



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

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Génie Civil
Structures

Réf. :2018

Présenté et soutenu par :
Gahmous Souhaib

Le : samedi 23 juin 2018

Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique

Jury :

Dr. Féia Saddok	MCA	Université de Biskra	Président
Dr. Attache Salima	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr. Benmaddour Djamel	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

Année universitaire : 2017 - 2018

Remerciements

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie à : Mon encadreur prof BENMEDDOUR Djamel, pour son soutien, son conseil judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Je remercie chaleureusement Dr.ZERGUINE Salah de m'avoir aidé, orienter, diriger et conseillé. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je réserve aussi une pensée chaleureuse à toute ma famille surtout mes parents chères, mes grand-parents, mes frères, mes sœurs et mes oncles, qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui être toujours de mes côtés.

Je remercie pareillement mes amis surtout Sayah, Youcef et Souhaib, leurs orientations, leurs nombreux conseils et aides.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble mes professeurs et les collègues de département de Génie Civil de l'université de Biskra, et toute personne ayant un lien de près ou de loin à accomplir ce travail.

Enfin je dédie ce mémoire à l'esprit de ma cher grand-mère Fatima que je lui dis : «je sais que tu serais très fier de moi si tu étais là, toutefois que la terre te soit légère ».

Résumé

Les ouvrages à parements en bloc modulaires, renforcés par des nappes de géosynthétiques, ont pour but de soutenir le terrain, autrement dit contré les glissements de terrain. Pour que cet ouvrage arrive à résister à ce phénomène il doit être étudié et calculé de telle manière soit conçus en normes de sécurité.

Cette recherche est consacrée d'une part, à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les généralités sur les ouvrages de soutènement, les éléments de renforcement et les méthodes de calcul des poussées et des butées des terres et d'autre part à l'analyse de l'effet de quelques paramètres : la longueur de la géogrille "L", la rigidité axiale de la géogrille "J" et l'espacement des géogrilles "Sv". Les paramètres géométriques et mécaniques ont été considérés et implémentés dans le code de calcul numérique PLAXIS 2D pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages de soutènement renforcée par géosynthétiques. Les analyses numériques effectuées ont mis en évidence, que la longueur de la nappe de géogrille, la rigidité axiale (EA) et l'espacement vertical des nappes ont un effet significatif sur le comportement mécanique du mur. Les résultats obtenus par cette étude sont comparés avec les résultats disponibles dans la littérature. Cette comparaison a montré une bonne concordance entre les résultats de la présente étude et ceux de Guler.

Mots-Clés :

Ouvrages de soutènement, renforcement, géosynthétique, glissements, calcul numérique, PLAXIS 2D.

ملخص

الجدران الإستنادية، المعززة بجيوسنتتيك، تهدف إلى دعم الانهيارات الأرضية، أن هذا الجدار يمكن من مقاومة هذه الظاهرة وينبغي دراستها وحسابها بطريقة يتم تصميمها وفقاً لمعايير السلامة، وأنه لا يزال صالحاً للاستخدام الذي قُصد من أجله، مع الأخذ بعين الاعتبار العمر الافتراضي المقصود والتكلفة.

هذا البحث مخصص لعرض البحوث المرجعية عن العموميات على هياكل الاحتفاظ، وعناصر التعزيز وأساليب حساب الدافعات والدعامات الأرضية ومن جهة أخرى تحليل تأثير بعض العوامل: طول الجيوقريل «L»، وصلابة الجيوقريل «J»، والمباعد «SV». تم دراسة وتنفيذ هذه العوامل الهندسية والميكانيكية وأدخلت في برنامج الرقمي PLAXIS 2D من اجل فهم الأفضل لسلوك المنشآت معززة بطبقات جيوسنتتك. وقد أظهرت التحليلات العددية أن طول طبقة الجيوقريل، والصلابة المحورية (EA)، والتباعد بين طبقات الجيوقريل لها تأثير كبير على السلوك الميكانيكي للجدار. تتم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها من هذه الدراسة مع النتائج المتاحة في الأدب. أظهرت هذه المقارنة وجود اتفاق جيد بين نتائج هذه الدراسة وتلك التي أجراها جولر.

الكلمات المفتاحية:

جدران الاستناد، تعزيز، جيوسنتتيك، انهيارات، حساب العددي، 'بلاكسيس' ذو ثنائي الأبعاد.

Table des matières

Remerciements	I
Résumé	II
ملخص	III
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	IV
Introduction générale	1
 Chapitre 1 : synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement.	
1.1 Introduction :	2
1.2 Définition des ouvrages de soutènement :	2
1.3 Différents types des ouvrages de soutènement :	3
1.3.1 Murs de soutènement :	3
1.3.1.1 Murs poids :	4
1.3.2 Écrans de soutènement :	5
1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :.....	5
1.3.3 Systèmes de soutènement composites :	5
1.3.3.1 Massifs en sol renforcé :	5
1.4 Classement des ouvrages de soutènement :	6
1.4.1 Ouvrages Rigides :	6
1.4.2 Ouvrages Souples :	8
1.5 Fonctionnement des ouvrages de soutènement :	9
1.5.1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement :	9
1.5.1.1 Stabilité interne :	9
1.5.1.2 Stabilité externe :	9

1.6 Conclusion : ----- 11

Chapitre 2 : Les éléments de renforcement.

2.1 Introduction : ----- 12

2.2 Le renforcement des sols : ----- 12

2.2.1 Renforcement par géosynthétiques : ----- 12

2.2.2 Fonctions des géosynthétiques : ----- 13

2.2.3 Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques : ----- 17

2.3 Renforcement par géogrilles : ----- 18

2.3.1 Les géogrilles uniaxiales : ----- 18

2.3.2 Les géogrilles biaxiales : ----- 19

2.3.3 Fonctionnement des géogrilles : ----- 20

2.4 Conclusion : ----- 21

Chapitre 3 : Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres.

3.1 Introduction : ----- 22

3.2 Etat des sols : ----- 23

3.2.1 Etat des sols au repos : ----- 23

3.2.2 Notions de poussée et de butée : ----- 25

3.3 Évaluation des coefficients de poussée et de butée : ----- 25

3.3.1 Cas des sols pulvérulents (ex : sables) : ----- 25

3.3.2 Cas des sols fins (ex : argiles) : ----- 27

3.4 Calcul des forces de poussée et de butée : ----- 27

3.4.1 La méthode de Coulomb (1773) : ----- 27

3.4.2 Méthode de Rankine (1857) : ----- 30

3.4.3 Méthode de Boussinesq (1882) : ----- 34

3.5 Conclusion : ----- 35

Chapitre 4 : Présentation de l’outil de simulation numérique.

4.1	Introduction : -----	36
4.2	Présentation de PLAXIS : -----	36
4.3	Les modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS : -----	37
4.3.1	Modèle de mohr-coulomb : -----	37
4.4	Conclusion : -----	40

Chapitre 5 : Présentation et interprétation des résultats obtenus.

5.1	Introduction : -----	41
5.2	Simulation numérique : -----	41
5.2.1	Présentation du modèle numérique : -----	41
5.2.2	Données et paramètres de l’étude : -----	42
5.2.3	Génération du Maillage : -----	44
5.3	Etude paramétrique : -----	47
5.3.1	Influence de l’espacement vertical entre les nappes de géogrilles : -----	48
5.3.2	Effet de la longueur des géogrilles : -----	53
5.3.3	Effets de la rigidité axiale du géosynthétique (géogrille) : -----	60
5.4	Conclusion : -----	68
	Conclusion générale -----	69
	Références bibliographiques -----	70

Liste des figures

Chapitre 1 :

Figure 1.1 Exemples des ouvrages de soutènement-----	3
Figure 1.2 Exemple de mur poids en béton -----	4
Figure 1.3 Exemple de mur formé de gabion -----	4
Figure 1.4 Mur en béton armé-----	5
Figure 1.5 Exemple de mur renforcée par géosynthétique-----	6
Figure 1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement -----	9
Figure 1.7 Trois types de stabilité externe-----	10
Figure 1.8 Influence de renversement sur le mur-----	10
Figure 1.9 Influence de glissement sur le mur -----	10
Figure 1.10 Influence de poinçonnement sur le mur-----	11

Chapitre 2 :

Figure 2.1 Différents types de géosynthétiques -----	13
Figure 2.2 l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation -----	14
Figure 2.3 L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration -----	14
Figure 2.4 Géosynthétiques en drainage-----	15
Figure 2.5 L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement -----	15
Figure 2.6 Utilisation contre l'érosion-----	16
Figure 2.7 Utilisation des géosynthétique comme Confinement des fluides/gaz -----	16
Figure 2.8 Principales fonctions des géosynthétiques -----	16
Figure 2.9 Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$)-----	17
Figure 2.10 exemple de géogrille uniaxiale -----	18
Figure 2.11 Imbrication des grains dans une géogrille rigide (gauche) et souple (adroit) ----	19
Figure 2.12 Types des géogrilles -----	19

Figure 2.13 Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage --20

Chapitre 3 :

Figure 3.1 (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée -----22

Figure 3.2 Développement des pressions actives et passives de la terre-----23

Figure 3.3 contrainte au repos-----24

Figure 3.4 Principe de la poussée et de la butée-----25

Figure 3.5 Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr-----26

Figure 3.6 Ruptures à court et long terme d'un sol fin-----27

Figure 3.7 Principe du calcul de la poussée par la méthode COULOMB -----28

Figure 3.8 Etat de butée de COULOMB -----29

Figure 3.9 Cercle de Mohr à l'équilibre limite -----30

Figure 3.10 Lignes de glissement-----30

Figure 3.11 Hypothèse de la méthode de RANKINE -----31

Figure 3.12 Force de poussée exercée par un massif sec-----32

Figure 3.13 Force de poussée exercée sur un mur dans un massif pulvérulent partiellement saturé -----32

Figure 3.14 Force de poussée sur un massif pulvérulent à surface inclinée-----33

Figure 3.15 Force de poussée exercée par un massif cohérent -----34

Figure 3.16 Coin de Boussinesq -----35

Chapitre 4 :

Figure 4.1 Définition du modèle à 50% de la rupture -----38

Chapitre 5 :

Figure 5.1 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé -----42

Figure 5.2 Blocs modulaires et connexion géogrid-----42

Figure 5.3 Modèle numérique (Le maillage.)-----44

Figure 5.4 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction-----45

Figure 5.5 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur -----45

Figure 5.6 Calcul des contraintes horizontales σ_h en fonction de la hauteur -----47

Figure 5.7 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction. (Modèle A₁)-----49

Figure 5.8 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur -----49

Figure 5.9 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale)----- 50

Figure 5.10 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₅) ----- 50

Figure 5.11 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur----- 51

Figure 5.12 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale) ----- 51

Figure 5.13 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe -----52

Figure 5.14 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₂) ----- 54

Figure 5.15 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur----- 54

Figure 5.16 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale) -----55

Figure 5.17 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₃) -----55

Figure 5.18 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur----- 56

Figure 5.19 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale) -----56

Figure 5.20 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₄) -----57

Figure 5.21 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur-----57

Figure 5.22 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction ---- 58

Figure 5.23 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe -----58

Figure 5.24 Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur -----60

Figure 5.25 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₆₁). ----60

Figure 5.26 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur-----61

Figure 5.27 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction ----61

Figure 5.28 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₆₂) -----62

Figure 5.29 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur-----62

Figure 5.30 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction ----63

Figure 5.31 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₆₃) -----63

Figure 5.32 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur-----64

Figure 5.33 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction ----64

Figure 5.34 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe -----65

Figure 5.35 Les déplacements U en fonction la rigidité EA -----66

Figure 5.36 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements -----68

Liste des tableaux

Chapitre 1:

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids -----	6
Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement-----	7
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-----	8

Chapitre 5:

Tableau 5.1 Propriétés géomécaniques du sol-----	43
Tableau 5.2 Propriétés du géogrille -----	43
Tableau 5.3 Propriétés du bloc modulaire. -----	44
Tableau 5.4 Comparaison des résultats des contraintes horizontales et la force de pousse derrière le mur pour un mur de soutènement en sol renforcé -----	46
Tableau 5.5 Différentes combinaisons utilisé pour les analyses -----	48
Tableau 5.6 Résumé des résultats de l'analyse par éléments finis -----	53
Tableau 5.7 Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis-----	59
Tableau 5.8 Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis-----	66
Tableau 5.9 : Résumé des résultats de l'analyse par éléments finis. -----	67
Tableau 5.10 récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis -----	67

Introduction générale

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. Le mur de soutènement renforcé est l'un des types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couches successives horizontales entre les quelles sont disposés des éléments de renforcement.

Le présent travail a pour objectif de modéliser numériquement un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétiques. En premier temps on étudie l'influence de l'espacement vertical entre les nappes de géogrilles, la longueur des géogrilles et l'influence de la rigidité des géogrilles sur la stabilité du mur. Ce mur est étudié par l'utilisation des logiciels de calcul performant. Le Plaxis à titre d'exemple. Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en remblai de sol en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Le travail présenté est composé de (5) 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 est une synthèse des méthodes de calcul des murs de soutènement (les forces de poussée et butée). Trois méthodes de calcul, seront présentées.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.
- ✓ Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude des problèmes de modélisation numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcé par géosynthétiques et les effets de quelque paramètres importants tel que les espacements verticaux entre les nappes, les paramètres liés aux éléments de renforcement (longueur des nappes, la rigidité axiale).

Chapitre 1 :

Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement.

1.1 Introduction :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Il en existe une grande variété caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation. [1]

Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

- ✓ **Les murs de soutènement** (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.)
- ✓ **Les écrans de soutènement** (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.)
- ✓ **Les systèmes de soutènement composites** (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.)

