Applications : Routes et voies d'accès, ouvrages de retenue avec argile.

❖ Filtration : le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

Applications : Routes et voies d'accès, bâtiments, drains divers.

❖ Drainage : le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géo composites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré chargés.

Applications : Routes, rues, infrastructures routières (ponts, viaducs) bâtiment, bassins, et lieux d'enfouissement, aires de stationnement.

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

Applications : Routes, rues, sites d'enfouissement et bassins, stabilisation de talus et de pentes, revêtement de gazon renforcé. Digués, murs de soutènement, contrôle d'érosion, protection de berges.

❖ Protection : Usage d'un géosynthétique qui vise à réduire ou empêcher la tension et les attaques dues au poinçonnement sur un autre géosynthétique, majoritairement les géomembranes.

Applications : Routes, protection de géomembranes dans les sites d'enfouissement,

bassins, protection des regards, mûrissement du béton, protection de berges.

❖ Confinement des (barrières aux) fluides/gaz : le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en en capsulage de sols gonflants et confinement de déchets.

❖ Contrôle de l'érosion : le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments.

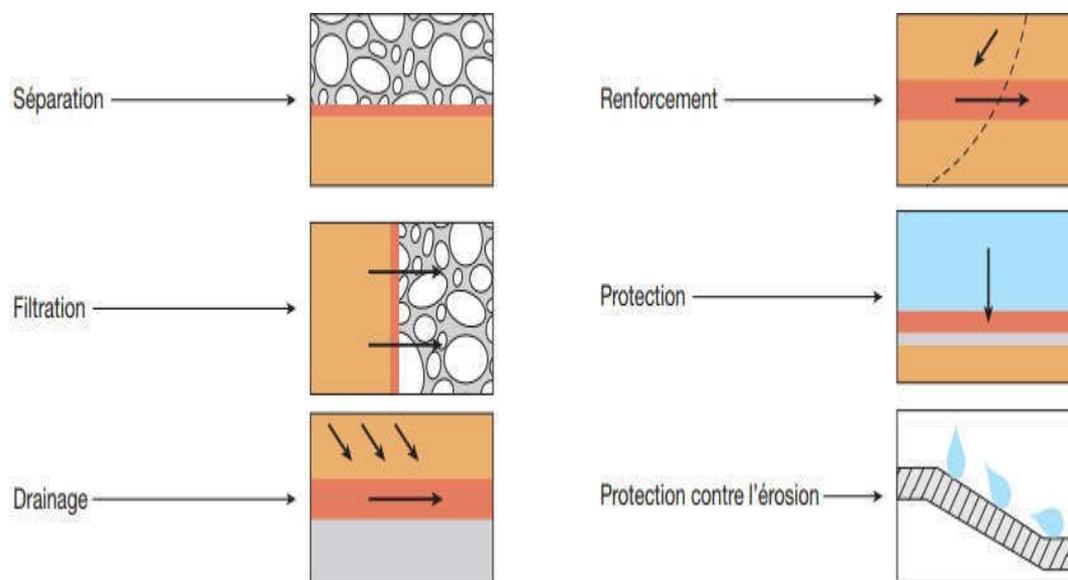


Figure 2.1 Principales fonctions des géosynthétiques.

types Géosynthétiques	Fonction				
	Séparati on	Renforceme nt	Filtratio n	Draina ge	Confineme nt
Géotextile	✓	✓	✓	✓	
Géogrille		✓			
Géonet				✓	
Géomembrane					✓
Géosynthétique Clay Liner					✓
Géotube				✓	
Géofam	✓				
Géocomposite	✓	✓	✓	✓	✓

Tableau 2. 1 présente les géosynthétiques et leurs fonctions.

2.5 Les produits de géosynthétique

2.5.1 Les géotextiles

2.5.1.1 Définition

Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin de séparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces. Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent.

2.5.1.2 Types de géotextile

Il existe trois grands types de géotextile :

➤ Géotextilenon-tissé

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liée par différents procédés mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.



Figure 2.2 Géotextiles non-tissé

➤ Géotextile tissé

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments. Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, (Nakane, A, et al (1996)) cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel. Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols

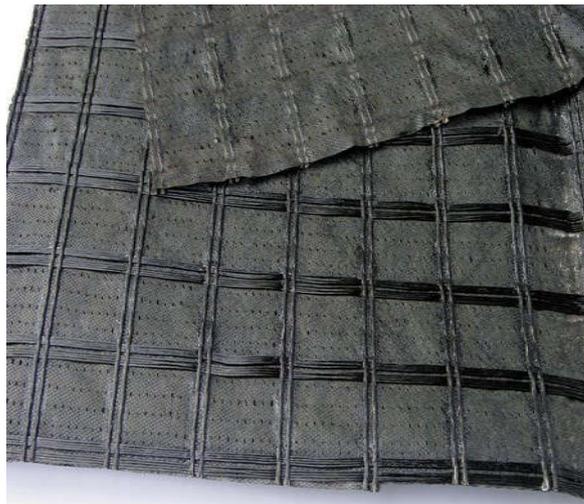


Figure 2.3 Géotextiles tissés

➤ Géotextile tricoté

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil.

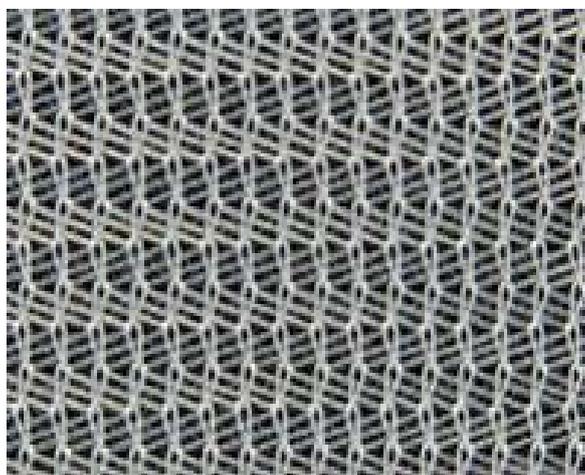


Figure 2.4 Géotextiles tricoté

2.5.2 Géogrille

2.5.2.1 Définition

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Ils sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains. Les géogrilles ont une haute rigidité et force plus que les autres géotextiles.

2.5.2.2 Type de géogrilles

Il existe trois grands types de géogrilles :

- Uni-axial : la résistance à la traction étant plus importante dans un sens (travers ou production) que dans l'autre, elles seront surtout utilisées pour renforcer les talus et les berges.

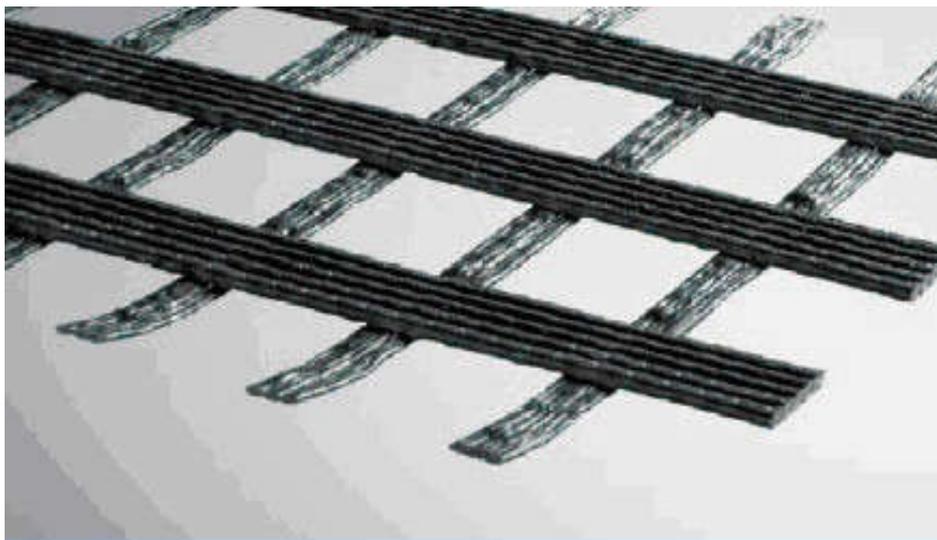


Figure 2.5 Géogrille uni-axiales

- Bi-axiales : la résistance à la traction étant sensiblement équivalente dans les deux sens, elles seront plutôt utilisées pour le renforcement et la fondation des routes.

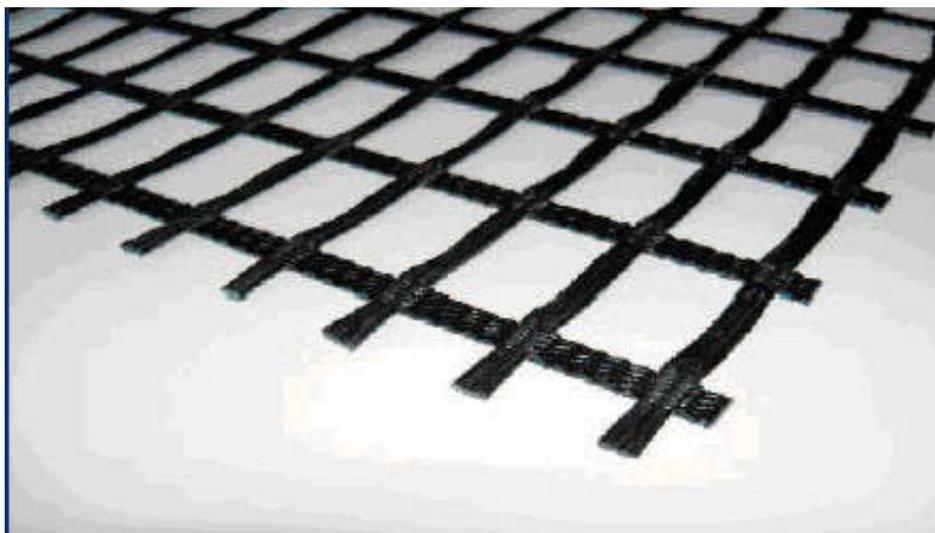


Figure 2. 6 Géogrille bi-axiales

- Tri-dimensionnelles : servant de protection contre l'érosion (de talus très raides, berges et canaux de drainage à fort débit), cette géogrille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination.

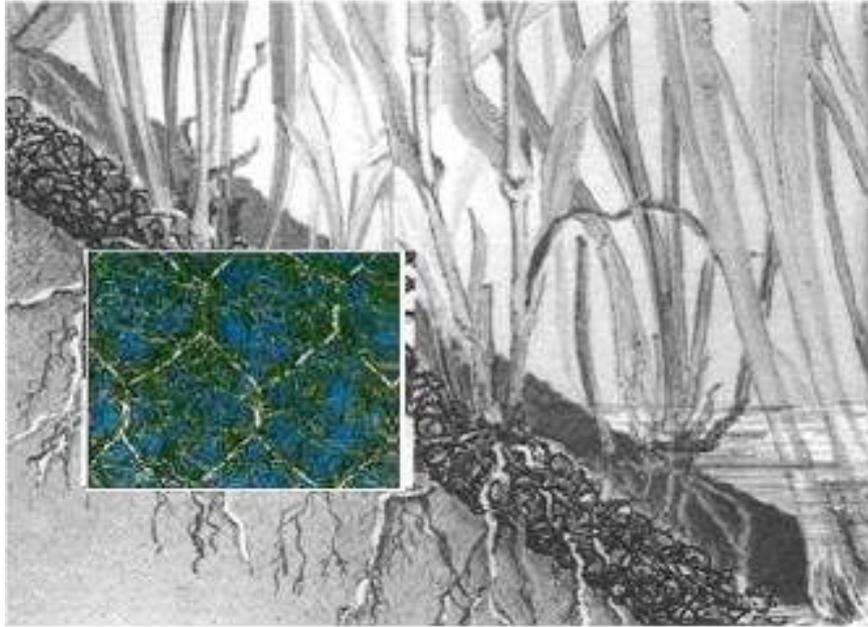


Figure 2. 7 Géogrille tridimensionnelles

2.5.3 Les géomembranes

2.5.3.1 Définition

Les géomembranes se composent généralement de matières thermoplastiques comme le polyéthylène, le chlorure de polyvinyle et le polypropylène. Elles sont développées de façon à répondre aux exigences de conception des systèmes de barrières hydriques étanches. (Nouri, H., et al (2006)). Plusieurs géomembranes de spécialités permettent, en plus de rendre les ouvrages étanches, de répondre à des besoins particuliers tels que: résistance chimique accrue, résistance à basse température, compatibilité avec l'eau potable, etc.



Figure 2.8 Géomembrane

2.5.4 Les Géocellules

2.5.4.1 Définition

Structure tridimensionnelle de bandes de PEHD soudées par point formant des cellules en forme de losange. Une fois remplie de terre, ou autre, sa capacité portante est incomparable. Elle sert principalement au contrôle permanent de l'érosion. Elle arrive pliée sur le chantier et l'entrepreneur la déplie comme un accordéon.



Figure 2. 9 Géocellule

2.5.5 Géocomposit

2.5.5.1 Définition

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrid combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

2.5.6 Géofilet

2.5.6.1 Définition

Est un structure plane à base de polymère dont des éléments constitutifs, reliés par des nœuds sont nettement plus petit que la maille ainsi forme. Les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides.