1.2 Définition des ouvrages de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain.

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural). [1]

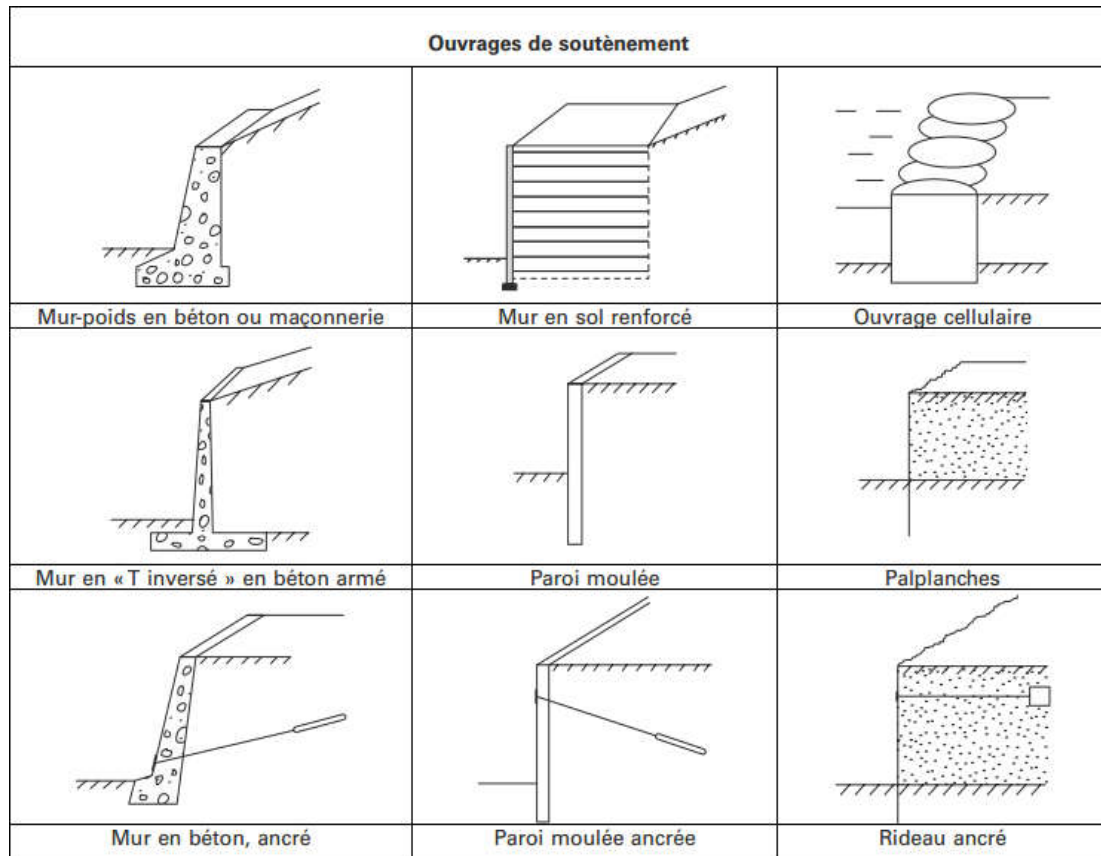


Figure 1.1 Exemples des ouvrages de soutènement. [2]

1.3 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 :

1.3.1 Murs de soutènement :

Ce sont des ouvrages généralement fonds superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant. [2]. Qui 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).

1.3.1.1 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. [3]

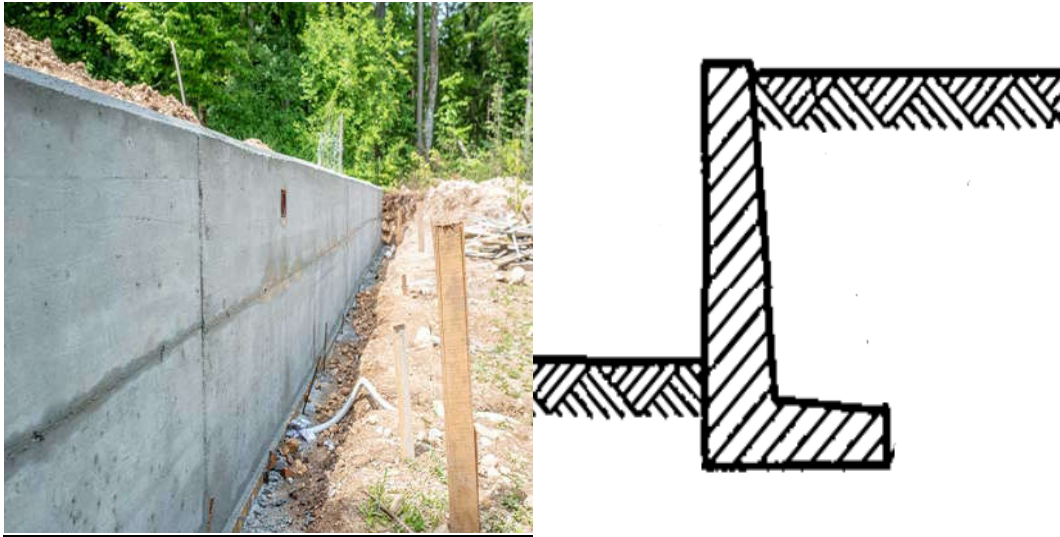


Figure 1.2 Exemple de mur poids en béton.

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. [3]

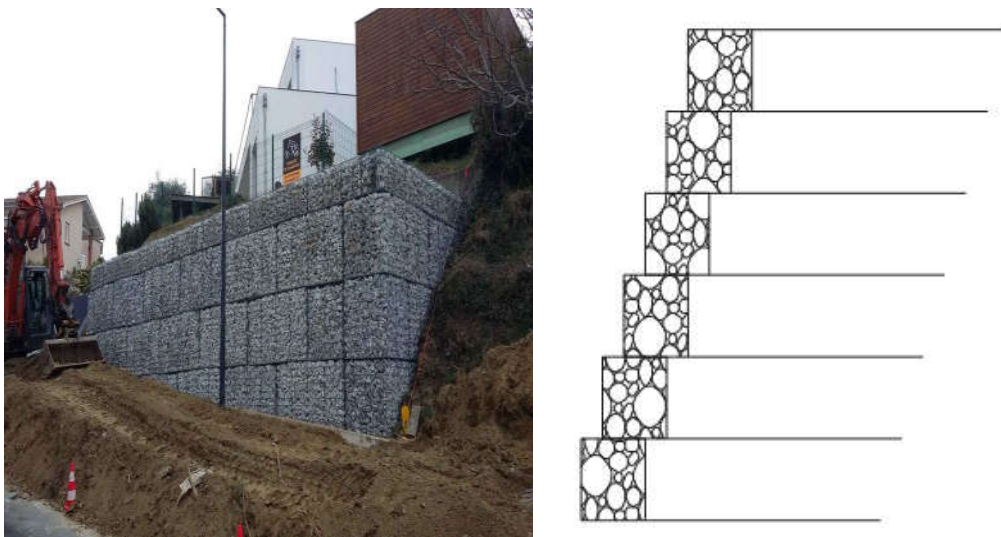


Figure 1.3 Exemple de mur formé de gabion.

1.3.2 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. [2]. Qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé.

1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé. [3]

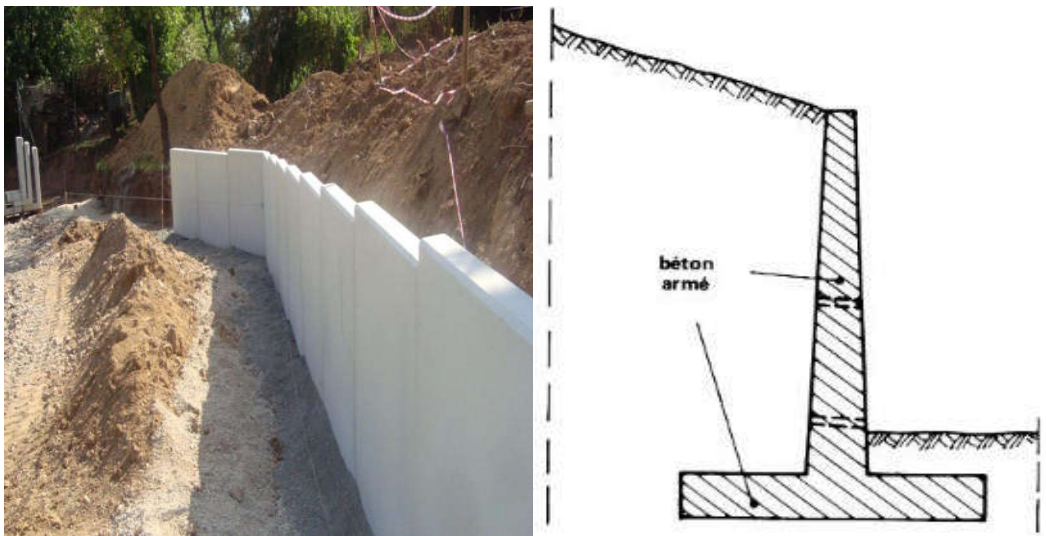


Figure 1.4 Mur en béton armé.

1.3.3 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. [2]. (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.

1.3.3.1 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. [3]

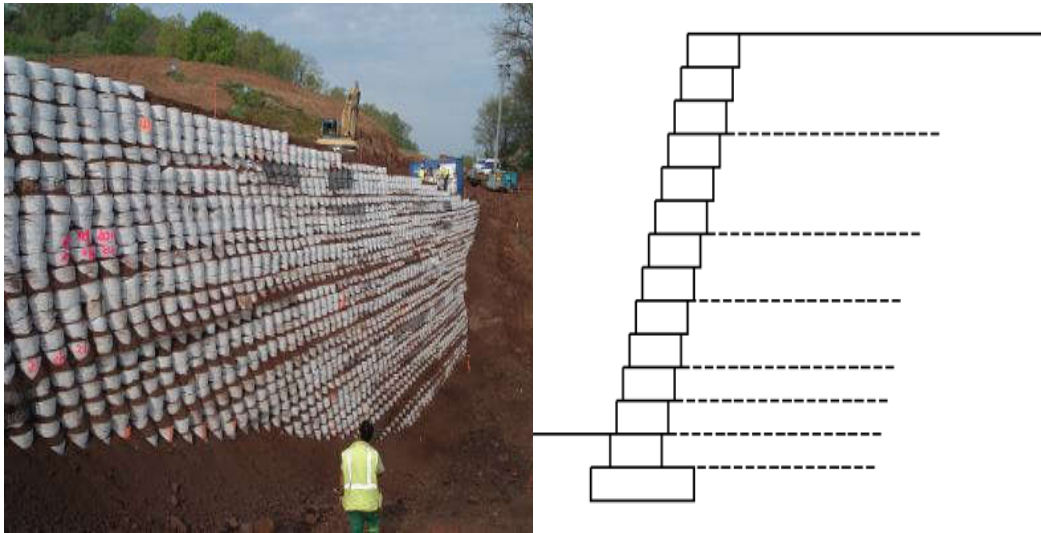


Figure 1.5 Exemple de mur renforcée par géosynthétique.

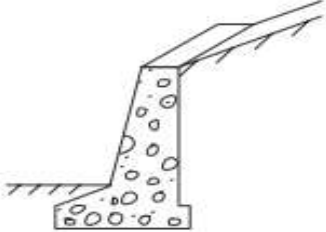
1.4 Classement des ouvrages de soutènement :

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise, On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

1.4.1 Ouvrages Rigides :

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle. [4]

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids. [5]

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="268 1982 778 2011">Mur-poids en béton ou maçonnerie</p>	<p data-bbox="847 1758 1374 1951">Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille</p>

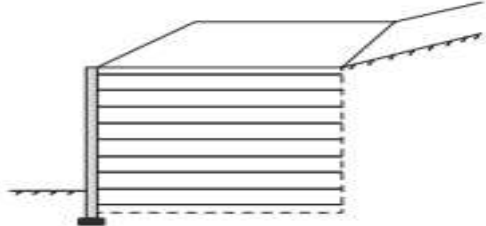
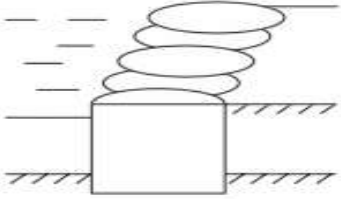
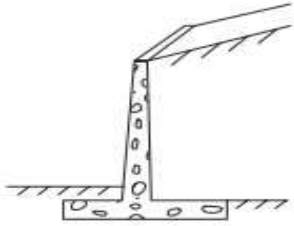
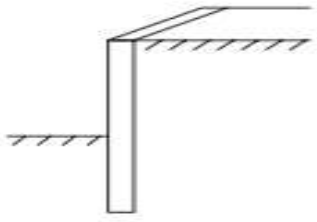
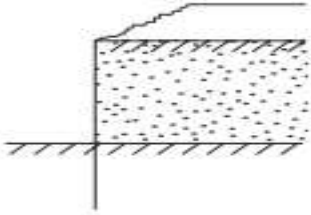
 <p>Mur en sol renforcé</p>	<p>Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>
 <p>Ouvrage cellulaire</p>	<p>La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.</p>

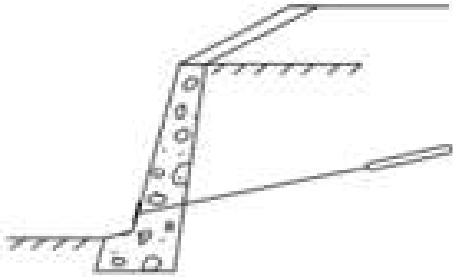
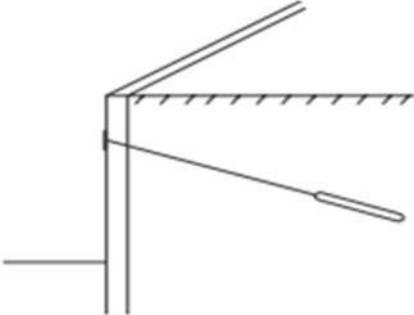
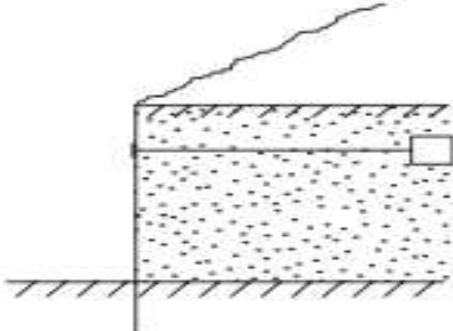
Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement. [5]

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p>Mur en « T inversé » 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 du remblai.</p>
 <p>Paroi moulée</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>Palplanches</p>	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage</p>

1.4.2 Ouvrages Souples :

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages. [4]

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. [5]

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="336 981 671 1014">Mur en béton, ancré</p>	<p>Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancres 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</p>
 <p data-bbox="323 1406 684 1440">Paroi moulée ancrée</p>	
 <p data-bbox="384 1843 655 1877">Rideau ancré</p>	<p>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 ancres fixés sur les poteaux.</p>

1.5 Fonctionnement des ouvrages de soutènement :

Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent.

1.5.1 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). [3]

1.5.1.1 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 y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

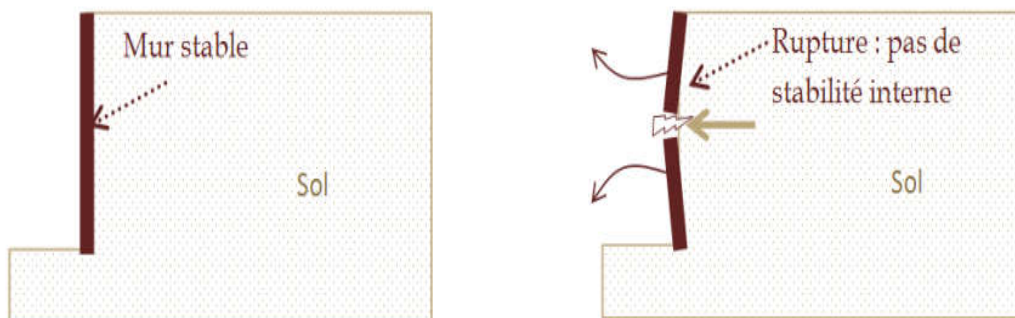


Figure 1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.5.1.2 Stabilité externe :

Il existe trois types de stabilité externe :

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

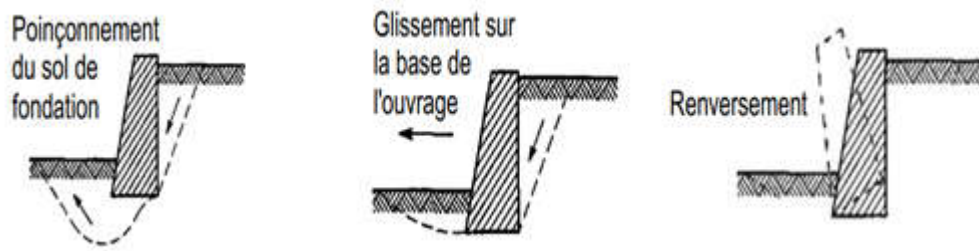


Figure 1.7 Trois types de stabilité externe. [6]

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.

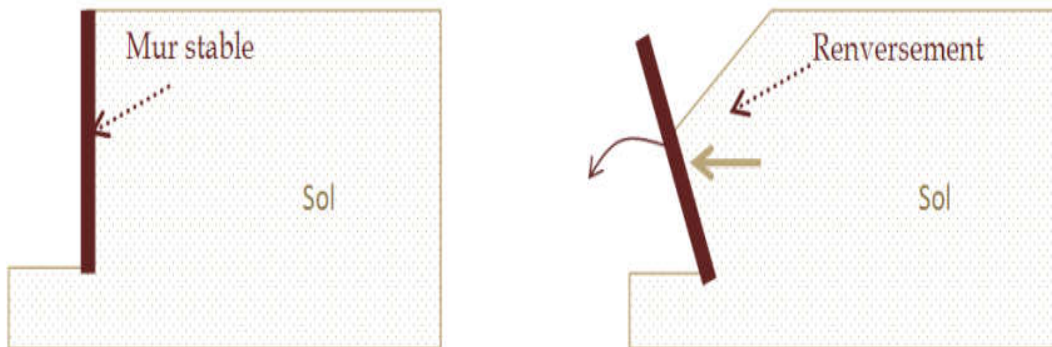


Figure 1.8 Influence de renversement sur le mur.

Stabilité au glissement :

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

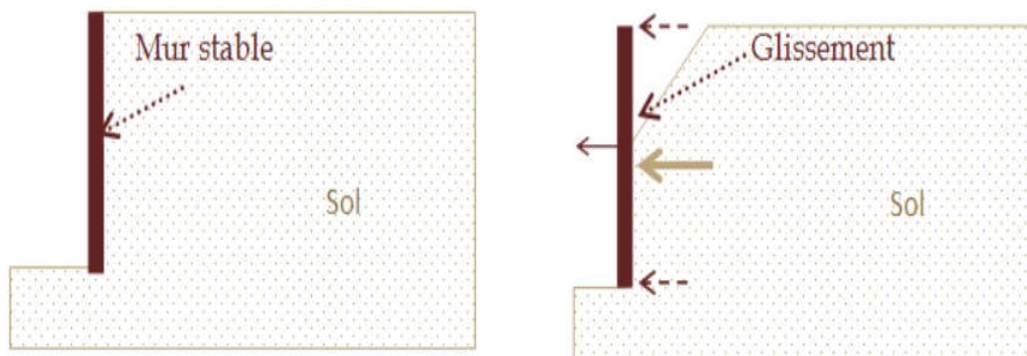


Figure 1.9 Influence de glissement sur le mur.

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.

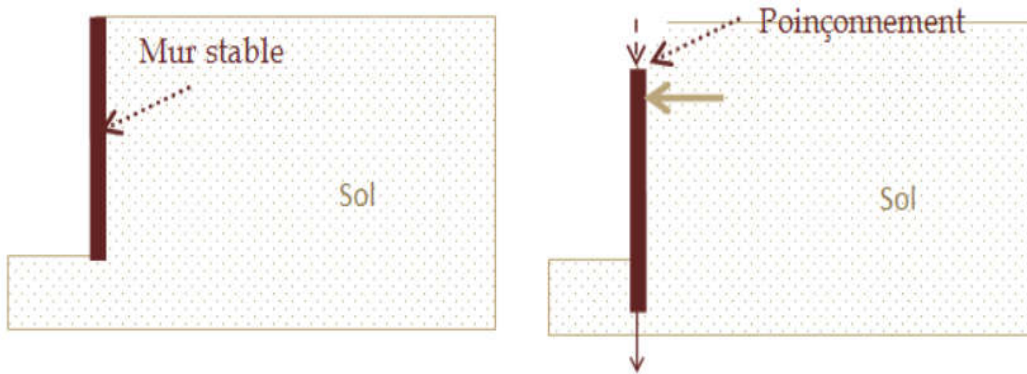


Figure 1.10 Influence de poinçonnement sur le mur.

1.6 Conclusion :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux ; leur mise en œuvre peut, être faite à titre temporaire ou définitif. La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Chapitre 2 :

Les éléments de renforcement.

2.1 Introduction :

Un certain nombre de technique sont disponibles pour améliorer le comportement mécanique du remblai sur sol compressible comme le renforcement avec des géosynthétiques.

Dans le domaine de la géotechnique, la technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évoluée actuellement. Les géosynthétiques sont utilisés principalement pour améliorer la résistance du remblai support des charges, représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante. Avec les différents produits géosynthétiques des solutions innovatrices peuvent être offertes à plusieurs situations.

Dans ce chapitre nous allons présenter une définition sur le renforcement des sols, les éléments de renforcement par geosynthitiques, les divers types de géosynthétique (géotextile, géogrille, géocomposite, géomembrane, etc.) et les fonctions principales des géosynthétiques (Séparation, Renforcement, Protection, Etanchéité, Filtration, Drainage... etc.).

2.2 Le renforcement des sols :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance. [7]

2.2.1 Renforcement par géosynthétiques :

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques, ils sont utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique. [8]

Qui sont généralement répartissent deux grandes familles :

- ✓ Les produits perméables : les géotextiles et produits apparentés de géotextiles.

- ✓ Les produits essentiellement étanches : les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques. L'association de ces produits forme des géocomposites. [9]

Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 5 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation (les géotextiles, les géogrilles, les géofilet, les géomembranes et les géocomposites).



Figure 2.1 Différents types de géosynthétiques.

2.2.2 Fonctions 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. [10]

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. Les séparateurs permettent également

d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. [10]

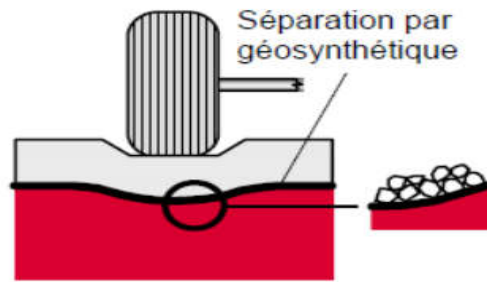


Figure 2.2 l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation. [10]

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. [10]

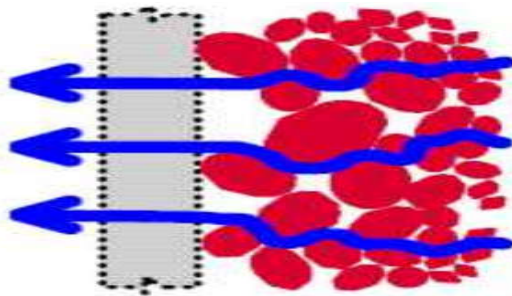


Figure 2.3 L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration. [10]

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 géocomposites 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 préchargés. [10]

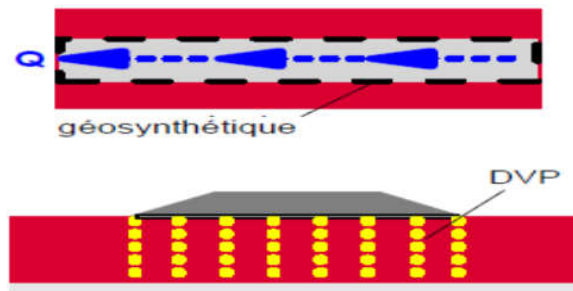


Figure 2.4 Géosynthétiques en drainage. [10]

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. [10]

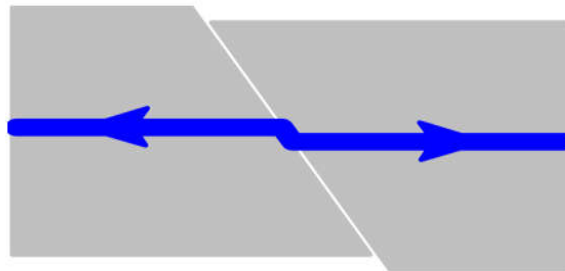


Figure 2.5 L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement. [10]

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 chargée en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables. [10]

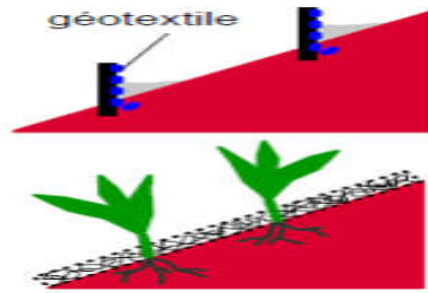


Figure 2.6 Utilisation contre l'érosion. [10]

Confinement des (barrières aux) fluides/gaz : le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides où gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques benthoniques 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. [10]

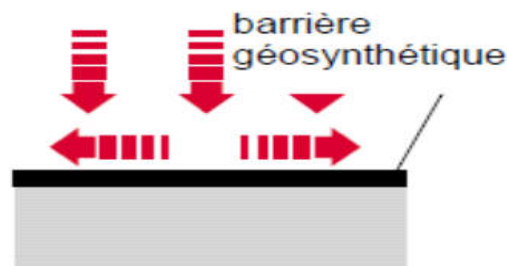


Figure 2.7 Utilisation des géosynthétique comme Confinement des fluides/gaz. [10]

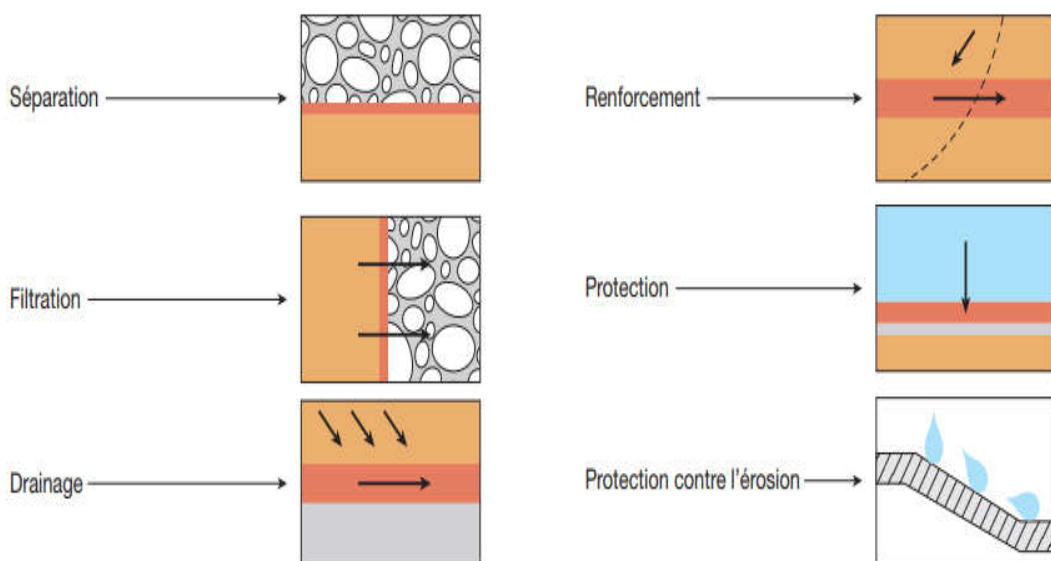


Figure 2.8 Principales fonctions des géosynthétiques. [11]

2.2.3 Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques :

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétiques 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 bandes.

- ✓ **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 géosynthétique, lorsque dans un lit, les renforcements sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ($D > 2B$). [12]

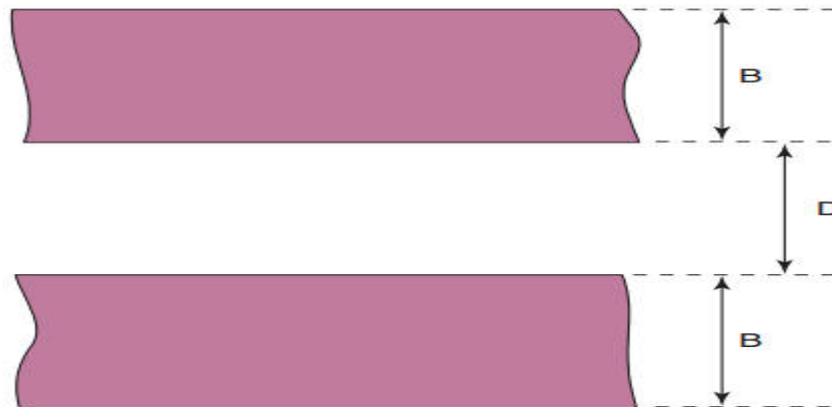


Figure 2.9 Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$).

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, ou quasiment nulle. [12]

Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement [13] :

- ✓ Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.
- ✓ Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- ✓ Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau.
- ✓ Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités.

- ✓ Diminution des emprises.
- ✓ Création de merlons antibruit d'aspect naturel.
- ✓ Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale).
- ✓ Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.
- ✓ Préservation de l'aspect naturel du paysage.
- ✓ Optimisation des coûts de construction.