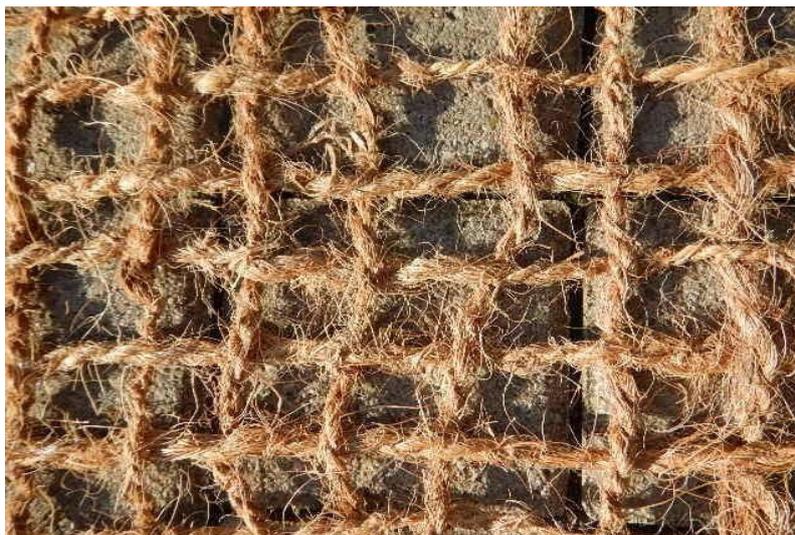


Figure 2. 10 Géofilet

2.6 Les matières premières et leurs propriétés

Les polymères synthétiques sont composés de grandes molécules (macromolécules) obtenues par polymérisation, c'est à dire par jonction de plusieurs petites molécules identiques (monomères). La majorité des produits géotextiles existant sur le marché est fabriquée à partir de polymères thermo fusibles comme le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE), le polyester (PETT) et le polyamide(PA).

➤ Le polypropylène (P):

Le polypropylène est obtenu par polymérisation du propylène en présence de catalyseurs. Les polypropylènes ont des caractéristiques mécaniques relativement faibles mais ont une inertie totale à l'eau. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de -10°C et la température de fusion de 160°C .

➤ Le polyéthylène (PE):

Le polyéthylène est obtenu par polymérisation de longues chaînes d'éthylène. Il existe trois principaux groupes de polyéthylènes, qui ont des caractéristiques mécaniques variables selon le procédé de polymérisation : les polyéthylènes à faible densité ($920 - 930\text{ kg/m}^3$), les polyéthylènes à faible densité linéaire ($925 - 940\text{ kg/m}^3$) et les polyéthylènes à haute densité ($940 - 960\text{ kg/m}^3$). Leurs caractéristiques de tenue au fluage, aux rayons ultraviolets et à la température sont faibles. La température de transition vitreuse est de l'ordre de -10°C .

➤ Le polyester (PETP):

Le polyester est obtenu par polymérisation du glycol éthylène en présence du diméthyl téréphtalique ou d'acide téréphtalique. Le polyester présente sur le plan mécanique de bonnes caractéristiques, comme une résistance à la traction élevée et une faible sensibilité au fluage, en raison de sa température de transition vitreuse (80° C), supérieure en général à sa température de fonctionnement. Il possède outre une grande inertie chimique face aux solvants, à l'eau de mer et aux acides. Par contre, le polyester est sensible aux produits basiques.

➤ Le polyamide (PA):

Il existe deux types de polyamide, le polyamide 6 et le polyamide 66. Le polyamide 6 est obtenu par polymérisation du caprolactame, produit dérivé du pétrole. Le polyamide 66 est obtenu à partir du sel d'acide adipique et de l'hexaméthylène diamine, tous deux produits dérivés du pétrole. Les polyamides ont un comportement mécanique semblable au polyester mais présentent une perte sensible de leurs caractéristiques par hydrolyse lorsqu'ils sont dans un milieu à pH faible ou simplement dans un milieu humide. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de 60°

Polymère		polyester	Polyamide	Polypropylène	Polyéthylène
Propriétés					
Résistance à la traction		***	**	*	*
Déformation à la rupture		**	**	***	***
Vitesse de fluage		*	**	***	***
Masse surfacique		***	**	*	*
Prix		***	**	*	*
Résistance aux rayons ultraviolets	Non Stabilisé	***	**	**	*
	Stabilisé	***	**	***	***
Résistance aux micro-organismes		**	**	**	***
Résistance aux huiles		**	**	*	*
Résistance à l'alcali		*	***	***	***
Résistance aux Détergents	Aux	***	***	***	***

Tableau 2. 2 : Comparaison des propriétés des polymères synthétiques pour un poids identique (d'après John 1978).

Grand → ***

Moyen → **

Faible → *

Propriété	Polyeste PETP	Polyamide PA6/66	Polypropylène PP	Polyéthylène PE
Masse volumique (kN/m ³)	13,80	11,40	9,10	9,50
Point de fusion(°C)	260	212/256	165	125
Résistance à la rupture (N/mm ⁻²)	350	350/1000	220-550	300-650
Allongement à la rupture (%)	1300	15/70	15-50	10-45

Tableau 2.3 : Principales propriétés des matières premières des fibres (OECD, 1991)

2.7 Caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture
- Mobiliser le frottement du sol

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J).

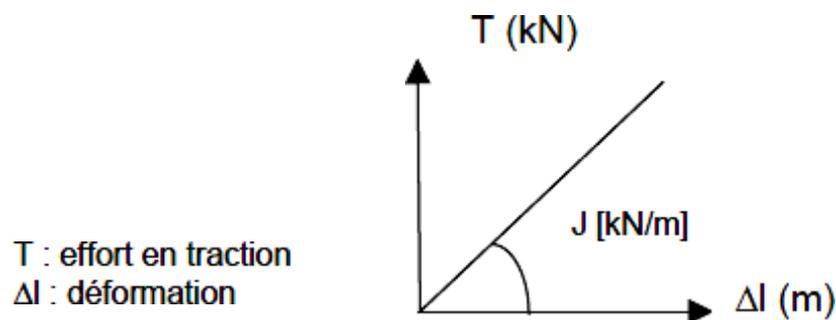


Figure 2.11 comportement simplifié d'une inclusion à la traction

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{sol-géotextile}} \quad \text{avec} \quad f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{\text{sol-géotextile}}}{\tan \varphi_{\text{sol}}}$$

suivante :

Ces deux aspects (comportement à la traction et interaction sol/inclusion) sont par exemple pris en compte dans le programme de calcul de stabilité Cardage.

2.7.1 Coefficient de frottement f_{φ}

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_{φ} disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Quelques valeurs sont proposées par défaut dans les codes de calcul. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles. Des valeurs très inférieures ont cependant pu être mises en évidence lors d'essais spécifiques.

$$(f_{\phi} = \frac{\tan \phi_{sol-géosynthétique}}{\tan \phi_{sol}})$$

valeur du coefficient de frottement f_{ϕ}	angle de frottement du sol	angle de frottement sol-géosynthétique
0,5	25	13
	30	16
	35	19
	40	23
	45	27
0,6	25	16
	30	19
	35	23
	40	27
	45	31

Tableau 2 4: valeurs d'angle de frottement sol/géotextile en fonction du coefficient de frottement et de l'angle de frottement sol/sol

En ce qui concerne les sols grossiers, les valeurs de f_{ϕ} sont difficilement accessibles, comme en témoignent les résultats d'essais sur sols grossiers (torrent du Rif-Fol). Les auteurs (Tacnet J.M., Gotteland P., Aboura A., 1999) trouvent des coefficients de frottement sol / géogrille (TSR 110) de l'ordre de 0,5. En revanche ce coefficient est de 0,7 pour le géotextile BDR 200 collé sur plaque en bois. Les conditions d'essais influent donc largement sur les résultats.

Le jeu de valeurs de f_{ϕ} disponibles actuellement est insuffisant pour dimensionner des ouvrages en sols grossiers. Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

2.7.2 Résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris...

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant

les spécificités du chantier.

Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non- tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

2.8 Domaines d'application des géosynthétiques

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

- a) Augmenter la stabilité des remblais et talus. Le renforcement est placé à la base du remblai ou sur des lits horizontaux dans le corps du remblai (Figure 2.12-a et Figure2.12-c).
- b) Augmenter la capacité portante d'une fondation. La capacité d'un sol renforcé dépend de la largeur et la longueur du géosynthétique et de la profondeur à laquelle il est enterré. Pour être efficace, cette profondeur doit intercepter la surface de rupture qui se produirait sans renforcement. Le nombre de couches de géosynthétiques considérées est également un facteur important pour la stabilité de la fondation (Figure2.12-b).
- c) Construire des murs de soutènement à l'aide de massifs de sol renforcés par des nappes horizontales de géosynthétiques. Plusieurs techniques de construction ont été développées ces dernières années ; elles associent le plus souvent des parements en béton, auxquels les renforcements peuvent être liés ou non (Figure 2.12-d, Figure2.12-e).
- d) Permettre à un ouvrage en terre de supporter de grandes déformations. Des techniques particulières de construction d'ouvrages en terre ont été développées

en utilisant des géotextiles déposés en nappes horizontales et intercalées entre deux couches de remblai

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

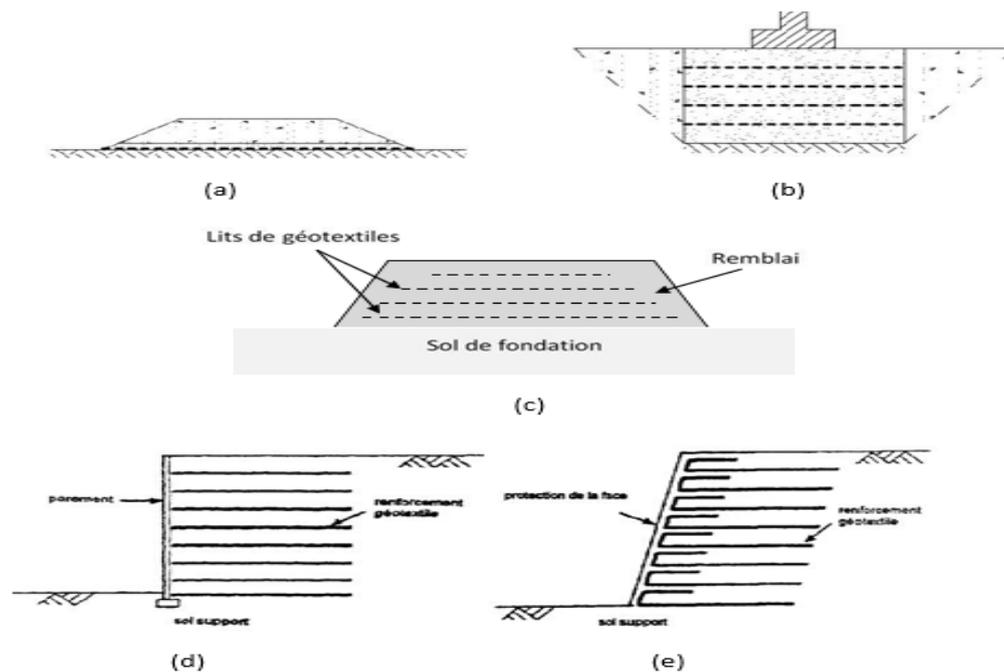


Figure 2.12 : Différente application des géosynthétiques (d'après Gourc, 1993)

2.9 Avantages des géosynthétiques en sols renforcés :

- L'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- La diminution des mouvements des terres;
- La modification des structures routières et ferroviaires en augmentant leurs capacités;
- La diminution des délais de construction;
- L'augmentation de la stabilité et de la sécurité des remblais;
- La conservation de l'environnement écologique;

- L'optimisation des coûts de construction

2.10 Applications des géosynthétiques pour le renforcement des sols :

L'introduction des géosynthétiques au sein de sol a pour rôle principal de fournir une grande résistance à la traction au matériau de forte résistance en compression et relativement faible en traction (Zornberg, J, Leshchinsky, D, (2001)). La disposition optimale des géosynthétiques permet de limiter les déformations des sols ou à augmenter sa capacité de chargement, en particulier dans le cas où de grands déplacements sont prévus. Ainsi on trouve l'application de renforcement des sols par géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements, les chaussées non revêtues, les fondations, les talus et remblais, les remblais sur sols mous.

2.11 Application des géosynthétiques dans les ouvrages de soutènements

Dans les ouvrages de soutènement renforcés par des nappes géosynthétiques horizontales (Figure 2.13), le géosynthétique forme avec le sol un nouveau matériau possédant une résistance à la traction et une capacité de déformation sans rupture supérieure, conférant ainsi à l'ouvrage une stabilité améliorée. Bathurst (2007b) a démontré que les murs cellulaires renforcés par des nappes géosynthétiques peuvent être construits avec une réduction du coût de 50% par rapport au coût des murs poids ou gravité.

Les murs à parement cellulaire avec un massif en sol renforcé sont soumis à des risques de rupture, sous l'effet des forces exercées par le sol. Il existe différents types de rupture, et donc différents types de stabilité, qui doivent toujours être pris en compte lors de l'élaboration de l'ouvrage. (Ling, H.I, et al (1995)). On distingue donc la stabilité interne, externe, de parement et d'ensemble. La stabilité interne a été traitée d'abord l'espacement, la longueur et le recouvrement des géosynthétiques à pour éviter la déchirure et l'arrachement de renforcement et le glissement interne de mur cellulaire.

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

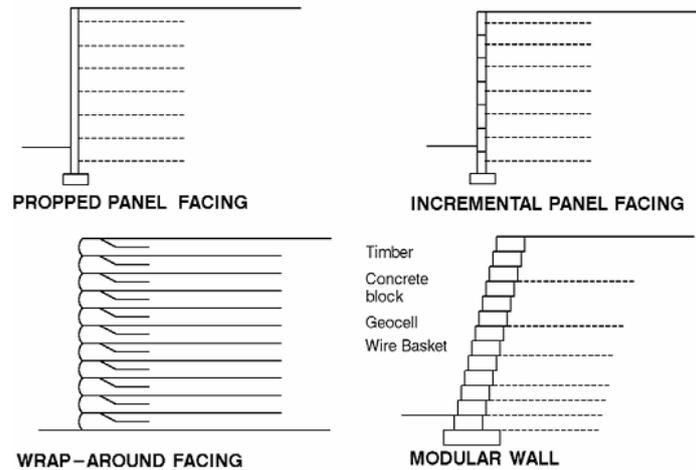


Figure 2.* Murs Soutènements (Bathurst 2007b).

2.12 Mur de soutènement en remblai

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétique sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou de bandes.

Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$)

Nappe : dans un massif renforcé, une nappe est un lit de renforcement dont les éléments géosynthétiques sont de grande largeur B et sont soit jointifs, soit espacés d'au plus deux fois la largeur d'un élément ($D < 2B$).

Bande : dans un massif renforcé, désigne le renforcement géosynthétiques, lorsque dans un lit les renforcements sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ($D > 2B$).

Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle.

Comme le montrent les figures 2.14 et 2.15, le parement aval peut être vertical ou

assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction. Différentes technologies peuvent être utilisées pour constituer le parement. On peut mettre en place, par exemple:

- Un parement constitué de panneaux de pleine hauteur, généralement non liaisons aux éléments de renforcement géosynthétique et servant uniquement de protection (Figure 2.14);
- Un parement constitué d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement (bandes géosynthétiques);
- Un parement cellulaire, constitué d'éléments empilés (généralement, des blocs préfabriqués). Les renforcements sont fixés au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincés entre deux blocs;
- Une protection par végétalisation (Figure 2.15).

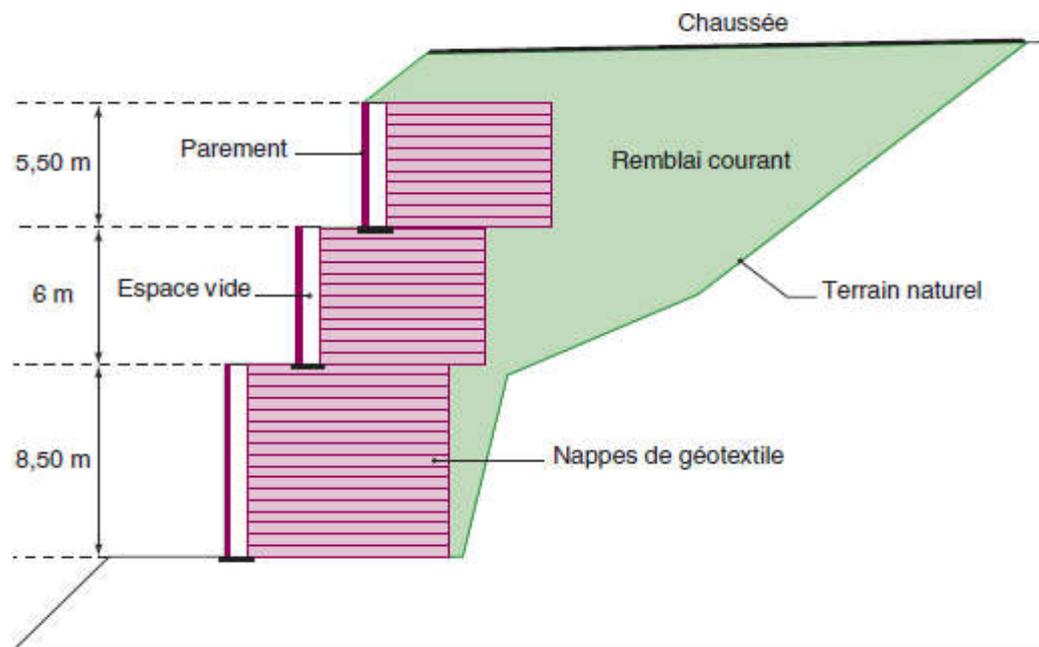


Figure 2.13 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants

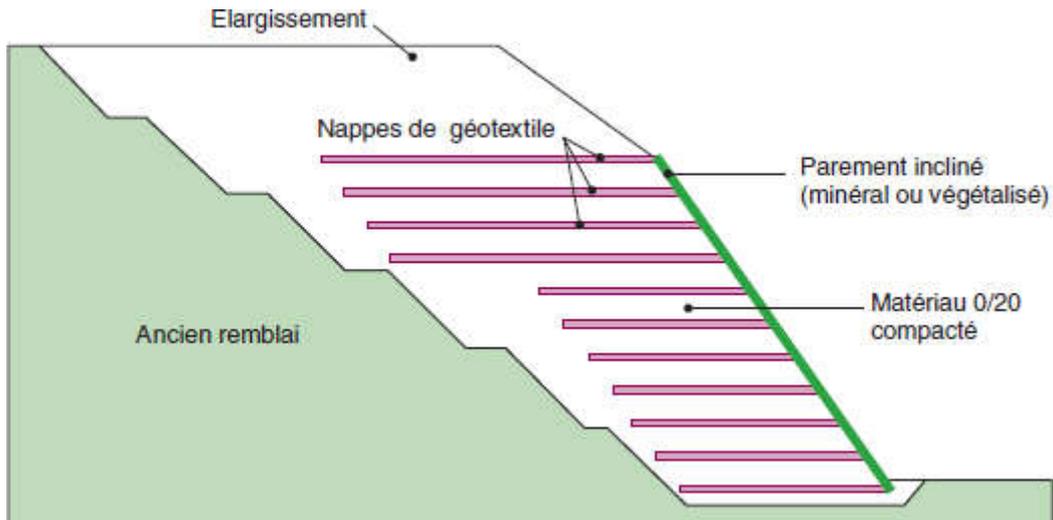


Figure 2.14 : Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.

2.12.1 Fonctionnement interne

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre Armée, etc...).

Le remblai transmet par frottement aux inclusions géosynthétiques les efforts qui se développent dans la masse ; ces inclusions se mettent alors en tension et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placés les éléments de renforcement, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes ou les bandes.

Celles-ci reportent les efforts de la zone active, à l'aval (zone où le remblai a tendance à entraîner les nappes ou les bandes), vers la zone d'ancrage à l'arrière du massif (zone où le remblai a tendance à retenir ces nappes).

La (figure 2.16) schématise les principes de base de ce fonctionnement. Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques que, d'une part, les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement et, d'autre part, tous les éléments géosynthétiques (nappes ou bandes) ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts.

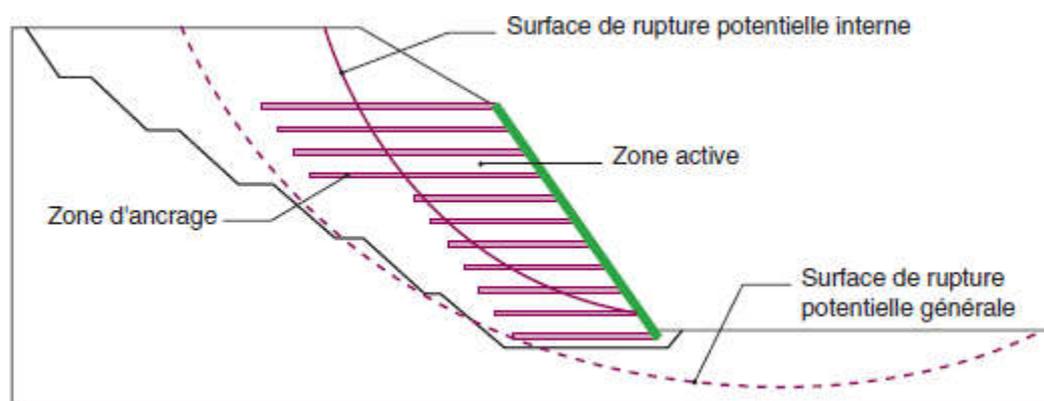


Figure 2.15 : Stabilité interne et externe des ouvrages en remblai renforcé

La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage de géosynthétique, fonction du frottement relatif sol - géosynthétique et de leur résistance ultime.

Selon le type de parement, le géosynthétique peut être libre ou accroché au parement, ce qui correspond à un fonctionnement mécanique différent dont il est tenu compte dans les méthodes de calcul. Dans le cas d'un accrochage au parement, il existe une tension de liaison dont il faudra contrôler la pérennité. Si la liaison est libre, le parement n'intervient pas directement dans la stabilité générale ; toutefois, il faut vérifier la stabilité propre du parement, dont la dégradation peut avoir des conséquences préjudiciables (érosion régressive, perte de matériau, etc.), difficiles à évaluer. Même si théoriquement, seule l'esthétique de l'ouvrage renforcé est concernée.

On notera que dans tous les cas il existe un parement, dont la fonction est, en particulier, d'assurer la stabilité locale du talus, dont la pente est généralement plus forte que la pente naturelle du matériau de remblai.

2.12.2 Fonctionnement externe

En tant qu'ouvrage de soutènement des terres situées à l'arrière, ces ouvrages ont un fonctionnement du type « mur-poids ». Le fonctionnement externe de ces ouvrages en remblai renforcé ne diffère donc pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, de type mur-poids en maçonnerie ou en béton.

Il repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de

l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. S'agissant d'un ouvrage souple et de grande largeur à la base, le problème du renversement ne se pose généralement pas. La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé (Figure 2.16). Les calculs de stabilité globale sont souvent déterminants dans le dimensionnement de ces ouvrages (emprises, longueur des nappes).

2.13 Conclusion

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

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

Chapitre 3 : Outil numérique et lois de comportement utilisé**3.1 Introduction**

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

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

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

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

3.2 Description du logiciel et des Paramètres utilisés**3.2.1 Présentation du code de simulation numériqueFLAC3D**

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel tridimensionnel, basé sur la méthode des différences finies explicites, qui permet de résoudre les problèmes de la

géotechnique et des risques naturels, du génie minier et du stockage des déchets (Itasca, 2006). Ce logiciel permet la résolution de problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

FLAC3D dispose d'un préprocesseur intégré qui facilite la génération de maillage. Celui-ci doit obéir à certaines règles classiques afin d'éviter les instabilités numériques.

Le code FLAC3D incorpore un grand nombre de modèles de comportement, des plus simples aux plus complexes. Celles-ci peuvent être regroupées en quatre catégories (tableau 3.1). Il est possible de modifier ou d'ajouter des lois de comportement en utilisant le langage de programmation FISH. (Itasca 2006)

Tableau 3.1 : Les modèles de comportement prédéfinis dans le code FLAC3D

Modèles Elastiques	Modèles Elasto-plastiques	Modèles avec Fluage	Modèles Thermiques
<ul style="list-style-type: none"> - Nul (matériel excavé) - Isotrope - Isotropetransverse - Orthotrope 	<ul style="list-style-type: none"> - Drucker-Prager - Hoek-Brown - Mohr-Coulomb - Loi à deux mécanismes (cisaillement et compressionisotrope) - Radoucissant/durcissant - Loi à jointsrépartis - Cam-Claymodifié 	<ul style="list-style-type: none"> - Viscoélastique classique (Maxwell) - Loi puissance à deux composantes - WIPP, WIPPmodifié - Burgerviscoélastique - Burger-Creepviscoplastique - Loi puissanceviscoplastique - Crushed-Salt 	

3.2.2 Méthodes numériques

Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée se fait en fonction du type de résultats attendus (par exemple, analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.).

Dans les méthodes milieu continu (méthode des éléments finis ou méthode des différences finies), le massif du sol est considéré dans son ensemble, et représenté par un maillage d'éléments. Des lois de comportement et d'interaction associées à des relations de continuité et de compatibilité inter-éléments permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif. Par ailleurs, la méthode des éléments discrets (DEM) est adaptée à la simulation de phénomènes discrets et discontinus, au contraire de l'approche de la mécanique continue classique. Les approches continues représentent le sol comme un maillage volumique et le géosynthétique comme un élément câble ou coque entre les deux couches de remblai. L'interaction est constituée par des éléments d'interface sur les deux côtés de la géosynthétique. Les ouvrages de soutènement sont souvent modélisés par éléments finis (FEM) ou différence finis (FDM).

3.2.2.1 Méthode des différences finies

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

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

géosynthétiques afin de mettre en évidence la différence de comportement des ouvrages renforcés par ces deux types de renforcements et aux différents modèles de comportement de sol utilisés dans la modélisation numérique et l'influence de leur complexité sur les résultats (Huang et al. 2009, Hatami et Bathurst 2005, Abdelouhab et al. 2010).

La plupart des modélisations mettent en œuvre le modèle Mohr-Coulomb pour le comportement de sol. Cependant pour modéliser le comportement du renforcement et de son interface avec le sol, la plupart des auteurs ont utilisé des éléments structurels comme l'élément Geogrid en 3D et le Câble ou le Strip en 2D. Avec ces éléments structurels, les éléments d'interface sont déjà incorporés (Tableau 3.1).