2.3 Renforcement par géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles sont des structures souples présentant des ouvertures de tailles et formes variées servant à renforcer la couche de fondation supérieure ou même le pavage, en les rendant plus forts et prolongeant la durée de vie de l'ouvrage. Ces grilles sont fabriquées de matériaux résistants à la dégradation physique et à la perte de rigidité causées par des environnements agressifs chimiquement. Les géogrilles résistent à l'allongement par fluage et supportent d'importantes charges de traction. On peut distinguer deux types des géogrilles [14] :

2.3.1 Les géogrilles uniaxiales :

Ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée. Pour les lèves de terre sur des sols faibles, le renforcement de pentes raides, le remplissage de vides dans les sols faibles et les murs de soutènement de sol stabilisé mécaniquement, sur la figure suivante est présenté un exemple de géogrille uniaxiale. [14]

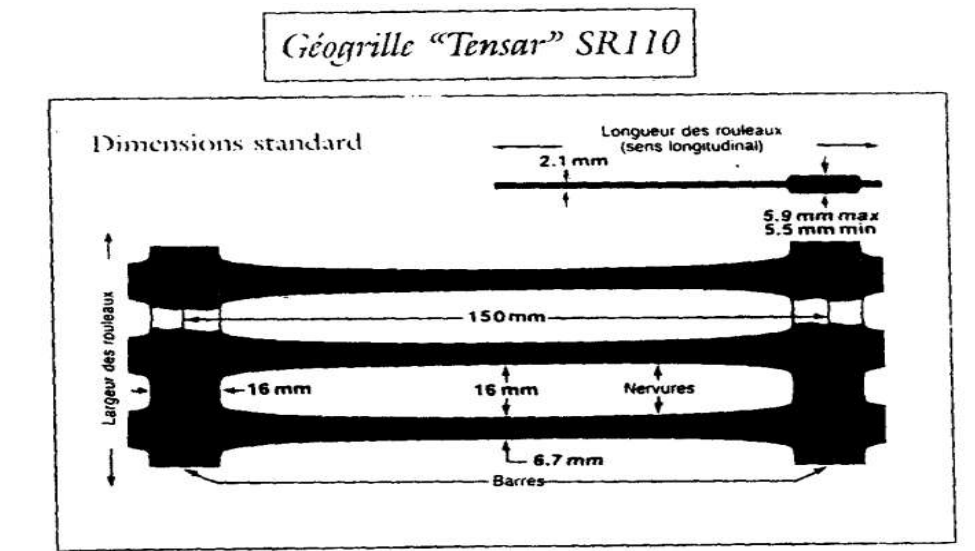


Figure 2.10 exemple de géogrille uniaxiale. [14]

2.3.2 Les géogrilles biaxiales :

Ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. Pour le renforcement de la base et la stabilisation du sol des chaussées des parcs de stationnement et des voies ferrées. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol – géogrilles mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma du fluage pour une géogrilles biaxiale rigide et une géogrilles biaxiale souple. [14]

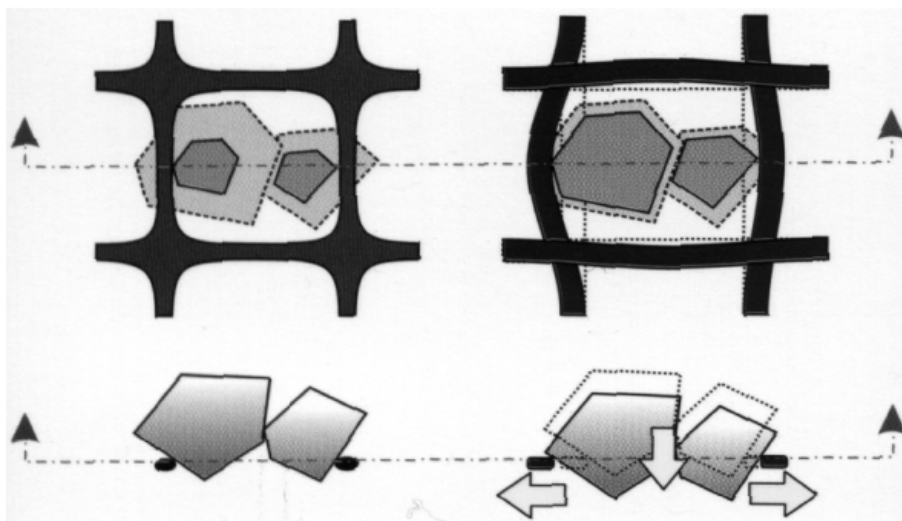


Figure 2.11 Imbrication des grains dans une géogrille rigide (gauche) et souple (adroit). [14]

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles cependant, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui, génère une grande résistance à la traction pour faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

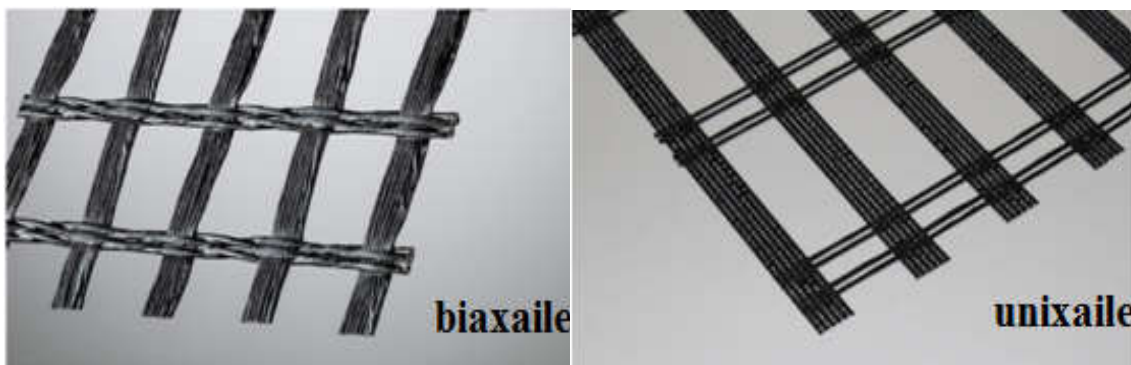


Figure 2.12 Types des géogrilles.

2.3.3 Fonctionnement des géogrilles :

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux frottements latéraux le long des éléments longitudinaux, c'est dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'un sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure 2.13. [15]

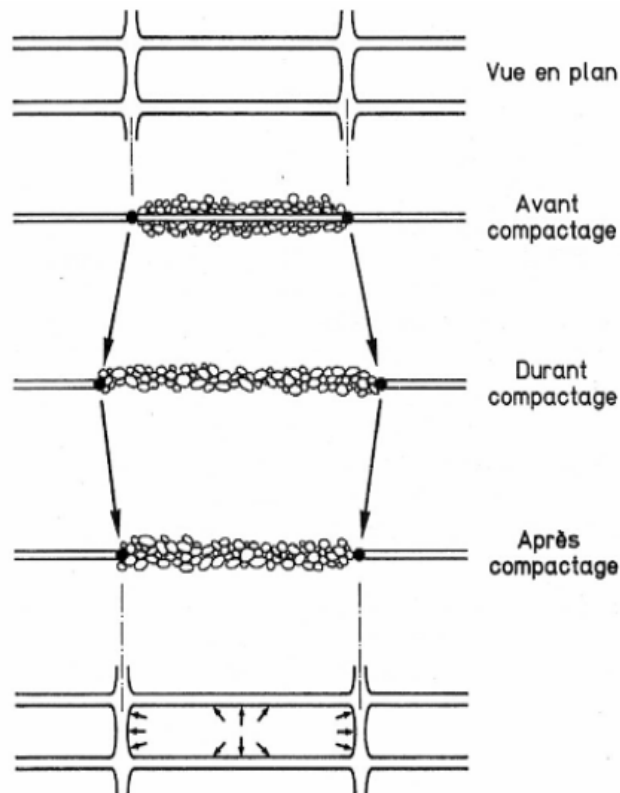


Figure 2.13 Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage.

❖ Frottement latéral et résistance en butée

Pour les géogrilles et les treillis, les mécanismes de frottement latéral et de résistance en butée sont intimement mêlés.

Pour le dimensionnement aux états limites ultimes, ils sont le plus souvent regroupés dans le terme de frottement latéral unitaire.

$$q_s = \mu \sigma_v \quad (2.1)$$

Dont :

q_s : Le frottement latéral unitaire.

μ : Coefficient de frottement réel.

σ_v : Contrainte verticale due au poids des terres.

- ✓ La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol.
- ✓ Par contre, aux états de service, le déplacement relatif du sol avec l'inclusion nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux est de l'ordre de quelques millimètres. Il est très inférieur à celui nécessaire pour mobiliser la résistance en butée le long des éléments transversaux, qui peut être de plusieurs centimètres.
- ✓ Dans le cas des nappes en géotextile et produits apparentés (géogrilles), qui sont relativement extensibles, l'angle de frottement est le plus souvent déterminé en laboratoire dans un essai à la boîte de cisaillement, car les essais d'arrachement en place sont difficiles à réaliser et à interpréter pour de tels matériaux. Pour les treillis métalliques, par contre, on réalise de préférence des essais d'arrachement en place. [15]

2.4 Conclusion :

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géosynthétiques s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géosynthétiques dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

Dans le domaine hydraulique, les géosynthétiques (géotextiles, généralement non-tissés, géocomposites ou géomembranes) contribuent à améliorer les fonctions de filtration, de drainage et d'étanchéification. Dans le domaine mécanique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

Chapitre 3 :

Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres.

3.1 Introduction :

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. [4]. Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

- ✓ Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Figure 3.1b).
- ✓ Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Figure 3.1a). [16]

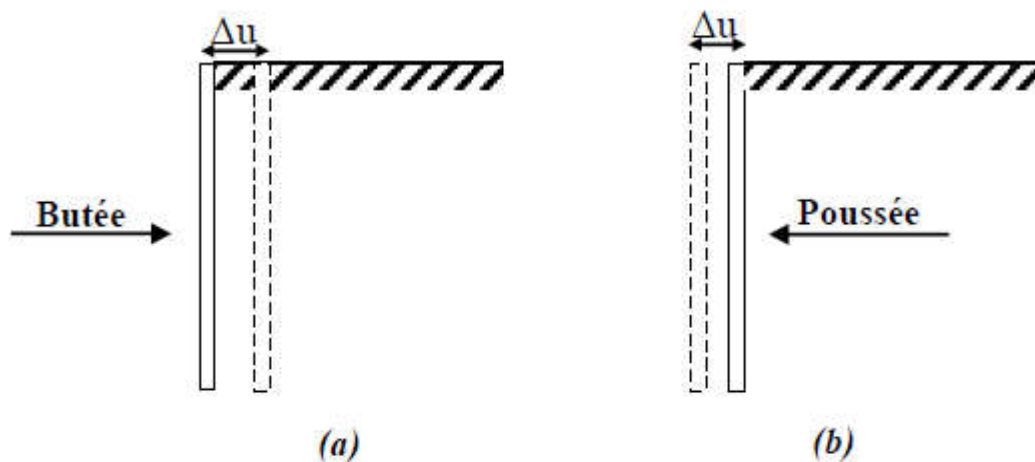


Figure 3.1 (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée. [16]

3.2 Etat des sols :

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussée des terres ». Un ouvrage de soutènement doit être alors conçu de manière à résister à cette poussée.

Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre :

- ✓ Etat de repos du sol.
- ✓ Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- ✓ Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).

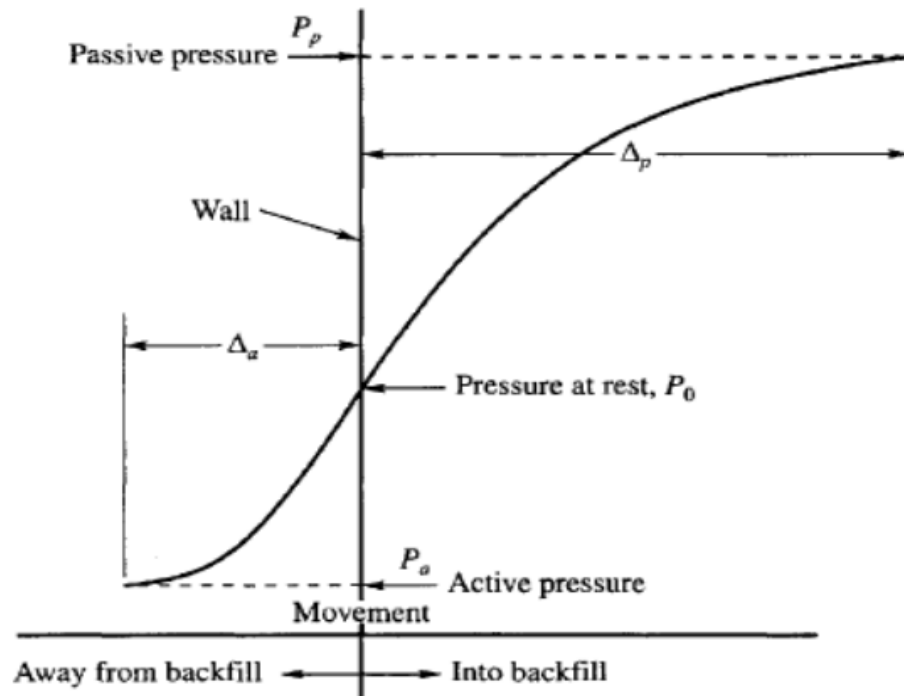


Figure 3.2 Développement des pressions actives et passives de la terre.

3.2.1 Etat des sols au repos :

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols,

- ✓ La contrainte horizontale totale est définie en fonction de la contrainte Verticale totale par la relation :

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (3.1)$$

K : coefficient de la pression des terres

- ✓ La contrainte horizontale effective est définie en fonction de la contrainte verticale effective par la relation :

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (3.2)$$

K_0 : le coefficient des terres au repos.

A la profondeur z sous un remblai indéfini :

- ✓ La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (3.3)$$

γ : Le poids volumique du sol

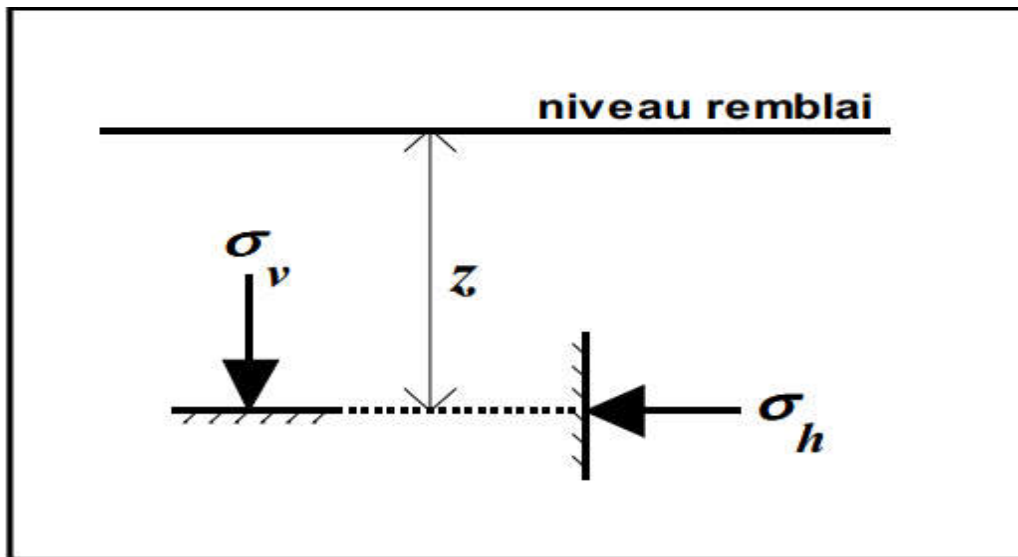


Figure 3.3 contrainte au repos. [17]

On peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol.