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

Les résultats numériques ont été comparés aux valeurs mesurées expérimentalement et qui ont montré un bon accord entre eux. Ils ont constaté que la diminution de la rigidité de la géogrille a une influence significative. Dans le cas d'une géogrille rigide et sous l'effort de traction max, la longueur de l'inclusion est totalement mobilisée et la mobilisation de la queue de la nappe est instantanée alors que pour une inclusion moins rigide avec un module d'élasticité de $E/100$, la mobilisation de la queue n'est pas instantanée et juste une partie de la surface de la géogrille est mobilisée.

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

Les résultats numériques ont montré que le modèle hyperbolique de D&C et le modèle de Lade permettent une reproduction relativement précise des essais triaxiaux. L'erreur de calcul sur les déformations axiales est inférieure à 4%. Le modèle de Lade est jugé le plus précis pour simuler les déformations volumiques par contre le modèle de D&C ne permet pas de

reproduire la dilatance du sol. Le modèle de MC donne les résultats les moins précis ; il surestime les valeurs de cisaillement mais reproduit bien la forme de la déformation volumique. D'après les auteurs, les résultats de calculs obtenus par les trois modèles sont assez proches des résultats de mesures expérimentales à la fin de la construction différents niveaux de chargement. Ces auteurs montrent qu'un modèle de type Elasto-plastiques de MC est suffisamment précis pour simuler le comportement des murs en sol renforcé à condition de modéliser correctement les différents éléments du mur. Les auteurs concluent, que la nécessité de modèles de comportement complexes n'est pas justifiée si les résultats des simulations numériques par de modèles plus simples sont compatibles avec les résultats physiques.

Abdelouhab et al. 2010 ont réalisé une étude numérique par le code de calcul aux différences finis FLAC2D pour simuler le comportement d'un mur en sol renforcé par des bandes métalliques et synthétiques (en Terre Armée). Les inclusions ont été modélisés par l'élément de structure Strip. Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des structures en Terre Armée, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique. L'importance de cette étude réside aussi dans le fait que la méthode et les paramètres pris en compte dans la modélisation sont aussi réalistes que possible. En effet, les étapes de la construction sont reproduites comme dans des conditions réelles, les paramètres de référence de l'interface sol/bandes synthétiques ont été validés par calage sur des essais d'extraction et enfin un modèle non-linéaire, validé sur un essai triaxial, est utilisé pour reproduire avec précision le comportement du sol.

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

Ils ont déduit que le comportement du mur est légèrement différent en utilisant des trois différents modèles MC, D&C et CJS2. Il semble nécessaire d'utiliser au moins un modèle de comportement non-linéaire des sols (comme D&C) pour modéliser correctement la déformation du mur et les efforts de traction sur les renforcements en bas du mur.

En revanche, l'utilisation d'un modèle qui prend en compte l'existence de la dilatance avant la rupture (comme CJS2) permet de mieux modéliser les déplacements en cisaillement

sol/renforcement et les efforts de traction sur les renforcements dans la partie supérieure du mur là où la dilatance est plus importante.

Tableau 3.2 : Comparaison des méthodes explicites et implicites, d’après Billaux et Cundall (1993)

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

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

3.2.3Analyse Lagrangienne

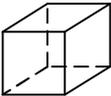
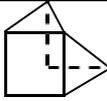
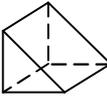
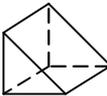
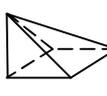
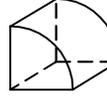
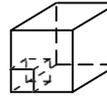
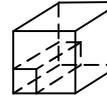
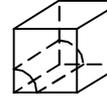
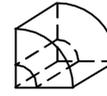
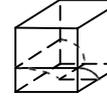
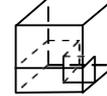
Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu’il représente. La formulation est donc " Lagrangienne ", par opposition à la formulation " Eulérienne", pour laquelle le maillage reste fixe.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

3.3 Génération demaillage

Le maillage de FLAC3D est produit avec la commande **GENERATE zone**. Cette commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle réparti en zones d'une forme primitive; chaque forme a un type spécifique de connectivité.

Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Formes des zones primitives disponibles dans FLAC3D, d'après le manuel de FLAC3D (2006)

Forme	Nom	Mot Clé	Points de référence	Suffisance
	Brique	Brick	8	Non
	Brique dégénérée	Dbrick	7	Non
	Cale	Wedge	6	Non
	Cale uniforme	Uwedge	6	Non
	Pyramide	Pyramid	5	Non
	Tétraèdre	Tetrahedron	4	Non
	Cylindre	Cylinder	6	Non
	Brique radiale	Redbrick	15	Oui
	Tunnel radial	Radtunnel	14	Oui
	Cylindre radial	Radcylinder	12	Oui
	Shell cylindrique	Cshell	10	Oui
	Intersection de cylindre	Cylint	14	Oui
	Intersection de tunnel	Tunint	17	Oui

3.4 Résolution en mode explicite

La séquence de calcul de FLAC est représentée sur la Figure (3.1). Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente un pas de temps, Δt .

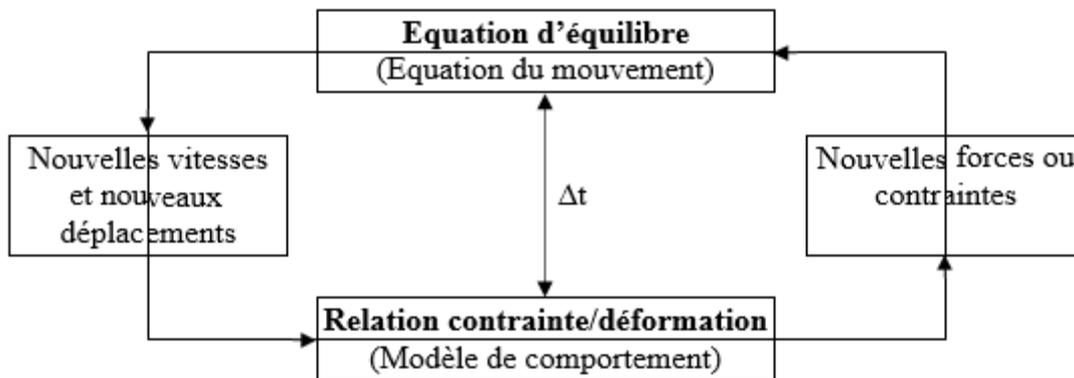


Figure 3.1 Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Billaux et Cundall (1993)

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à atteindre l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. La technique d'amortissement du déséquilibre d'un système est basée sur le suivi et la réduction de deux variables à chaque nœud. Il s'agit des forces non équilibrées ("unbalanced forces") et des vitesses nodales. L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel à celui de la force non équilibrée, issue du cycle de calcul précédent et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des nœuds. Dans les codes FLAC et FLAC3D l'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme une courbe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle. Aussi, on peut remarquer la variation de R appelé rapport d'équilibre ("equilibrium ratio") qui est défini comme le plus grand rapport de la force non équilibrée maximale à la force maximale appliquée, parmi tous

les nœuds ("gridpoints"). Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu : R = 1% peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opérations, tandis que R = 0.1% peut être utilisé pour un état final.

Ainsi, la méthode de résolution explicite implémentée dans les codes de calcul FLAC/FLAC3D présente des avantages et des inconvénients par rapport aux autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 3.4 présente une comparaison des méthodes explicites et implicites.

Tableau 3.4 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billaux et Cundall (1993).

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	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de 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 grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

3.5 Méthodologie de modélisation par FLAC et FLAC3D

La formulation des codes FLAC et FLAC3D est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement. La Figure (3.2) montre l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC et FLAC3D pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

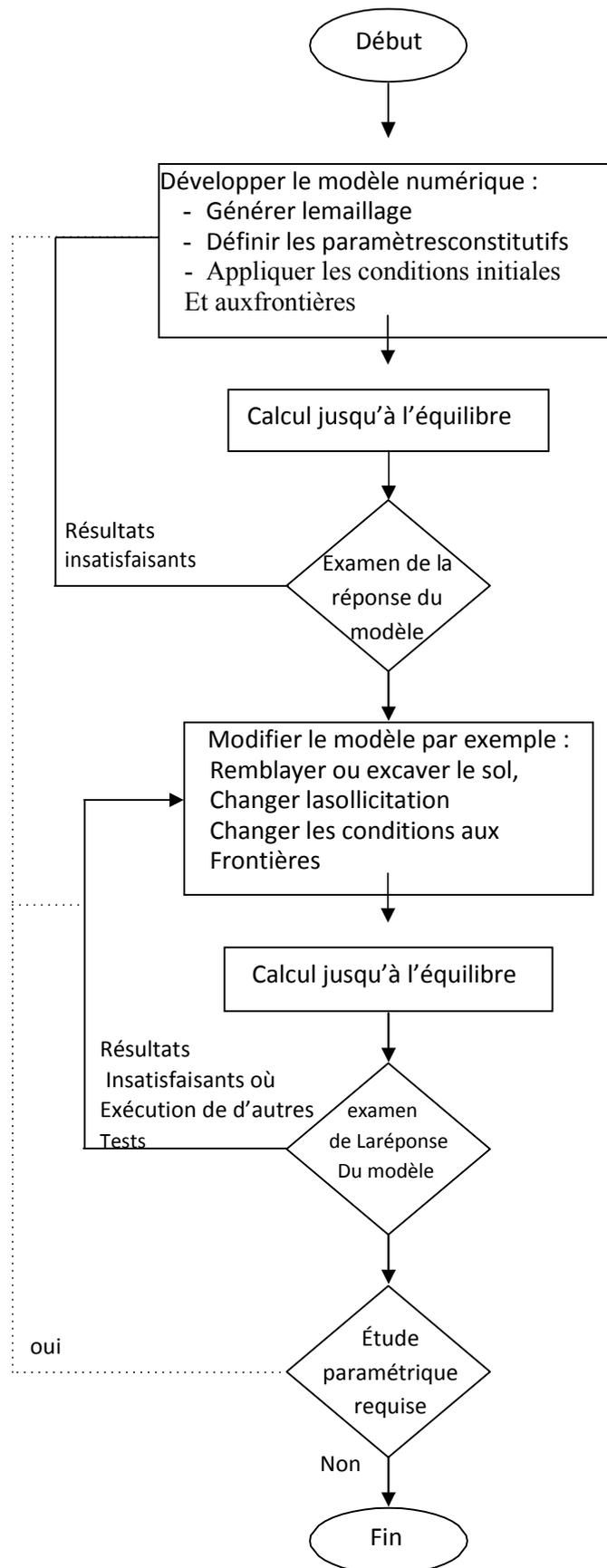


Figure 3.2 Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC3D d'après le manuel FLAC (2005)

3.6 Eléments structurels

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

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

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

3.6.1 Eléments Géogrid

L'élément géogrid incorporé dans le code FLAC3D (2006), est un élément fini à trois nœuds, qui résiste aux chargements membranaires et non flexionnels, avec un comportement isotrope ou orthotrope, élastique linéaire sans limite de rupture, où la rupture peut se produire uniquement au niveau de l'interface.

L'interface sol-géosynthétique, peut être aussi modélisée par l'interface associée à l'élément géogrid. L'interface est présentée numériquement sur chaque nœud de l'élément géogrid, par une liaison rigide dans la direction normale et par un système ressort-patin dans le plan tangentiel de la surface du Géogrid. Le comportement de cisaillement de l'interface sol-géogrid (Figure 3-12) est régi par la cohésion et le frottement, ce comportement est contrôlé par la rigidité tangentielle k , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ et par la contrainte de confinement effective σ_m .

3.6.2 Paramètres du l'élément géogrid (Geogrid)

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

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

1. **E** : module du Young;
2. **ν** : coefficient de poisson;
3. **Density** : densité du géogrille;
4. **Thickness** : l'épaisseur de la nappe géogrille;

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

5. **cs_scoh** : cohésion du ressort couplée;
6. **cs_sfri** : frottement du ressort couplé;
7. **cs_sk** : raideur du ressort couplée par unité de surface;

3.6.3 Eléments d'interfaces

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction entre des domaines ayant une forte différence de rigidité. (Figure 3.3)

Il y a plusieurs cas dans la géotechnique dans lequel il est souhaitable de représenter les plans sur lesquels le glissement ou la séparation peut se produire, par exemple :

- 1) Le joint, le défaut ou surface de stratification dans un milieu géologique;
- 2) Une interface entre une fondation et le sol;
- 3) Un plan de contact entre un bac ou une goulotte et le matériel qu'il contient;
- 4) Un contact entre deux objets entrent en collision
- 5) Une « barrière » planaire dans l'espace, qui représente une frontière à une position arbitraire et une orientation fixes et non-déformables.

Les éléments d'interface sont caractérisés par les paramètres de rigidité et de plasticité suivants :

- La raideur normale K_n (contrainte/déplacement)
- La raideur de cisaillement K_s (contrainte/déplacement)
- La cohésion c (contrainte)
- L'angle de dilatance
- L'angle de frottement δ
- La résistance à la traction T (force).