- ✓ Pour un sable, Jaky (1944) a montré expérimentalement que

$$K_0 = 1 - \sin\phi. \quad (3.4)$$

- ✓ Pour les argiles molles et les vases $K_0 = 1$.
- ✓ Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 5,0$.

3.2.2 Notions de poussée et de butée :

Théoriquement, deux états de rupture peuvent être résultats des déformations ou des déplacements atteignant une valeur suffisante qui vaut grossièrement $H/1000$ pour mobiliser la poussée et supérieure à $H/100$ pour mobiliser la butée. Il en résulte respectivement une pression active et une pression passive du sol. Lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée -figure (3.4). [19]

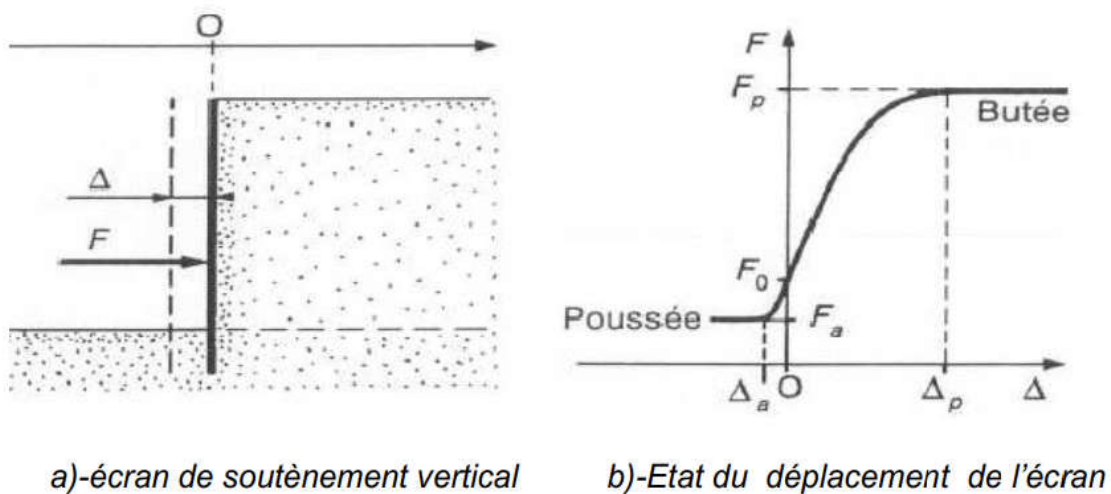


Figure 3.4 Principe de la poussée et de la butée d'après Schlosser. [18]

3.3 Évaluation des coefficients de poussée et de butée :

3.3.1 Cas des sols pulvérulents (ex : sables) :

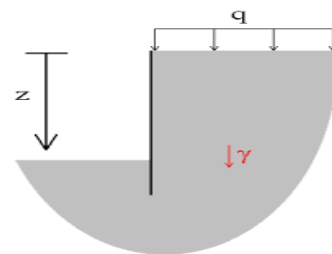
Considérons un massif de sol soumis à la gravité et éventuellement à une surcharge surfacique q :

Si l'on suppose que la contrainte verticale est une contrainte principale dans le massif de sol, nous avons la seconde contrainte principale qui est horizontale et définie par [19] :

$$\sigma_h' = K_0 \sigma_v' \quad (3.5)$$

$$\sigma_v' = q + \gamma z - u \quad (3.6)$$

Avec K_0 le coefficient des pressions latérales au repos, γ le poids volumique du sol et u



La pression interstitielle. Pour les sols pulvérulents, le critère de rupture du sol est du type Mohr-Coulomb, donné par [19] :

$$\tau = \sigma' \tan(\varphi') + c' \tag{3.7}$$

Les cas de rupture en poussée et butée peuvent être représentés respectivement à gauche et à droite du point A dans le diagramme de Mohr Figure 3.5.

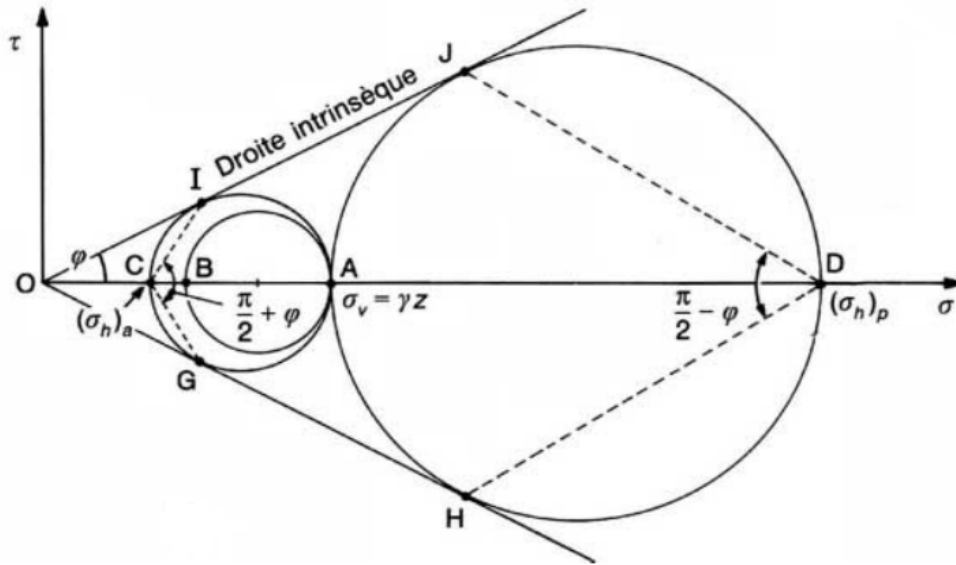


Figure 3.5 Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr. [18]

Le calcul de la contrainte horizontale pour laquelle le cercle de Mohr est tangent au critère de rupture donne les relations :

➤ En poussée :

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_v - \frac{2c'}{1 + \sin \varphi'} = k_a \sigma'_v - 2\sqrt{k_a} c' \tag{3.8}$$

➤ En butée :

$$\sigma'_{hp} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_v - \frac{2c'}{1 + \sin \varphi'} = k_p \sigma'_v - 2\sqrt{k_p} c' \tag{3.9}$$

Avec :

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \text{ et } k_p = \frac{1}{k_a} \tag{3.10}$$

3.3.2 Cas des sols fins (ex : argiles) :

Dans cette hypothèse, il faut distinguer les comportements à court et long terme, en fonction du drainage du massif. Le critère à la rupture change au cours du temps.

✓ À court terme à la rupture (critère de Tresca) :

$$\tau = C u \quad (3.11)$$

✓ À long terme, comme pour les sols pulvérulents :

$$\tau = \sigma' \tan(\phi') + c' \quad (3.12)$$

La Figure 3.6 représente ces deux critères dans le cas de la poussée :

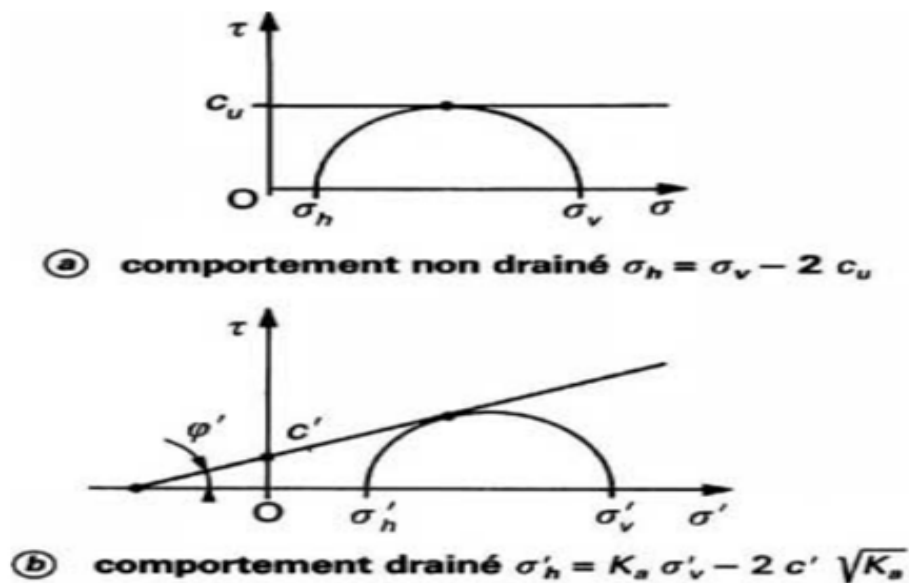


Figure 3.6 Ruptures à court et long terme d'un sol fin. [18]

3.4 Calcul des forces de poussée et de butée :

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement à l'instar des méthodes de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

3.4.1 Méthode de Coulomb (1773) :

Mise au point par COULOMB en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes exerçant dans le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux (2) hypothèses :

- ✓ Le sol se rompt suivant une surface plane passant par le pied de l'écran.
- ✓ La force agissant sur l'écran à une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

Ces deux (2) hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par simples considérations d'équilibre statique. Le calcul sera d'abord conduit dans le cas des sols pulvérulents, puis étendu au cas des sols cohérents. [20]

✚ Principe

Soit un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement ϕ . On suppose que la surface de rupture est le plan AC faisant l'angle ρ avec l'horizontale (figure 3.7) En chaque point M du plan de rupture s'exerce une contrainte \vec{T} faisant l'angle ϕ avec la normale au plan. Donc, la réaction \vec{R} du sol sur ce plan de rupture fait avec la normale à ce plan l'angle ϕ . Le principe consiste à écrire l'équilibre statique du coin de sol ABC entraîné dans la rupture sous l'action des forces qui lui sont appliquées et qui sont :

- ✓ Son poids \vec{w} .
- ✓ La force F_{ca} ou la force de poussée de COULOMB.
- ✓ La réaction \vec{R} exercée par le sol sur le plan de rupture.

On détermine ainsi la valeur de la force F_{ca} en fonction de l'angle que fait le plan de rupture avec l'horizontale. [20]

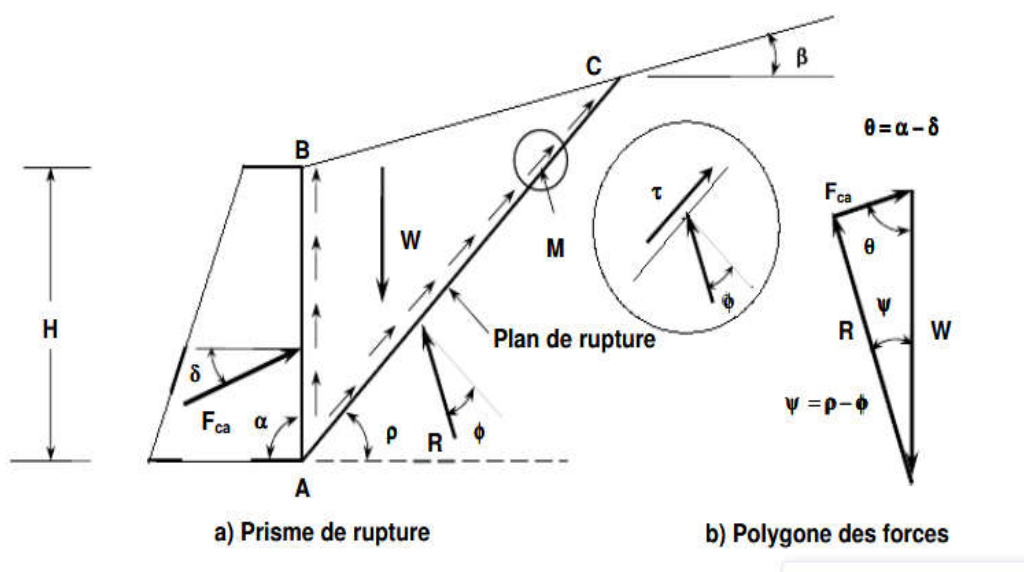


Figure 3.7 Principe du calcul de la poussée par la méthode COULOMB. [20]

La force de poussée correspondra au maximum de la force $F(\rho)$ on écrira :

$$\frac{dF}{d\rho} = 0 \tag{3.13}$$

La formule générale est la suivante dans le cas de la poussée :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{ca} \tag{3.14}$$

Avec :

$$k_{ca} = \frac{\sin^2(a+\varnothing)}{\sin^2 a \sin(a-\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing+\delta)\sin(\varnothing-\beta)}{\sin(a-\delta)\sin(a+\beta)}} \right]^2} \tag{3.15}$$

Dans le cas de la butée, la force F_{cp} a pour expression : (voir aussi figure 3.8)

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{cp} \tag{3.16}$$

Avec :

$$k_{cp} = \frac{\sin^2(a-\varnothing)}{\sin^2 a \sin(a+\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varnothing+\delta)\sin(\varnothing+\beta)}{\sin(a+\delta)\sin(a+\beta)}} \right]^2} \tag{3.17}$$

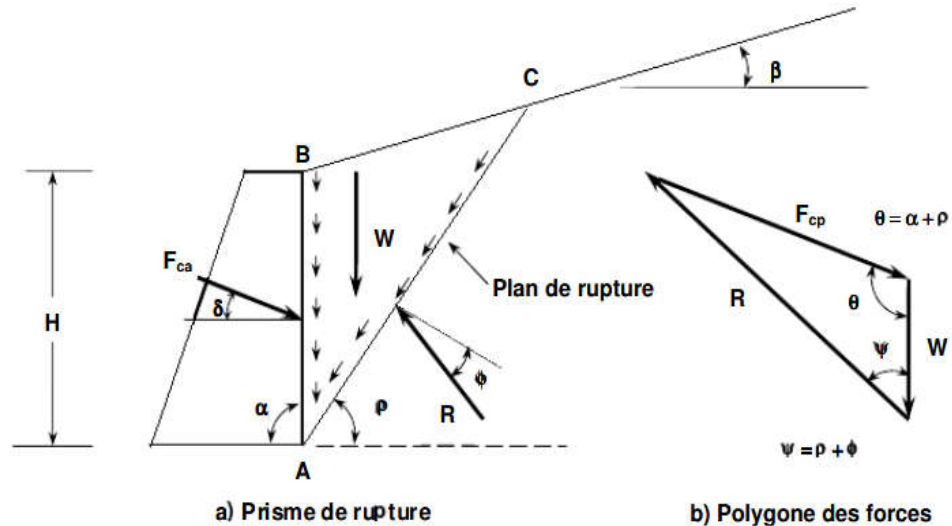


Figure 3.8 Etat de butée de COULOMB. [20]

Dans le cas de la butée, la force F_{cp} correspond au maximum de la résistante du sol. La répartition est assumée aussi triangulaire et au point d'application de la résultante se situe au tiers de la hauteur à partir de la base. [20]

3.4.2 Méthode de Rankine (1857) :

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure 3.9. Les plans de rupture sont inclinés de θ par rapport au plan principal majeure et ils sont montrés par la figure 3.10. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

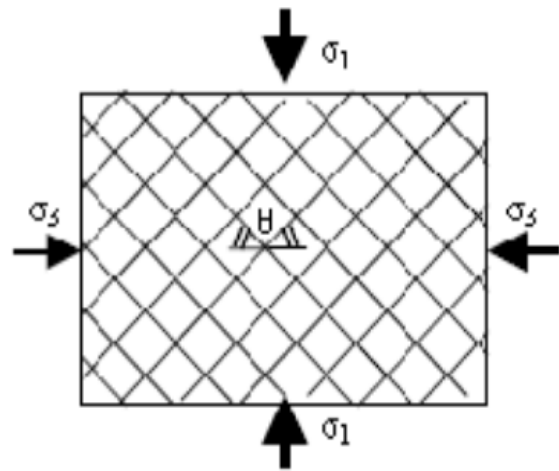
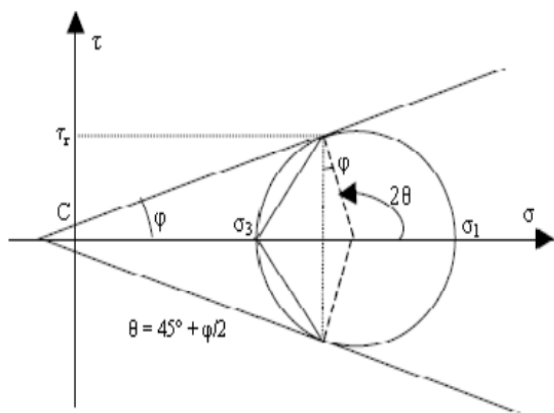


Figure 3.9 Cercle de Mohr à l'équilibre limite. [19] **Figure 3.10** Lignes de glissement. [19]

Principe

La méthode de RANKINE consiste à calculer les forces de poussée et de butée agissant contre le mur ou un écran à partir des relations développées à la section précédente. Cette méthode implique qu'en cas de rupture du massif se trouvant derrière l'écran, les plans de glissement puissent se développer tel que montré précédemment. Cette méthode repose donc sur l'hypothèse fondamentale suivante :

- ✓ La présence de discontinuités, provoquées par la présence de murs ou d'écrans dans le massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes dans le sol, soit au contact entre le sol et l'écran soit à l'intérieur du massif (figure 3.11). [20]

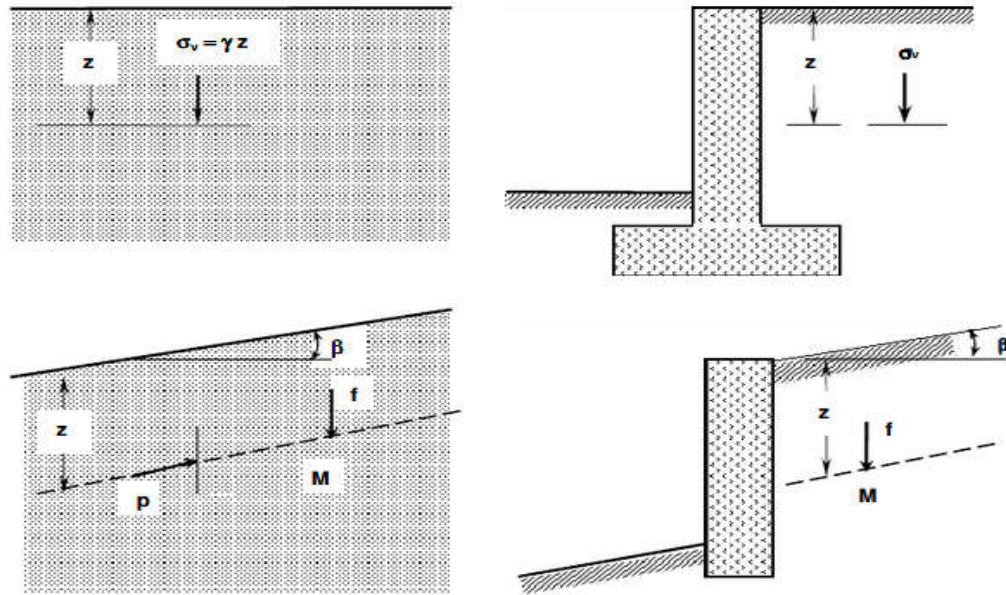


Figure 3.11 Hypothèse de la méthode de RANKINE. [20]

Ainsi, sur un plan parallèle à la surface du massif du sol, la contrainte reste verticale et égale à $\gamma \cdot z \cos \beta$. De plus, à la rupture, les contraintes de poussée et de butée, σ_{ha} et σ_{hp} , restent parallèles à la surface du sol. L'inconvénient d'une pareille hypothèse est d'imposer, en tout point du mur, la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur, et donc de ne pas tenir compte de la valeur du frottement entre le sol et le mur (c'est-à-dire la rugosité de l'écran). Ainsi, dans le cas d'un sol à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de RANKINE suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes de poussée et de butée sur l'écran et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante. On examine ci-après trois exemples d'application. [20]

Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface horizontale :

a) Sol sec (absence de nappe) :

Soit un mur à parement vertical supportant un massif à surface horizontale, constitué d'un sol pulvérulent sec (figure 3.12). Si le sol est en état de rupture de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale et a pour expression

$$\sigma_{ha} = \gamma z k_a = \gamma z \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \quad (3.18)$$

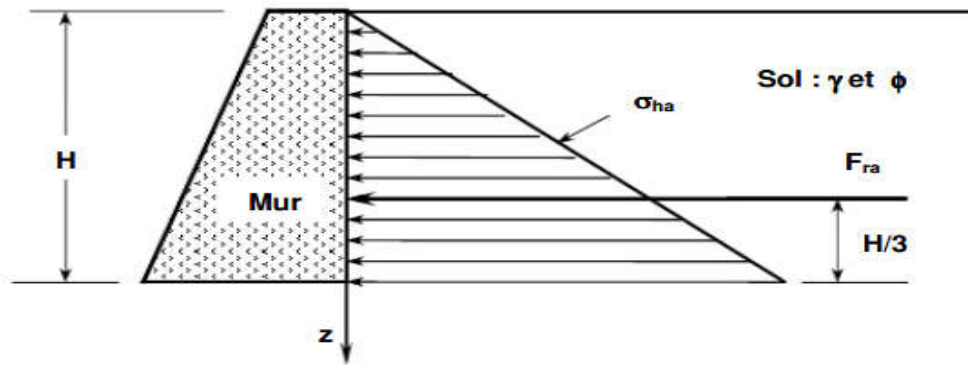


Figure 3.12 Force de poussée exercée par un massif sec. [20]

La répartition est linéaire, et la force de poussée horizontale F_{ra} est appliquée au tiers ($H/3$) de la hauteur à partir de la base. Elle a pour expression :

$$\int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H \gamma z k_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (3.19)$$

b) Présence de la nappe :

Soit un mur à parement vertical supportant un massif à surface horizontale, constitué d'un sol pulvérulent dont la partie inférieure est saturée (figure 3.13). Si le sol est en état d'équilibre limite de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale, et a pour expression dans la partie saturée :

$$\sigma_{ha} = u + k_a \sigma_v \quad (3.20)$$

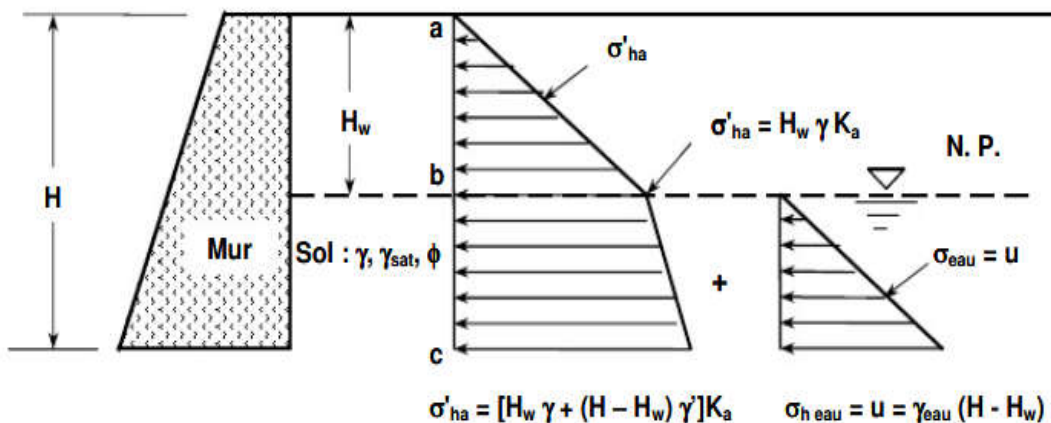


Figure 3.13 Force de poussée exercée sur un mur dans un massif pulvérulent partiellement saturé. [20]

$$F_{ca} = \frac{\gamma H_w k_a}{2} H_w + \frac{1}{2} [\gamma H_w k_a + \gamma' (H - H_w) k_a + \gamma H_w k_a] \times (H - H_w) + \frac{\gamma_w (H - H_w)^2}{2} \quad (3.21)$$

Calcul de la force de poussée pour un massif pulvérulent à surface inclinée :

Soit un écran vertical appliqué sur un massif pulvérulent dont la surface libre est inclinée à β sur l'horizontal (figure 3.14). Si l'on met le sol en rupture de poussée, la force de poussée exercée est donnée par :

$$\vec{F}_{rp} = \int_0^H \vec{\sigma}_{ha} dz \quad (3.22)$$

La contrainte σ_{ha} exercée sur le sol est inclinée à l'angle β sur l'horizontale et a pour valeur :

$$\sigma_{ha} = \gamma z \cos(\beta) k_a \quad (3.23)$$

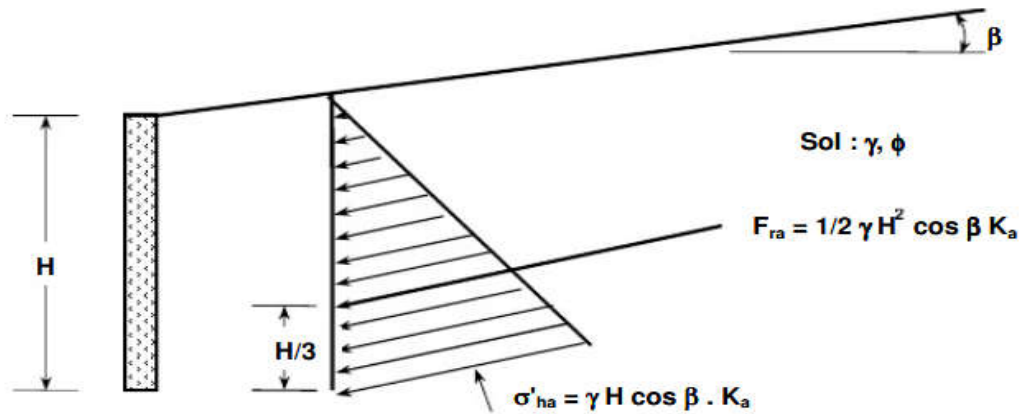


Figure 3.14 Force de poussée sur un massif pulvérulent à surface inclinée. [20]

D'où :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos(\beta) k_a \quad (3.24)$$

Calcul de la force de poussée pour un massif cohérent à surface horizontale :

Soit un mur à parement vertical supportant un massif cohérent à surface horizontale (figure 3.15) et d'angle de frottement ϕ et de cohésion c . Si le sol est en état de rupture, de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale et a pour expression :

$$\sigma_{ha} = \gamma z k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (3.25)$$

D'où :

$$F_{ra} = \int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^A \gamma z k_a dz - \int_0^H 2c\sqrt{k_a} dz \quad (3.26)$$

Soit

$$\left[F_{ra} = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a - 2c\sqrt{k_a} H \right] \quad (3.27)$$

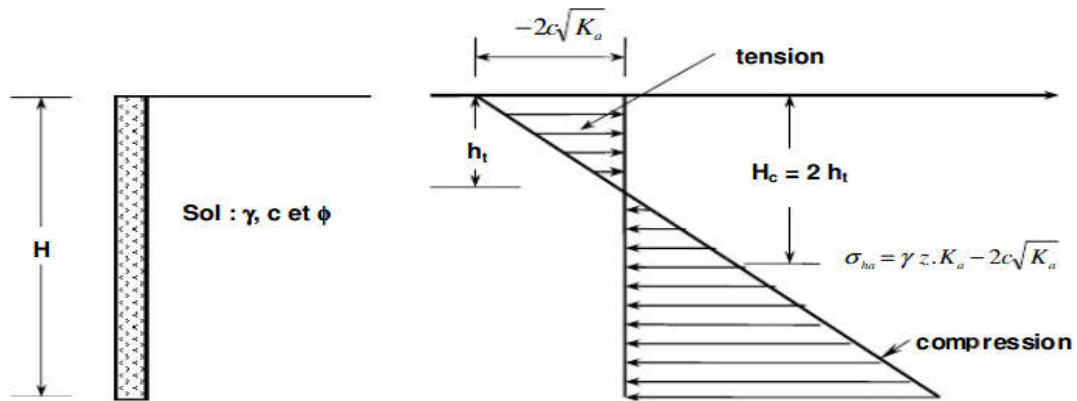


Figure 3.15 Force de poussée exercée par un massif cohérent. [20]

3.4.3 Méthode de Boussinesq (1882) :

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité δ de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à $2/3$ (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol. [19]

Les principes de la méthode de Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes :

- ✓ La rugosité de l'écran est prise en compte.
- ✓ L'interaction sol-écran est prise en compte.
- ✓ Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération.
- ✓ Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la Contrainte sur l'écran est introduite.
- ✓ Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargée.
- ✓ La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane.
- ✓ La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.
- ✓ Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables.
- ✓ Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée.
- ✓ L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée est introduite. [19]

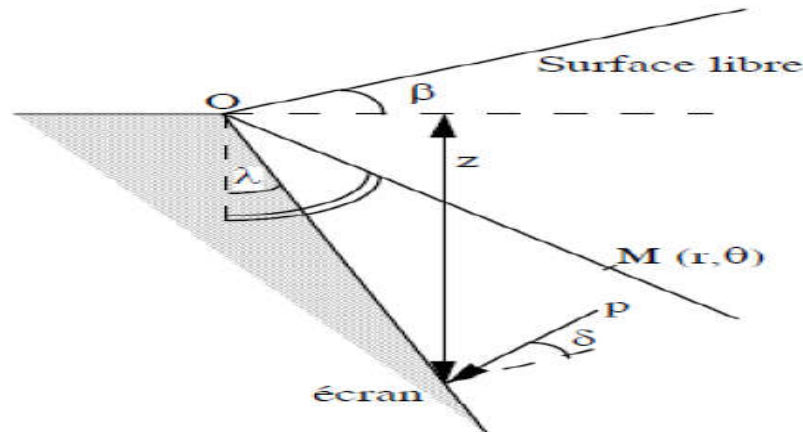


Figure 3.16 Coin de Boussinesq. [19]

Les coefficients de poussée et de butée respectivement (k_a , k_p) ont été calculés en fonction de l'angle du mur (λ), de l'angle du talus derrière le mur (β), du frottement sol/mur ou rugosité (δ) et de l'angle de frottement interne du sol (φ). Les tables donnent directement le coefficient de poussée k_a ou de butée k_p à la profondeur z . [19]

3.5 Conclusion :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la bonne connaissance des notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

Dans ce présent chapitre, on s'est intéressé à aborder les trois principales méthodes avec plus de détails. Il s'avère que les méthodes classiques de calcul aux états limites, s'appuyant sur trois principales méthodes utilisant des hypothèses de poussées et de butées identifiées par les méthodes de Coulomb, Rankine et des équilibres limites, celles-ci permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée afin de vérifier l'équilibre des forces résultantes et exercées sur l'écran. Ces méthodes dites à la rupture conviennent efficacement pour le pré dimensionnement des ouvrages de soutènement y compris le modèle de soutènement vertical mais sans pouvoir évaluer d'éventuels les déplacements.