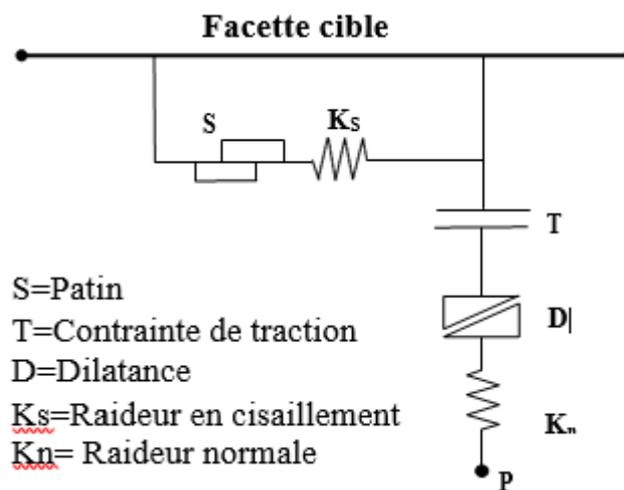


Figure 3.3 : Détail des composants d'un élément d'interface (Manuel de FLAC3D, 2006)

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

$$F_{smax} = c. L + \tan \varphi.F_n$$

Avec : L = longueur de contact effectif;

F_n = est la force normale.

Si le critère est atteint, $F_s = F_{smax}$ avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs K_n et K_s sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC3D propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs K_n et K_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est:

$$\max \left[\frac{k + \frac{4}{3}G}{6Z_{Nin}} \right]$$

Où K et G sont respectivement les modules volumiques et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

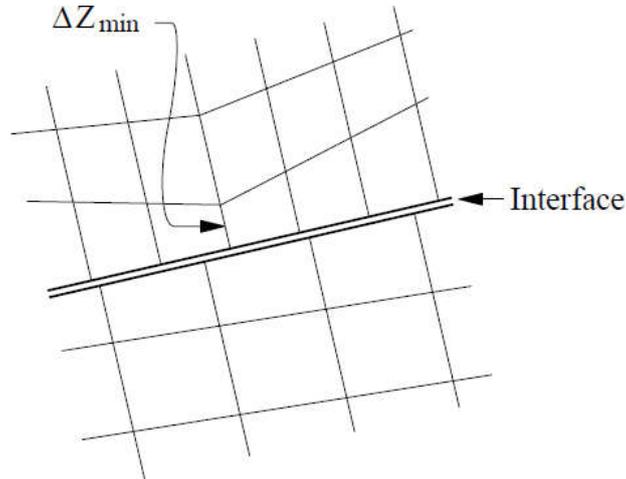


Figure 3.4 : Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 2006).

Chaque élément d'interface distribue sa zone pour ses nœuds de façon pondérée. Chaque nœud d'interface a une superficie représentant associé. L'interface entière est ainsi divisée en nœuds d'interface actifs représentant la surface totale de l'interface. La figure 3.5 illustre la relation entre les éléments et les nœuds d'interface, et le secteur représentatif lié à un nœud individuel.

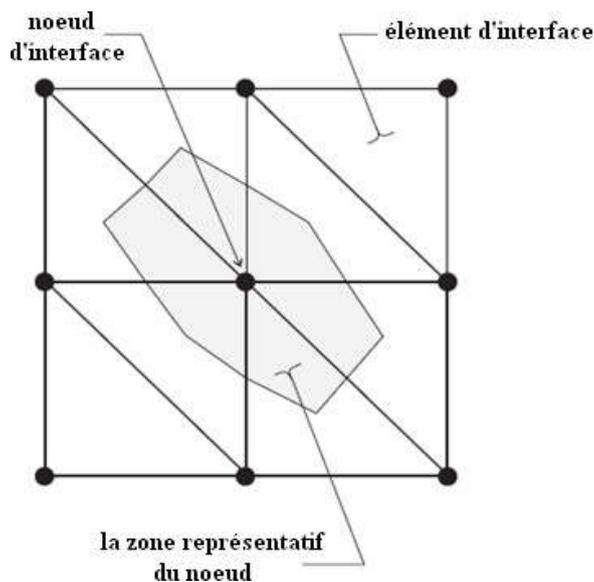


Figure 3.5 : Répartition des zones représentatives de nœuds d'interface (Itasca, 2006).

3.7 Modèles de comportement

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

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de solex cavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques

Dans le cadre de cette thèse, le modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb a été retenu pour représenter le comportement du sol. Une description détaillée sur ce modèle de comportement est décrite dans la partieci-dessous.

3.7.1 Le modèle Elasto-plastiques deMohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb de base (MC) est un modèle élastique linéaire couplé avec le critère de plasticité parfaite de Mohr-Coulomb associé à une limite de traction. Il se base sur une écriture incrémentale de la théorie d'élasticité. Une fois la plasticité apparue, l'élasticité est associée à la plasticité parfaite de Mohr-Coulomb. Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante:

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$$

Dans le logiciel FLAC, la contrainte horizontale perpendiculaire au plan du maillage, est supposée être l'une de ces trois composantes et peut être utilisée pour exprimer le critère de rupture de certains modèles rhéologiques.

En dépit de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, l'incrément de déformation totale dans le modèle de Mohr-Coulomb se décompose par conséquent en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta \varepsilon_i \leq \Delta \varepsilon_i^e \leq \Delta \varepsilon_i^p \quad (3.4)$$

La composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_1 (\Delta \varepsilon_2^e \leq \Delta \varepsilon_3^p) \\ \Delta \sigma_2 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e \leq \Delta \varepsilon_3^p) \\ \Delta \sigma_3 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_3 (\Delta \varepsilon_1^e \leq \Delta \varepsilon_2^p) \end{aligned} \quad (3.5)$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = k + \frac{4G}{3}$ et $\alpha_2 = k - \frac{2G}{3}$ ou k et G

désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en pascals. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$k = E/3(1-2\nu) \quad , \quad G = E/2(1 + \nu)$$

3.7.2 Critère de plasticité de Mohr-Coulomb

La surface de charge utilisée pour l'application du modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est fondée sur le critère de Mohr. Le critère de Mohr lui-même, se base sur l'hypothèse que la contrainte de cisaillement maximale est la seule composante décisive de la rupture et que la contrainte principale intermédiaire n'a aucune influence. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb considère également la contrainte de cisaillement (τ) dans un plan donné comme fonction de la contrainte normale (σ). Si le terme c désigne la cohésion du sol et φ son angle de frottement interne, on peut écrire l'équation suivante:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Le critère de rupture associé à cette équation se réfère au critère de Mohr-Coulomb dans la mécanique des sols. En termes de contraintes principales on peut écrire :

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi = -c + \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \varphi \right] \cdot \tan \varphi$$

Ou encore :

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = -2c \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi}$$

Où $N_\phi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$ (3.10)

Cela nous amène à réduire l'équation suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 N_\phi = -2c\sqrt{N_\phi} \quad (3.11)$$

Le critère de Mohr-Coulomb implémenté dans FLAC est définie du point A au point B (voir figure 3.1) par une relation qui fait intervenir nécessairement les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} = 0$$

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

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t$$

Ces deux fonctions constituent la combinaison de contraintes pour laquelle un écoulement plastique aura lieu. De plus, elles présentent une surface dans l'espace généralisé de contraintes. Tous les points de contraintes qui se trouvent au-dessous de cette surface sont considérés élastiques.

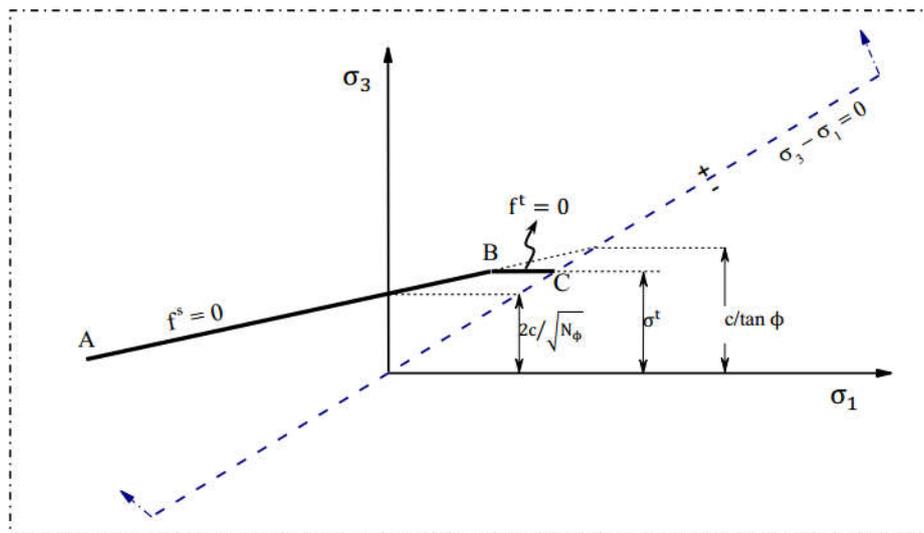


Figure 3.6: Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres sont nécessaires. Deux paramètres (E, ν) pour définir la phase élastique du modèle et trois paramètres pour le critère de plasticité (ν, c et ψ). Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux (Figure 3.2). Le module d'Young (E) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatoriques-déformation axiale. La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du coefficient de Poisson (ν) et la pente plastique de cette courbe détermine l'angle de la dilatance (ψ). Les deux paramètres plastiques (c, φ) se déterminent à partir du seuil plastique atteint.

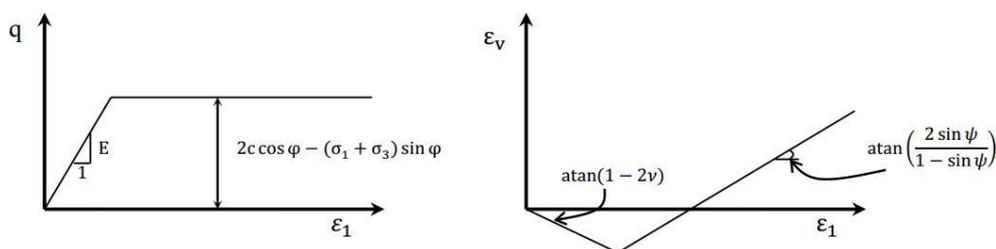


Figure 3.7: Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb.

3.8 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation de différents principes du code de calcul FLAC retenu pour nos simulations. La discrétisation en différences finies et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permet de simuler des problèmes fortement de géométrie complexe (sol renforcé, géosynthétiques ...) avec une bonne stabilité numérique. Nous nous intéressons aussi dans ce chapitre à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-coulomb. Ce modèle décrit d'une manière très efficace le comportement réel du sol et présente l'avantage de la facilité d'insertion par le code numérique. Lors de la modélisation numérique en différences finies ou en éléments finis d'un ouvrage renforcé par géosynthétiques, toutes les propriétés les plus importantes vis-à-vis de la prévision des déformations doivent être réalistes afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

A la suite de cette présentation, une modélisation numérique d'un mur de soutènement renforcé par géogrid sera présentée dans le prochain chapitre.

Chapitre 4 : Modélisation numérique des murs de soutènement renforcés par géogridde

4.1 Introduction

Le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols. Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géosynthétiques comme matériau de renforcement des massifs de remblai, nous citons ci-après quelques exemples des études basées sur la modélisation numérique: Récemment, Rahmouni et al. (2016) ont étudié un mur de soutènement renforcé par des géogriddes en considérant un parement en blocs modulaires, cette étude a été consacrée à l'analyse numérique de l'effet de l'inclinaison du parement, l'angle de l'interface sol-parement, l'angle de la surface libre du sol et la longueur des nappes de renforcements sur les déplacements latéraux du mur et les forces maximales de traction dans les nappes de renforcement. Rahmouni et al ont conclu que la réalisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé avec un parement en blocs modulaires inclinés, peut conduire à une diminution des déplacements latéraux du parement et des contraintes de cisaillement entre les blocs, aussi peut conduire à la réduction de forces de traction et les déformations dans les nappes de renforcement. Cependant, la réalisation du parement avec des blocs inclinés n'affecte pas la surface de rupture interne. Ils ont conclu aussi que dans le cas d'une interface sol-parement lisse, les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent avec la diminution de l'angle d'inclinaison du parement par rapport à la verticale, et avec l'augmentation de l'angle de la surface du sol libre.

Dans ce chapitre le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites, est utilisé pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Cette analyse numérique est effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécanique, afin d'examiner l'influence de l'angle d'inclinaison du parement (disposition des blocs constituant le parement) et la cohésion du sol renforcé, d'inclinaison du parement. La mobilisation d'une rupture au niveau de la fondation permet d'analyser les mécanismes de rupture. Ainsi, dans ce chapitre on présente une modélisation de murs de soutènement renforcés par géogridde.

4.2 Présentation du modèle numérique

Le mur de soutènement renforcé par géogrilles proposé pour cette étudié a été construit avec un parement de colonnes d'unités modulaires solides en béton de 3,6 m de hauteur et le remblai est un sable propre uniforme sur une fondation rigide de 2.6 m de hauteur et 5.7m de longueur. Les couches de renforcement du sol sont des éléments de géogrilles de L= 2.6 m de longueur. (Figure 4.1)

Dans la présente étude la longueur de renfort géogridde est de L= 2.6 m. le choix de cette longueur est basé sur les méthodes de conception classiques qui proposent le rapport suivant $L/H= 0,7$ et la comparaison établie par Zornberg et Leshchinsky (2001) qui a prouvé que la longueur uniforme typique de renforcement géosynthétique varie de 0.5H à 0.7H ou Hest la hauteur du mur.

Notre modèle est presque identique au modèle étudié par Hatami et Bathurst (2005).

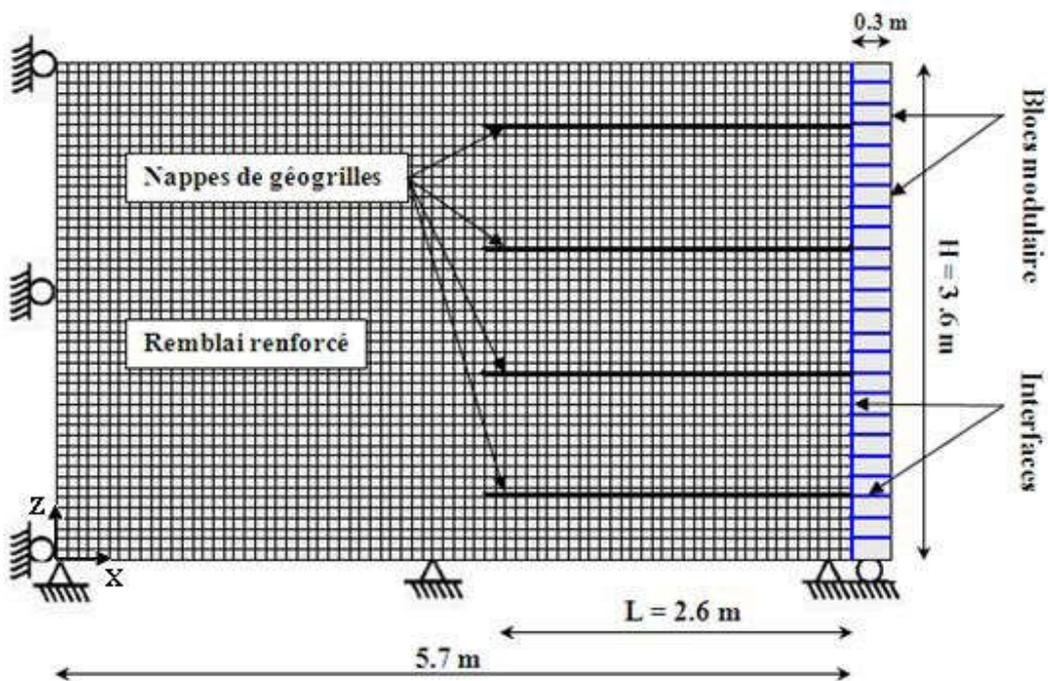


Figure 4.1– Présentation du modèle étudié

4.3 Maillage et conditions aux limites

Le maillage des ouvrages de soutènement est déterminé par les données géométriques du projet et par les caractéristiques géotechniques du terrain. Lors de la génération du maillage on doit respecter les conditions suivantes:

- Le nombre et la forme d'éléments qui donnent de bons résultats;
- Les frontières adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

Le maillage doit donc répondre aux exigences de la géométrie, de temps de calcul raisonnables pour avoir des résultats acceptables (la vitesse et la précision de calcul). Le maillage adopté pour le modèle est représenté sur la figure 4.1.

Les conditions aux limites prises en compte dans ce modèle sont comme suit, les déplacements des faces latérales du massif de sol sont bloqués dans la direction horizontale suivant le sens x . Par contre pour la base du massif les déplacements sont bloqués dans les deux directions verticale et horizontale. Concernant la troisième dimension de sens y le déplacement est bloqué pour traiter le problème en déformation plane.

4.4 Propriétés des matériaux

Le sol:

Le sol est modélisé comme un matériau linéaire élastique parfaitement plastique en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb dans la bibliothèque FLAC. Le comportement élastique est exprimé par la loi d'Hooke généralisée avec : (Module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν) ou caractérisé par un module volumique (K) et un module de cisaillement (G)), et les paramètres plastiques (angle de frottement (ϕ), la cohésion (c), et angle de dilatance (ψ)). Les caractéristiques de sol adoptées dans cette étude, sont celles publiées dans les études expérimentales de Hatami et Bathurst (2005). Ces caractéristiques sont présentées dans le Tableau 4.1

Tableau 4.1: Caractéristiques géomécaniques du sol

Paramètres	
Modèle de comportement	mohr-coulomb
module d'élasticité(MPa)	80
Coefficient de Poisson	0.3
la densité (KN/m ³)	16.8
Angle de frottement (°)	40
Angle de dilatance (°)	11
Cohésion (kPa)	2

Les interfaces :

Les interfaces entre des matériaux similaires (bloc-bloc) et matériaux différents (mur-sol) ont été modélisés comme des systèmes à ressort curseur linéaire, avec la résistance au cisaillement d'interface définie par le critère de rupture de Mohr Coulomb (Itasca 2005). Le mouvement relatif

de l'interface est contrôlée par les valeurs de rigidité de l'interface dans les directions normales (K_n) et tangentielles (K_s). leurs valeurs sont données par le Tableau 4.2

Tableau 4.2 : Propriétés des interfaces

	K_n (KPa/m)	K_s (MPa/m)	Frottement (°)	Cohésion (kPa)
Block / block	1000	40	57	46
Sol / parement	100	1	44	/
Sol /renforcement	/	1	44	1000
Toe	1000	40	27	7

Renforcement :

Les couches de renforcement du sol dans cette étude ont été simulées en utilisant des éléments géogridde de FLAC3D.

Les nappes de géogridde simulée dans le calcul à une propriété principale qui est (la rigidité tangente équivalent : 4000 kN/m). Les autres propriétés prises en compte sont :

- modèle élastique
- épaisseur : 2 mm
- la rigidité tangente équivalent : 4000 kN/m

Le mur (blocs modulaire) :

Les propriétés des blocs modulaires composés le mur ont été attribuées les valeurs présentées dans le tableau 4.3. Les formes primitives quadrilatères " Brique" à été utilisée pour modéliser ces unités et les dimensions du bloc ont été choisies selon celle disponible dans le marché (300 mm x 200 mm x 150mm).

Tableau 4.3: Caractéristiques du mur

Paramètres	
Bloc modulaire :	
modèle élastique	
module d'élasticité (GPa)	23
Coefficient de Poisson	0.15
la densité (kN/m ³)	22.22

4.5 Présentation du modèle numérique

Dans ce chapitre, la modélisation numérique d'un mur de soutènement renforcé par géogridle a été effectuée en utilisant le code FLAC3D basée sur la méthode des différences finies. un modèle de comportement linéaire entièrement flexible pour les éléments de renforcement plastiques est adopté, avec le critère Mohr-Coulomb pour la modélisation des sols renforcés et non renforcés; De plus, les blocs de façade et le sol de fondation ont été conçus par un modèle de comportement élastique linéaire.

La construction des blocs conduit à une géométrie complexe de la façade du mur. Les armatures sont modélisées par un élément de structure appelé l'élément « Geogrid » dans le code FLAC3D. Le contact bloc- bloc et sol-parement est modélisé par un élément d'interface. La procédure de construction (couche par couche) et le compactage de chaque couche

Huang *et al.* (2009) ont donné les propriétés d'une interface collée pour le contact sol- armature, cette hypothèse est justifiée par le fait que le glissement se produit dans le sol lui-même et non à l'interface sol-armature (Yoo et Kim, 2008). C'est pour cette raison, les interfaces sol-armatures sont modélisées en tant que des interfaces collées en donnant une cohésion de valeur importante.

D'après Hatami et Bathurst (2005), les connexions armatures-parement empêchent le mouvement entre le sol et le parement, à cette effet l'interface sol-parement est modélisée par une interface rugueuse.

Pour les conditions aux limites, la base du modèle est fixée dans les deux directions horizontal et vertical ; cependant, pour les faces latérales seulement les déplacements horizontaux sont bloqués. Le déplacement dans la troisième dimension du modèle FLAC3D est bloqué pour traiter le problème en déformation plane.

La procédure de construction est aussi considérée pour la simulation numérique. La technique de construction par un coffrage est simulée par la fixation du déplacement latéral des points de la grille du parement de chaque couche, ensuite ils sont libérés pendant la modélisation de la couche suivante.

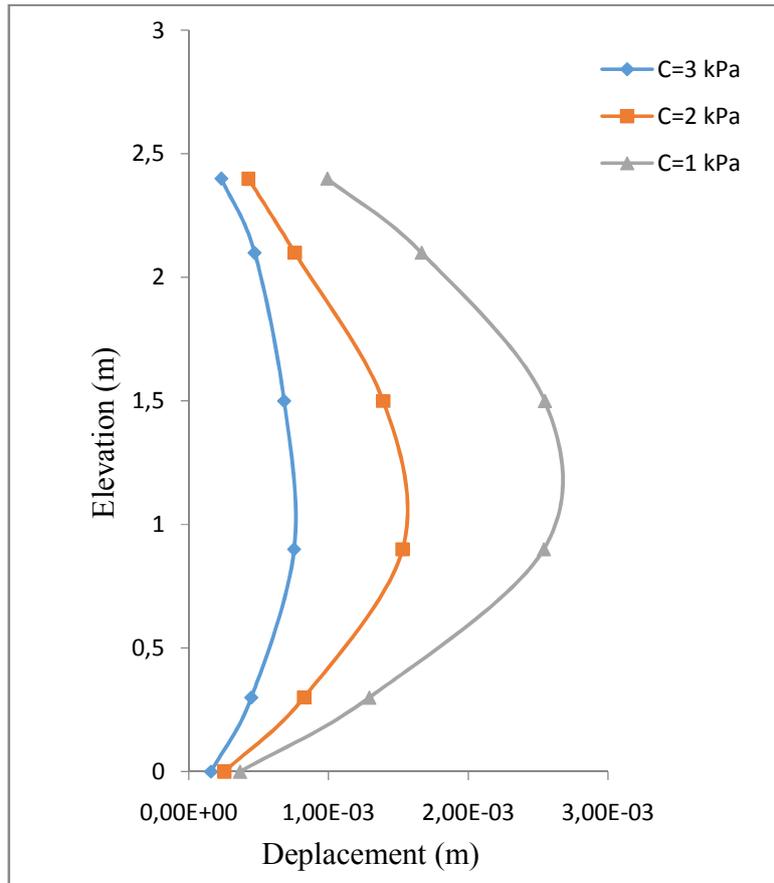
Une étude paramétrique est effectuée en considérant trois valeurs d'angles de l'inclinaison du parement et trois valeurs de cohésion du sol. Aussi, on examine dans cette étude l'effet des forces maximales de traction dans les nappes de renforcement et les déplacements latéraux du parement. sur le plan de rupture interne,

4.6 Résultats et discussion

4.6.1 Influence de la cohésion sur le déplacement du parement

La figure 4.2 montre l'effet de la cohésion du sol sur le déplacement de la paroi latérale. Cette figure montre aussi que la courbe de déplacement en fonction de la hauteur a une forme parabolique. Avec une cohésion accrue, une diminution du déplacement latéral se produit, et lorsque la cohésion diminue, une augmentation du déplacement de la paroi se produit (par exemple: en haut de la paroi, la variation de la valeur de cohésion de $c = 3$ à $c = 2 \text{ kN/m}^2$ se traduit par une diminution du déplacement latéral de la paroi d'un petit pourcentage, Autrement dit, pour $c = 1$, un grand du déplacement est enregistré par rapport celui enregistré pour les cas où la cohésion égale à $c = 2$ et $c = 3$). Cependant, on remarque aussi que le déplacement maximal se produit à mi-hauteur de la paroi pour les trois valeurs de cohésion, car plus la valeur de cohésion est élevée, plus le déplacement est faible, et vice versa. Il est à noter que le déplacement maximal enregistré pour $c=1 \text{ kN/m}^2$ est de l'ordre de 3mm.

Quant à la partie inférieure du mur, la différence entre valeurs de déplacement pour les trois cas est très faible, par contre pour le sommet du mur les valeurs de déplacement sont légèrement différentes.



La figure 4.2 : L'effet de la cohésion sur le déplacement du parement

4.6.2 Influence de l'inclinaison du parement

L'étude de l'influence de l'inclinaison du parement (blocs modulaires) sur le comportement de ce système du mur est menée en faisant varier (w) (0° , 5° , 12°). (Figure 4.3 présente un parement incliné d'un w).

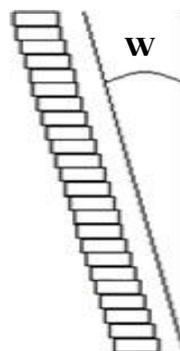


Figure 4.3– Parement incliné

L'influence de l'inclinaison du parement sur le calcul des déplacements latéraux a été étudiée par des analyses effectuées pour Trois valeurs de l'angle ($W=0^\circ$, 5° et 12°).

La figure 4.4 montre les résultats de simulation du mur de soutènement pour différentes inclinaisons du parement. Les déplacements horizontaux ont été normalisés par rapport à la hauteur du mur. Il est important de noter que les déplacements latéraux diminuent d'une façon significative lorsque l'inclinaison du mur (W) augmente par rapport à la verticale.

Les résultats de calculs montrent clairement que les déplacements latéraux sont très influencés par l'inclinaison du parement W .

Pour le cas des parements inclinée d'un angle $w = 5$ et $w = 12^\circ$, les courbes de déplacement de la figure 5.2 montre que les déplacements sont en général très faibles surtout au pied et au sommet du mur. Au milieu du mur, le déplacement sont inversement proportionnels avec l'angle d'inclinaison du mur. Pour un parement vertical $W=0^\circ$, les valeurs des déplacements enregistrées sont très significatives. D'après cette étude on remarque que le déplacement enregistré pour ne inclinaison $W=12^\circ$ est de l'ordre de 16% du déplacement d'un parement vertical, cependant pour une inclinaison de $W=5^\circ$ le déplacement est de l'ordre de 30 % du déplacement d'un parement vertical.