Chapitre 4 :

Présentation de l'outil de simulation numérique.

4.1 Introduction :

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. [21]

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier.

4.2 Présentation de PLAXIS :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. [22]

PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et



pour générer les conditions initiales.

Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.



Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.



4.3 Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :

PLAXIS est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite :

- ✓ Modèle élastique linéaire.
- ✓ Modèle de Mohr-Coulomb (MC).
- ✓ Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model-HSM).
- ✓ Modèle pour les roches fracturées (jointed rock model).
- ✓ Modèle pour sols mous (Soft Soil Model-SSM).
- ✓ Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model-SSCM). [22]

4.3.1 Modèle de mohr-coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte six paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, et le facteur de réduction de l'interaction. [22]

✓ Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des 45 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture figure 4.1.

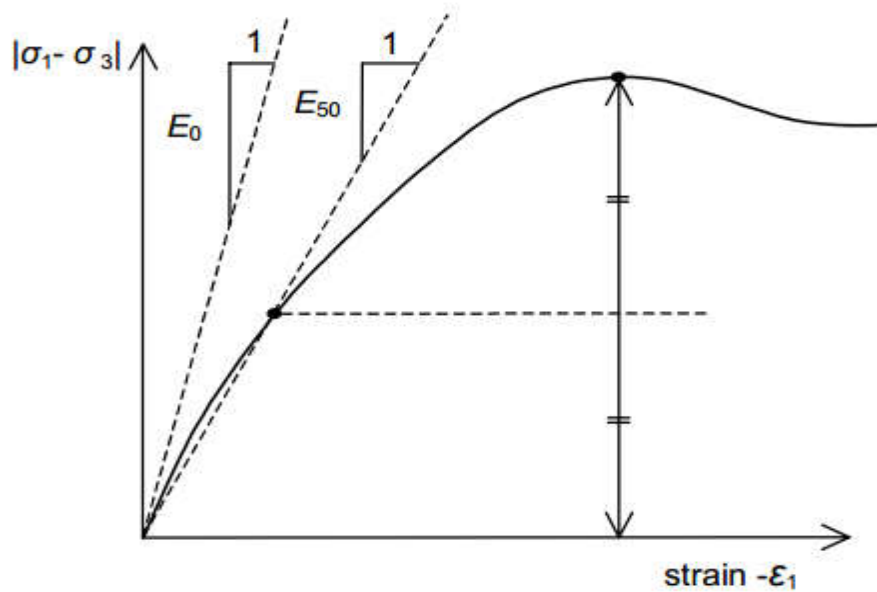


Figure 4.1 Définition du module à 50% de la rupture. [22]

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

✓ Le coefficient de poisson

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

✓ La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec $\phi_u=0$ à profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante

✓ L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement ϕ (à volume constant, au palier).

✓ Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau Élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

✓ Le facteur de réduction de l'interaction (R_{inter}) :

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté R_{inter} . Il peut être donné par les deux formules suivantes :

$$C_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} \times C_{\text{sol}} \quad (4.1)$$

$$\text{Tan}(\varphi)_{\text{inter}} = R_{\text{inter}} \times \text{tan}(\varphi)_{\text{sol}} \quad (4.2)$$

4.4 Conclusion :

Ce rapide tour horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Chapitre 5 :

Présentation et interprétation des résultats obtenus.

5.1 Introduction :

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau.

L'analyse numérique a été également conduite pour étudier l'effet de l'espacement des éléments de renforcement et les paramètres liés aux éléments de renforcement (longueur des nappes, la rigidité axiale) sur la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Plaxis (version 8.1) et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel d'un mur de soutènement renforcé par géogrilles (le modèle établi par Guler et al (2007)).

5.2 Simulation numérique :

5.2.1 Présentation du modèle numérique :

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur de soutènement renforcé par géogrilles. Le modèle a une hauteur de 6m et une longueur de 12m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'intérêt (zone renforcée) afin d'éviter les effets de bord. Le modèle est composé de deux couches, un remblai renforcé par 9 nappes de géogrilles est de hauteur $H=9\text{m}$, de longueur $L=25\text{m}$. Le sol de fondation de hauteur $h=5\text{m}$ et de 30m de longueur. Le renforcement de ce mur a été effectué par des nappes de géogrilles espacés de 1m en vertical et s'étendent sur une longueur de : $L=0,67 \times 9 = 6\text{m}$.

Un mur type à parement vertical, d'une hauteur de 9 m a été constitué d'éléments blocs modulaires. Dans le modèle 2D, Les blocs des parements ont une section $0,25 \times 0,5\text{m}$.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage. Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

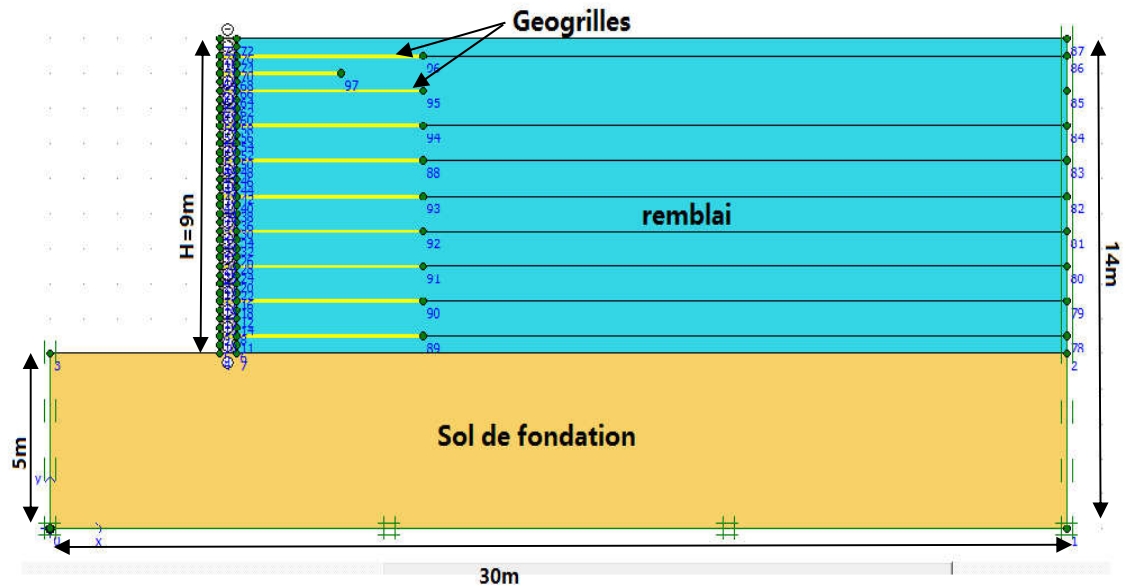


Figure 5.1 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.

5.2.2 Données et paramètres de l'étude :

Les blocs modulaires ont été modélisés comme des matériaux de Mohr-Coulomb élastiques-plastiques homogènes. La géogrille a été modélisée en utilisant des éléments élastiques. Les nappes de géogrille sont reliées à l'arrière des parements avec des connecteurs rigides. Les géogrilles ont été insérées horizontalement dans les blocs modulaires pour représenter le raccordement (voir figure 5.2).

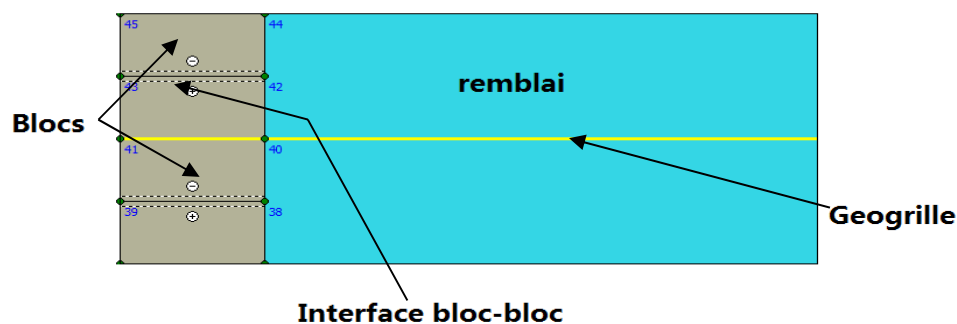


Figure 5.2 Blocs modulaires et connexion géogrille.

✓ Caractéristiques des matériaux :

a) Le sol :

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation. (Figure 5.1). Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres :

Les paramètres élastiques (E : module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (φ : angle de frottement, c : la cohésion, et Ψ : angle de dilatance).

Tableau 5.1 Propriétés géomécaniques du sol.

	Remblai	Sol de fondation
✓ Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
✓ Angle de frottement φ (degrés)	35	35
✓ Cohésion, c (kPa)	5	200
✓ Angle de dilatance, Ψ (degrés)	0	0
✓ Poids spécifique γ (kN/m ³)	20	20
✓ Module de rigidité (kPa)	30000	50000
✓ Coefficient de Poisson ν	0,3	0,25

b) Les géogrilles de renforcement :

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 5.2

Tableau 5.2 Propriétés du géogrille.

✓ Modèle de comportement	Élastique
✓ Rigidité axiale élastique (kN/m)	1500
✓ Déformation de la géogrille	25%

c) Les blocs modulaires :

Les éléments constitutifs du parement ont un comportement élastique. Ce modèle est caractérisé par des paramètres représentés dans le tableau 5.3 suivant.

Tableau 5.3 Propriétés du bloc modulaire.

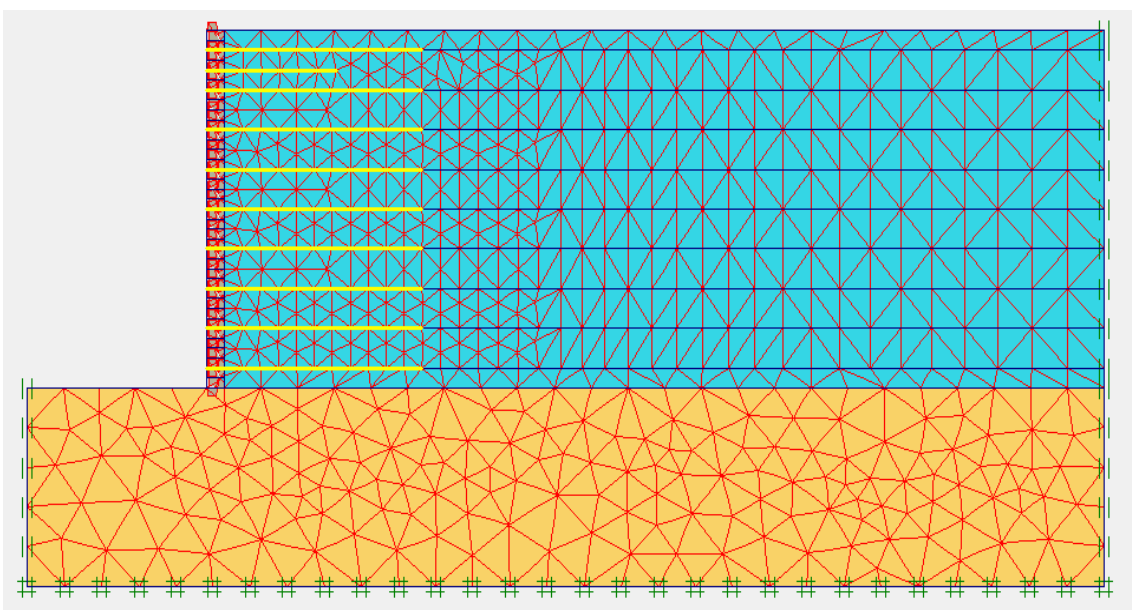
✓ Modèle de comportement	Mohr coulomb
✓ Poids spécifique, γ (kN/m ³)	20
✓ Angle de frottement interne du sol, φ (degrés)	35
✓ Cohésion, c (kPa)	200
✓ Module de rigidité (kPa)	300000
✓ Coefficient de Poisson ν	0,1

✚ Les Interfaces :

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est : $R_{inter} = 0,7$ entre les blocs.

5.2.3 Génération du Maillage :

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 6 nœuds. L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques. L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur very fin. Le maillage est constitué en totalité de 1393 éléments et 2974 nœuds. Le maillage est présenté sur la figure 5.3.

**Figure 5.3** Modèle numérique (Le maillage.).

✚ Les résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, les contraintes et les mécanismes de rupture. On présente ci-dessous quelques résultats pour un mur.