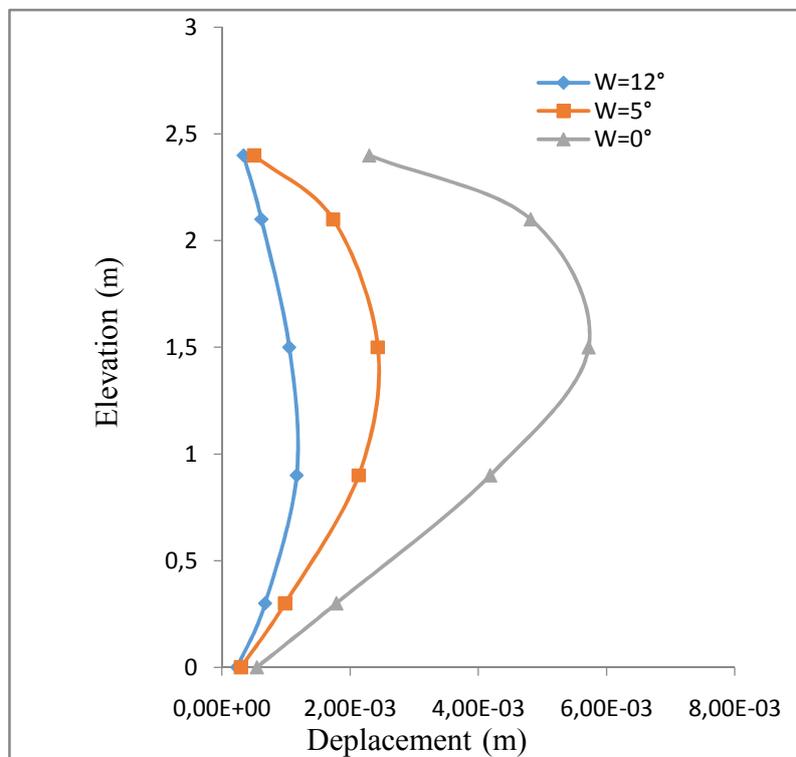
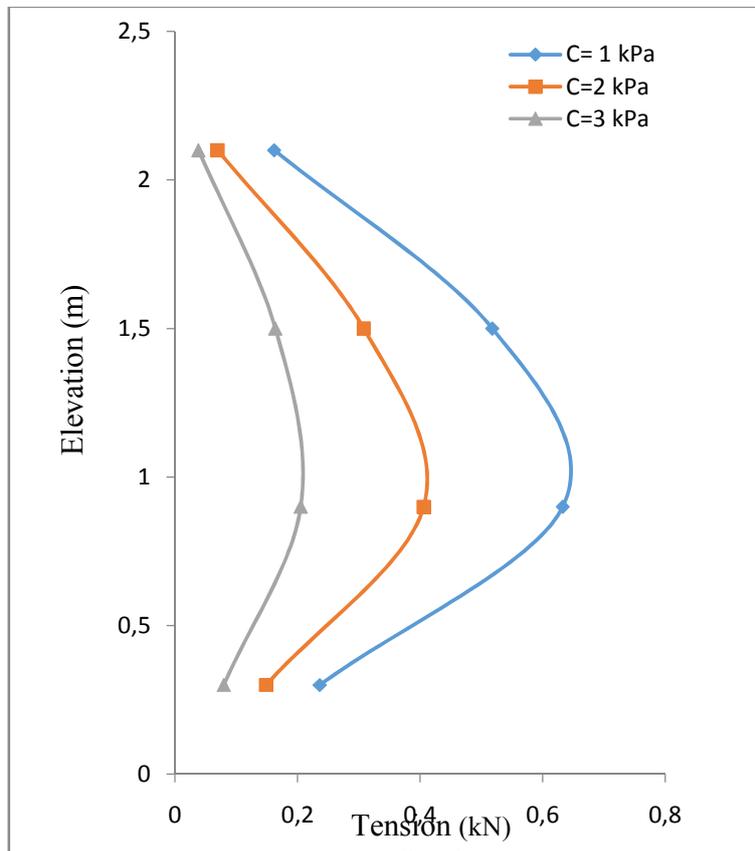


Figure 4.4 Effet de l'inclinaison du parement sur ses déplacements

4.6.3 Influence de la cohésion sur la tension dans les nappes

La figure (4.5) montre l'effet de la cohésion sur la tension dans les nappes à différents niveaux du mur choisi. Les résultats numériques présentés sur cette figure montrent une augmentation de la tension lorsque la cohésion diminue. Ces valeurs démontrent également que les efforts de traction maximaux calculés dans notre étude à différents niveaux se situent à des points proches de l'interface.

Pour les différents cas de cohésion étudiés, les valeurs maximales de l'effort de traction dans les nappes de géogrilles trouvées dans la nappe centrale et ces valeurs diminuent d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.



La Figure 4.5 : Influence de la cohésion sur la tension dans les nappes

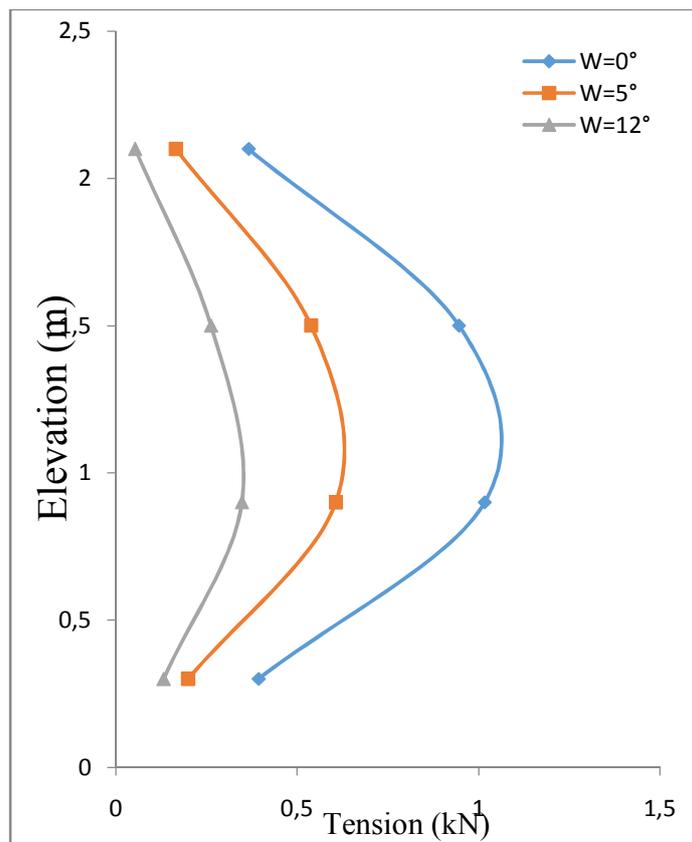
4.6.4 Influence de l’inclinaison sur la tension dans les nappes

La Figure (4.6) montre que l’augmentation de l’angle d’inclinaison du parement, conduit à une diminution des forces maximales de traction dans les nappes quel que soit leur position dans le mur. On peut remarquer que les nappes situées au centre du mur sont les plus chargées par rapport aux nappes situées au pied et au sommet du mur. Ces résultats permettent de déterminer la longueur de scellement des nappes nécessaire pour la stabilité du mur.

L’inclinaison du parement a un effet très important sur les forces de traction dans les nappes de géogrilles. Nous avons constaté que pour une inclinaison de $W=5^\circ$, la force de traction diminue de 50% de sa valeur enregistrée pour un parement vertical. Cependant, pour une inclinaison $W=12^\circ$

La diminution de la force de traction enregistrée est de l’ordre de 70%

Ce résultat montre bien que l’effet d’inclinaison joue un rôle primordial dans la stabilité des ouvrages géotechniques

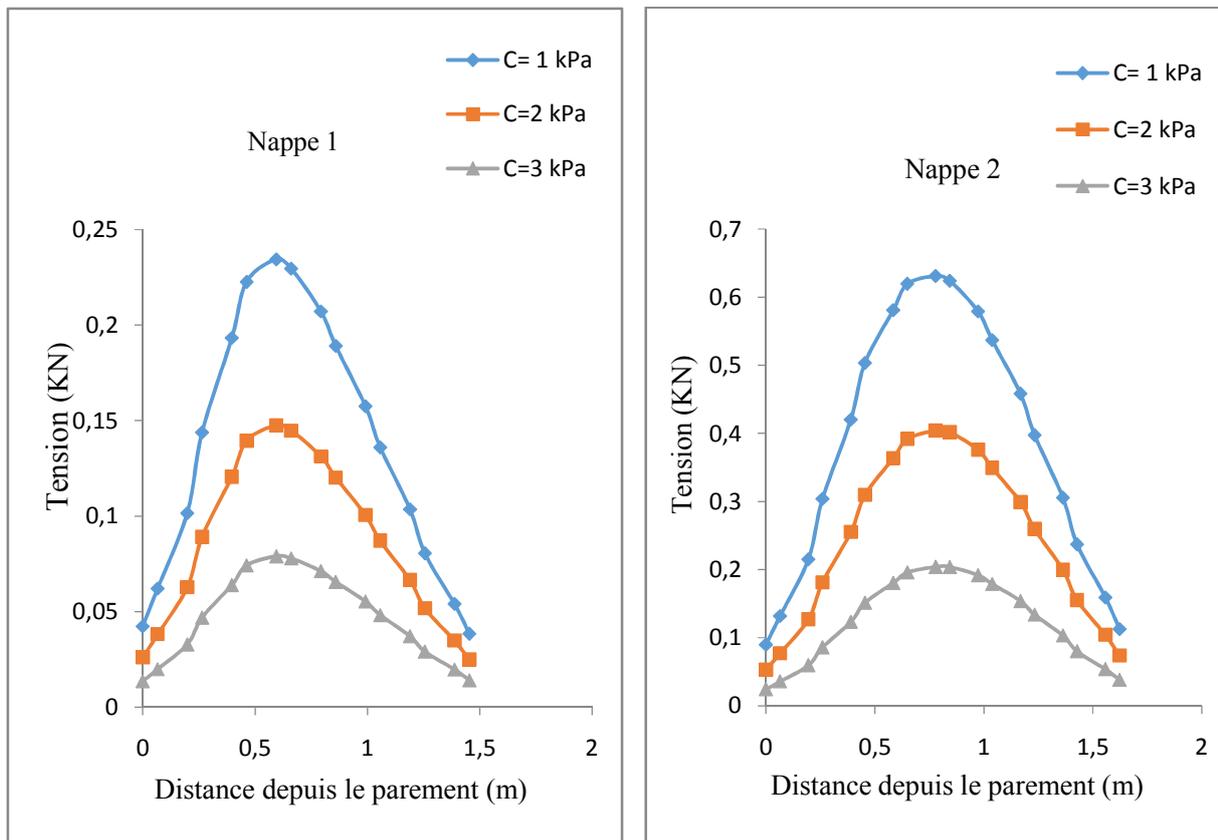


La Figure 4.6 : Influence de l’inclinaison sur la tension dans les nappes

4.6.5 Influence de la cohésion sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement

La figure 4.7 montre la distribution des forces de traction dans les quatre nappes de géosynthétique. On remarque que la force de traction augmente progressivement dans la zone active jusqu'à un pic qui représente le plan de séparation des deux zones active et passive, au-delà de ce pic la force commence à se diminuer jusqu'à l'extrémité de la nappe ou sa valeur devient nulle.

On remarque aussi que la distance entre le parement et le point d'application de la force maximale dans les nappes diminue avec la profondeur, donc ces points appartiennent au plan qui sépare la zone active de la zone passive.



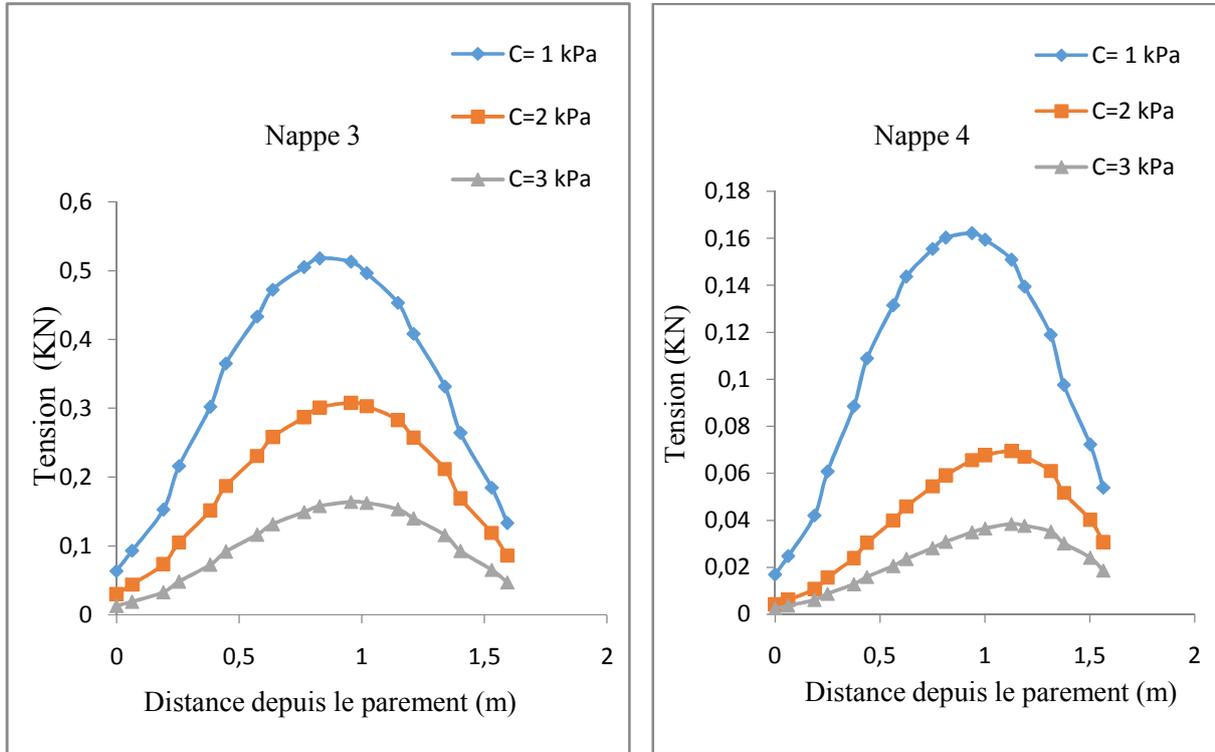


Figure 4.7: Influence de la cohésion sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement

4.6.6 Influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement

La figure 4.8 montre la distribution des forces de traction dans les quatre nappes de géosynthétique. On remarque que la force de traction augmente progressivement dans la zone active jusqu'à un pic qui représente le plan de séparation des deux zones active et passive, au-delà de ce pic la force commence à se diminuer jusqu'à l'extrémité de la nappe ou sa valeur devient nulle.

On remarque aussi que la distance entre le parement et le point d'application de la force maximale dans les nappes diminue avec la profondeur, donc ces points appartiennent au plan qui sépare la zone active de la zone passive.

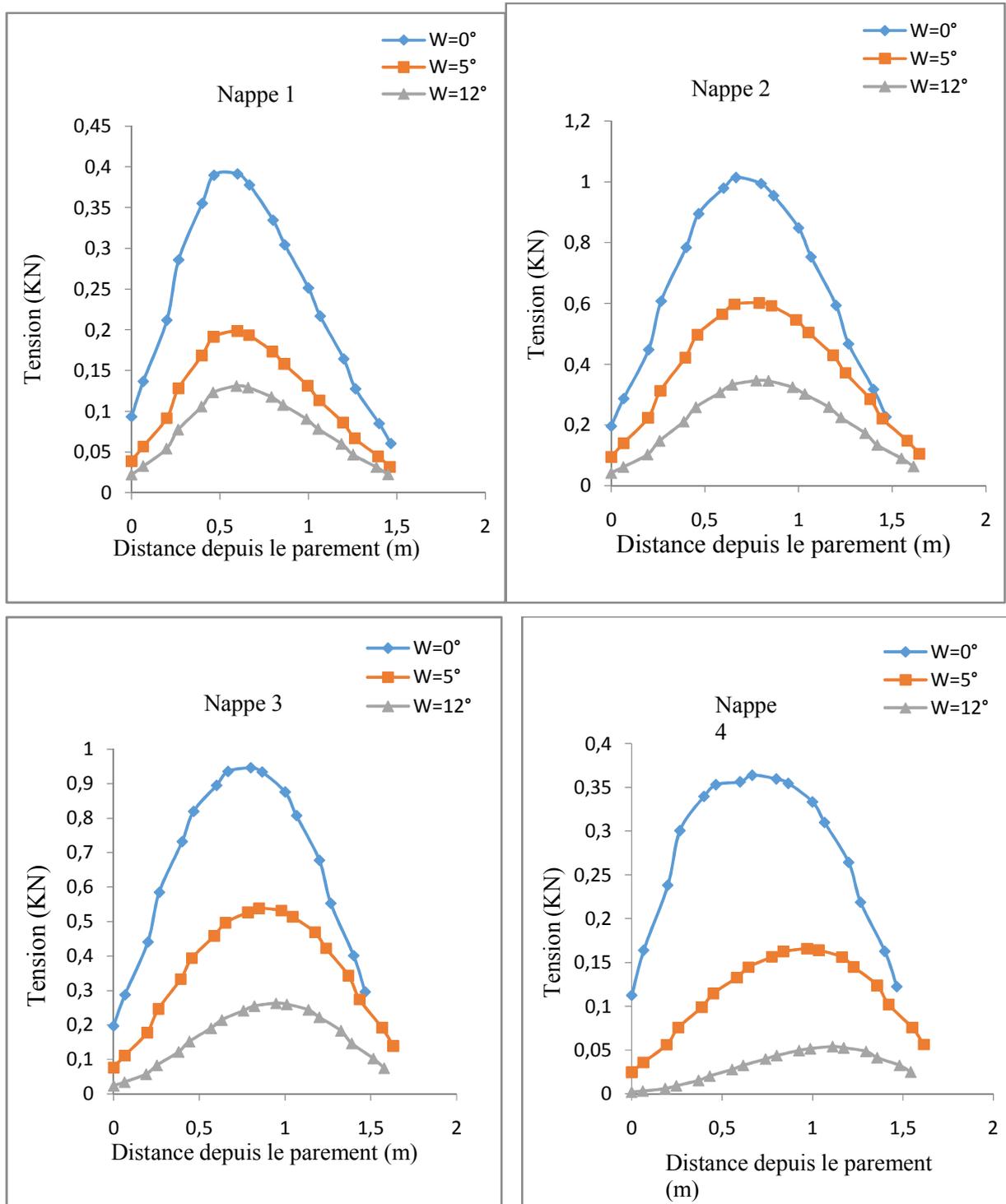


Figure 4.8: Influence de l'inclinaison sur la tension dans les nappes et distance depuis le parement

4.7 Conclusion

Les résultats de la présente étude numérique ont permis de déduire la signification de chaque paramètre du mur choisi par rapport au comportement des murs de soutènement dans les sols renforcés par des géogriddes. Les conclusions tirées sont:

L'inclinaison du mur est d'une grande importance pour une conception de mur de soutènement modulaire et peut apporter une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type de mur. Le déplacement de la face a tendance à diminuer continuellement avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison (α). Les valeurs de résistance à la traction des plaques géographiques diminuent de manière expressive.

Cohésion(C) pour apporter une contribution importante à l'équilibre horizontal. La valeur de déplacement de surface a tendance à diminuer de façon continue avec l'augmentation de la cohésion et les valeurs de résistance à la traction dans les couches de géogridde diminuent avec l'augmentation de la cohésion.

Conclusion générale

Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement des murs de soutènement renforcé par géosynthétique. Ce travail a permis d'améliorer la connaissance de système mur-sol-renfort

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire est de modéliser numériquement le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcés par géogrille afin de comprendre et d'analyser l'effet de ce type de renforcement sur les déplacements horizontaux du mur. A cet effet, nous avons utilisé le logiciel FLAC3D basé sur la méthode des différences finis, pour modéliser correctement les composantes qui les constituent.

Une recherche bibliographique concernant la connaissance générale des murs de soutènement renforcés par géosynthétiques a été présentée. Le renforcement des sols par géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement présente beaucoup d'avantages : le coût, rapidité d'exécution, souplesse d'implantation, forte résistance mécanique, l'esthétique et une vaste gamme d'utilisation

La justification de calcul des murs en sol renforcé prend en compte la stabilité interne, la stabilité externe et une étude de la stabilité générale vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques, leur comportement, les différentes approches de calcul et l'influence de quelques paramètres sur sa stabilité. Les calculs effectués dans la présente étude montrent que :

- * Avec une cohésion accrue, une diminution du déplacement latéral se produit, et lorsque la cohésion diminue, une augmentation du déplacement de la paroi se produit.
- * Le déplacement maximal se produit au milieu de la hauteur du mur pour les trois valeurs de cohésion.

Conclusion générale

- * Le déplacement latéral du mur diminue avec l'augmentation de la pente du mur (W)
- * La résistance à la traction augmente à mesure que la cohésion diminue
- * Pour les différents cas de cohésion étudiés, les valeurs maximales de l'effort de traction dans les nappes de géogrilles trouvées dans la nappe centrale et ces valeurs diminuent d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.
- * L'augmentation de l'angle d'inclinaison du parement, conduit à une diminution des forces maximales de traction dans les nappes quel que soit leur position dans le mur
- * L'effet de l'inclinaison du parement joue un rôle primordial dans la stabilité des ouvrages géotechniques
- * La distribution des forces de traction dans les quatre nappes de géosynthétique. La force de traction augmente progressivement dans la zone active jusqu'à un pic qui représente le plan de séparation des deux zones active et passive, au-delà de ce pic la force commence à se diminuer jusqu'à l'extrémité de la nappe où sa valeur devient nulle.
- * La distance entre le parement et le point d'application de la force maximale dans les nappes diminue avec la profondeur, donc ces points appartiennent au plan qui sépare la zone active de la zone passive.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Amidou Sere.** Thèse de doctorat. Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées es (LCPC- Paris). Soutenue le 20 janvier 1995
- ATTACHE, S.** (2018). Etude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géosynthétiques. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.
- BAAZIZ, S. E.** (2018). Modélisation numérique des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géogridde. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Baziz, F.** (2012). Comportement d'une fondation superficielle située sur la crête d'un talus de sable renforcé par géogridde. Mémoire de Magister. Université Hadj lakhdar – Batna.
- Baziz, S.E.** (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Mémoire de Magistère, Université De Biskra.
- Benyaghla, H.** : Etude théorique de la poussée et de la butée sur pieux isolé. Thèse de Magister, Université de Guelma. Novembre 1999.
- BIETH Emmanuel, M.** (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- Boufoul Khalifa.** Etude numérique sur l'effet de l'espacement des géogriddes Sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé. Mémoire de Magister. Université Hadj Lakhdar. Batna.
- Chebira, H., Mekki, A.** Etude d'un tronçon de Mur de soutènement a hauteur variable. Mémoire Master. Université de Tlemcen.
- DJERIDI, S.** (2018). Analyse numérique de la portance des fondations superficielles sur sol renforcé. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.

Références bibliographiques

- Fabrice Rojat.** (2011-2012). Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE,France.
- FHWA,FHWA** GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR n°04, Ground Anchors And Anchored Systems, Publication FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C. juin1999.
- Guide SETRA : LES OUVRAGES DE SOUTENEMENT** Guide de conception générale- Décembre1998
- Hatami, K., and Bathurst, R. J.** (2005). "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions". *Can. Geotech. J.*, 42_4_, 1066–1085.
- <http://www.gramme.be> introduction aux géogrilles.
- <http://www.innovex.ca> .
- Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K., ASCE, M.** (2009). "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 1486-1498.
- Jean-Louis BORDES.** Utilisation en génie civil par .Ingénieur de l’Ecole Centrale de Paris.Expert, Coyne et bellier .
- Jones, C.J.F.P.**(1985).”Earth reinforcement and soil structures”. 1st Publication. Butterworth and Compagny
- Kramer.S.L.** Geotechnical Earthquake Engineering.Prentice-Hall, NewJersey.1996
- LABED, M.** (2018).Modélisation numérique des sols renforcés par géosynthétiques. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Lamara, S.**(2011). Mémoire de Magister. Etude numérique d’une fondation circulaire reposant sur un sable renforcé par géogrille. Université Hadj lakhdar Batna. Soutenu le 12/04/2011.
- Ling, H.I, Cardany, C.P, Sun, L.-X, and Hashimoto, H,** (2000). "Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing". *Geosynthetics International*, 7 (3), 163–188.

Références bibliographiques

- Ling, H.I, Tatsuoka, F, and Tateyama, M.** (1995). "Simulating performance of GRS-SW by finite- element procedure". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(4),330–340.
- McGown, A ,Pain., N., Dubois, D.D, Andrawes, K.Z.an.A.,** (1984).”The use of geogrid properties in design” Proc. Symp. On Polymer Grid Reinforcement in civil Engineering, London.
- Nakane, A, Yokota, Y, Taki, M, and Miyatake, H,** (1996). "FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil walls". In *Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Kyushu, Japan,12–14.
- Nouri, H., Fakher, A., Jones, C.J.F.P.** (2006). "Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls". *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 175-187.
- Philippe Reiffsteck.** Thèse de doctorat. Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire .Université blaise pascal-clermontII.Soutenue le 21 novembre 1996
- Philipponnat, G. :** Fondations et ouvrages de terre. Eyrolles1987.
- POBERT, W.**Day, "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook" Chapitre10, McGraw-hill 2002, ISBUH0-07-137782-4.
- RAHMOUNI, O.** (2017).Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géogrid. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M.** (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5),435-444
- Saoula, H.** (2012). Modalisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête. Mémoire de Magistère, Université DeBiskra.
- Schlosser, F., Juillie, Y.**(1991), Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de constructionC244.
- Walters, D. L., Allen, T. M. & Bathurst, R. J.** (2002). "Conversion of geosynthetic

Références bibliographiques

strain to load using reinforcement stiffness". *Geosynthetics International*, 9, Nos. 5–6, 483–523.

ZEROUAL.F. (2013) " Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis a des sollicitations dynamiques", Mémoire de Magister, Université Batna.", Mémoire de Magister, Université Batna.

Zornberg, J, Leshchinsky, D, (2001). "Comparison of international design criteria for geosynthetic reinforced soil structures". In: H. Ochiai, J. Otani, N. Yasufuku, K. Omine (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Vol. 2, Kyushu, Japan. pp. 1095–1106.