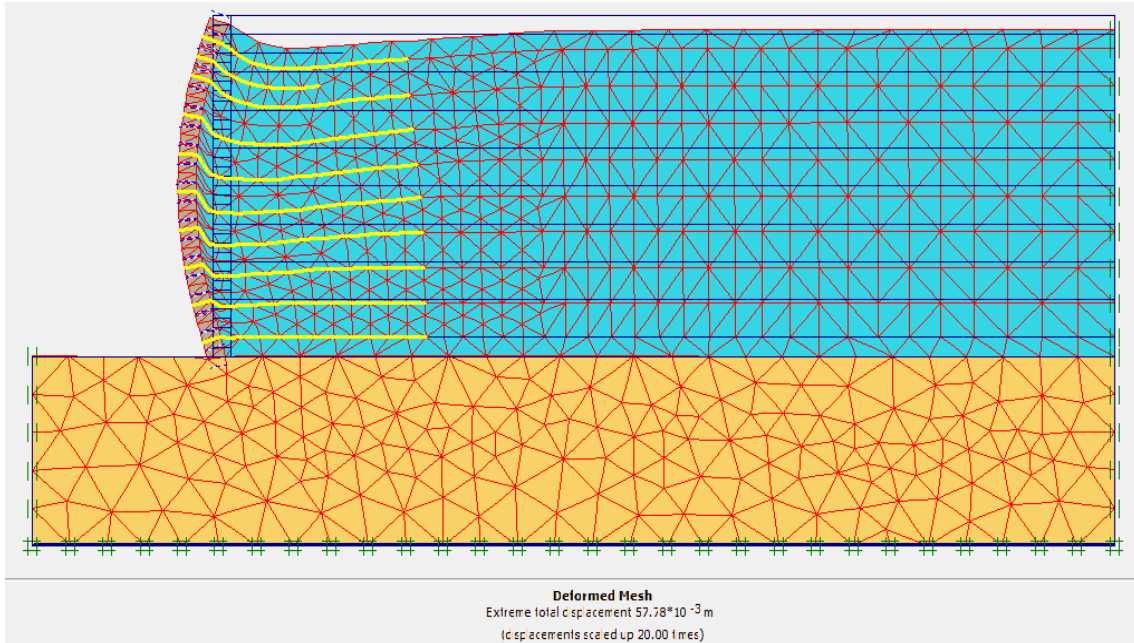


Figure 5.4 Déformation du maillages à la fin de la phase de construction.

❖ Les déplacements

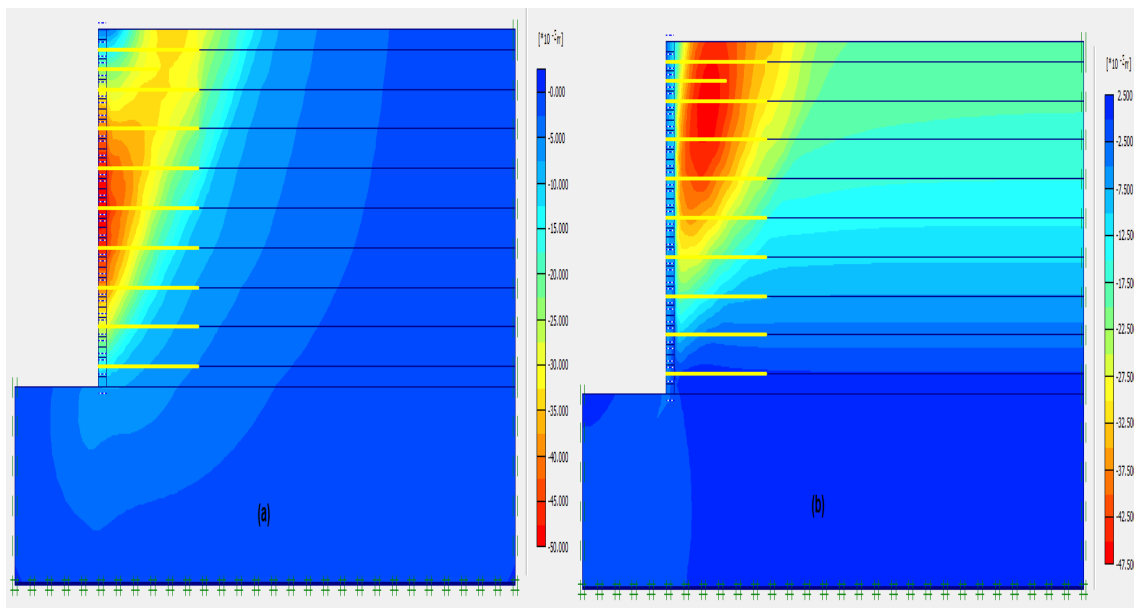


Figure 5.5 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 57,78 mm, le déplacement horizontal du mur 48,69 mm et le déplacement vertical du mur 46,55 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,12.

❖ La contrainte horizontale et la force de poussée

Le modèle constitué d'un sol pulvérulent. Si le sol est en état de rupture de poussée, la contrainte qu'exerce sur le mur est horizontale σ_{ha} . La répartition est linéaire, et la force de poussée horizontale F_{ra} est appliquée au tiers ($H/3$) de la hauteur à partir de la base. Les résultats calculent par la théorie de Rankine (Chapitre 3).

$$\sigma_{ha} = \gamma z k_a = \gamma z \left(\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \right) \quad (5.1)$$

$$F_{ra} = \int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H \gamma z k_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (5.2)$$

Les résultats obtenus représenté sous forme d'un tableau.

Tableau 5.4 Comparaison des résultats des contraintes horizontales et la force de pousse derrière le mur pour un mur de soutènement en sol renforcé.

Hauteur (m)	$K_a \gamma$ (kN/m ³)	σ_h (kpa)		F_a (kN/m)	
		Théorie de Rankine	Plaxis 2D	Théorie de Rankine	Plaxis 2D
0,5	6	3	2,03	218,5	220,96
1,5	6	9	4,9		
2,5	6	15	10,1		
3,5	6	21	15,62		
4,5	6	27	21,32		
5,5	6	33	26,5		
6,5	6	39	35,9		
7,5	6	45	41,5		
8,5	6	51	56,48		

La figure 5.6 représente la différence entre Théorie de Rankine et la simulation par plaxis 2D pour le calcul des contraintes horizontales.

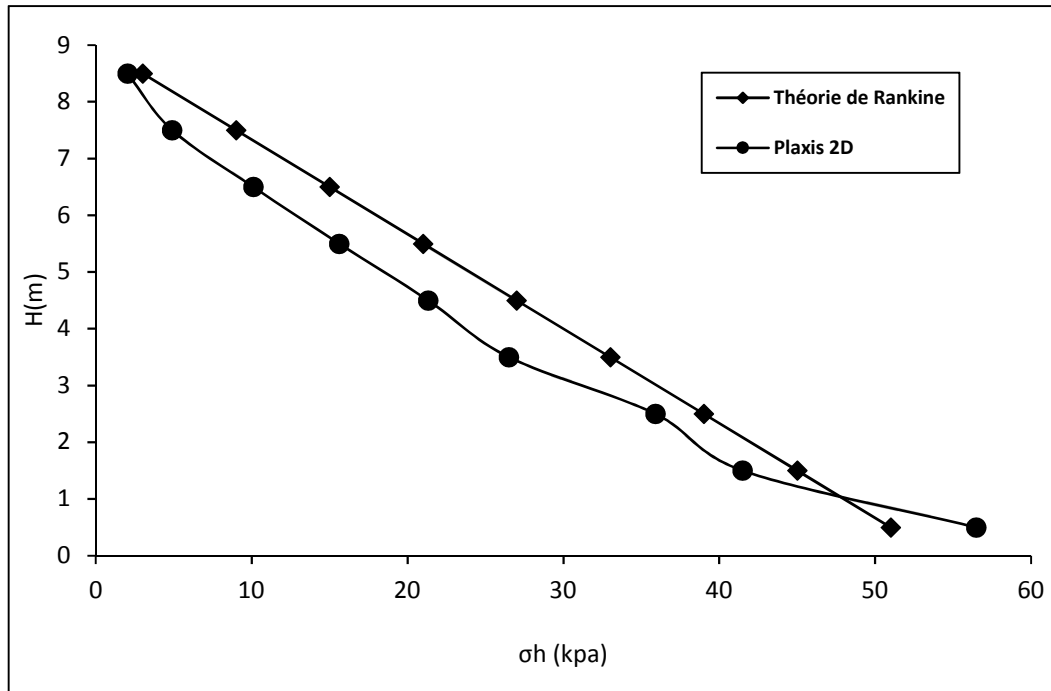


Figure 5.6 Calcul des contraintes horizontales σ_h en fonction de la hauteur.

L'observation des graphes représentés sur la figure (5.6) montre que la courbe de contraintes horizontales obtenue par la méthode numérique a une allure semblable à celle calculée analytiquement pour le cas d'un sol renforcé. On constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de la présente simulation et à celles déduites analytiquement (tableau 5.4).

5.3 Etude paramétrique :

On va utiliser deux types de sol (remblai et fondation) qui doivent être homogènes. Le premier a des caractéristiques variables : Les longueurs de renforcement (L) ont été choisies comme 4,5 m ,6 m ,9 m et 13,5 m, ce qui correspond à des valeurs L / H de 0,5, 0,67, 1 et 1,5, Respectivement. L'espacement des armatures a été choisi comme étant de 0,5 m ou de 1 m.

Le second type a des caractéristiques fixes à savoir : une cohésion de 200 kN/m² et un angle de frottement de 5°. Les variables utilisées dans l'analyse par éléments finis sont présentées dans le tableau 5.5

Tableau 5.5 Différentes combinaisons utilisé pour les analyses.

Modèle	Remblai	Espacements Sv(m)	Longueur (L/H)	Φ (degré)	C (kPa)
A ₁	Sol pulvérulent	0,5	0,5	35	5
A ₂		0,5	0,67	35	5
A ₃		0,5	1	35	5
A ₄		0,5	1,5	35	5
A ₅		1	0,5	35	5
A ₆		1	0,67	35	5
A ₇		1	1	35	5
A ₈		1	1,5	35	5

Construction par étapes et détermination du facteur de sécurité :

Afin de simuler la performance des murs de manière réaliste, la première phase de l'analyse par éléments finis a été la modélisation de la construction du mur. Les couches de sols ont été placées en couches de 0,5 m ou 1 m d'épaisseur, selon l'espacement des armatures. Le poids propre de chaque couche a été appliqué de manière incrémentale. Après la fin de la phase de construction, Une deuxième phase appelée la phase de « ϕ/c réduction » pour calculer le facteur de sécurité.

5.3.1 Influence de l'espacement vertical entre les nappes de géogrilles :

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués après la phase de construction, qui peut être considérée comme la condition de travail, et la phase de « ϕ/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture. Dans les modèles A₁ et A₅, l'espacement vertical des armatures était respectivement de 0,5 m et 1m et le rapport L / H=0,5 pour les deux modèles. Les contours de contrainte de cisaillement, les emplacements des points de force maximale et Les déplacements maximaux pour les modèles A₁ et A₅ sont présentés sur les figures suivantes.

➤ **Modèle A₁** : un espacement $S_v=0,5$ m et une longueur $L=4,5$ m ($L/H=0,5$).

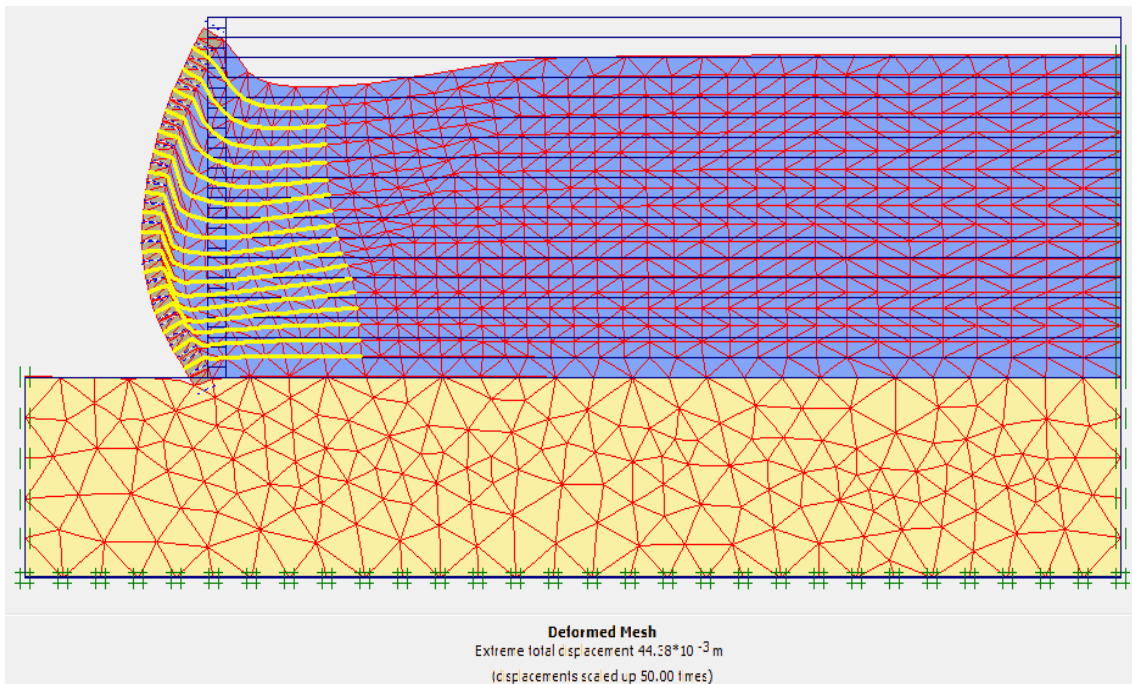


Figure 5.7 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction. (Modèle A₁).

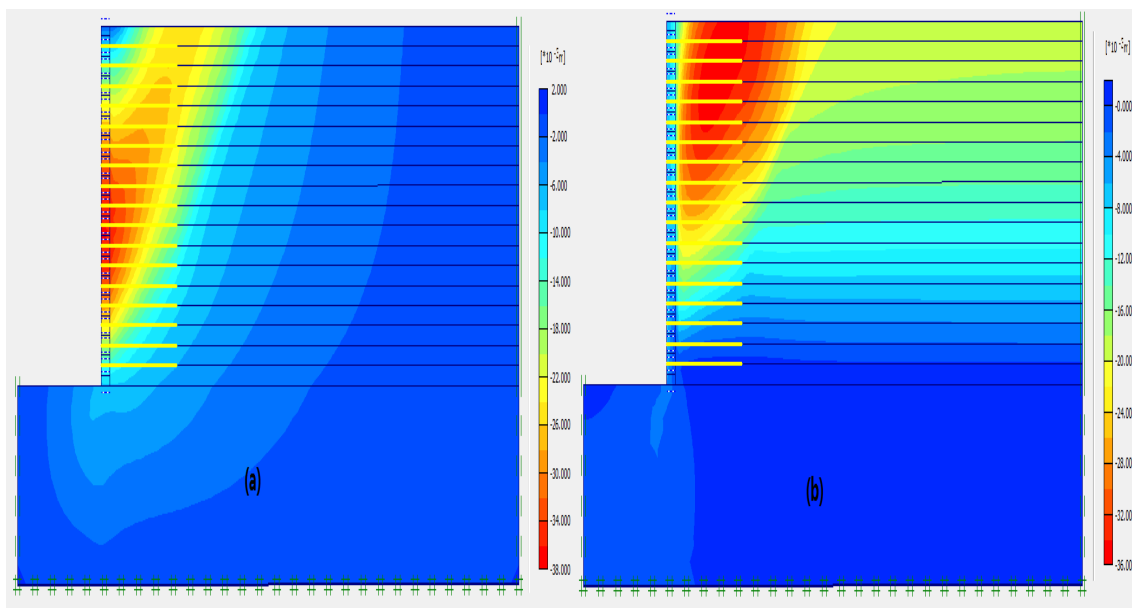
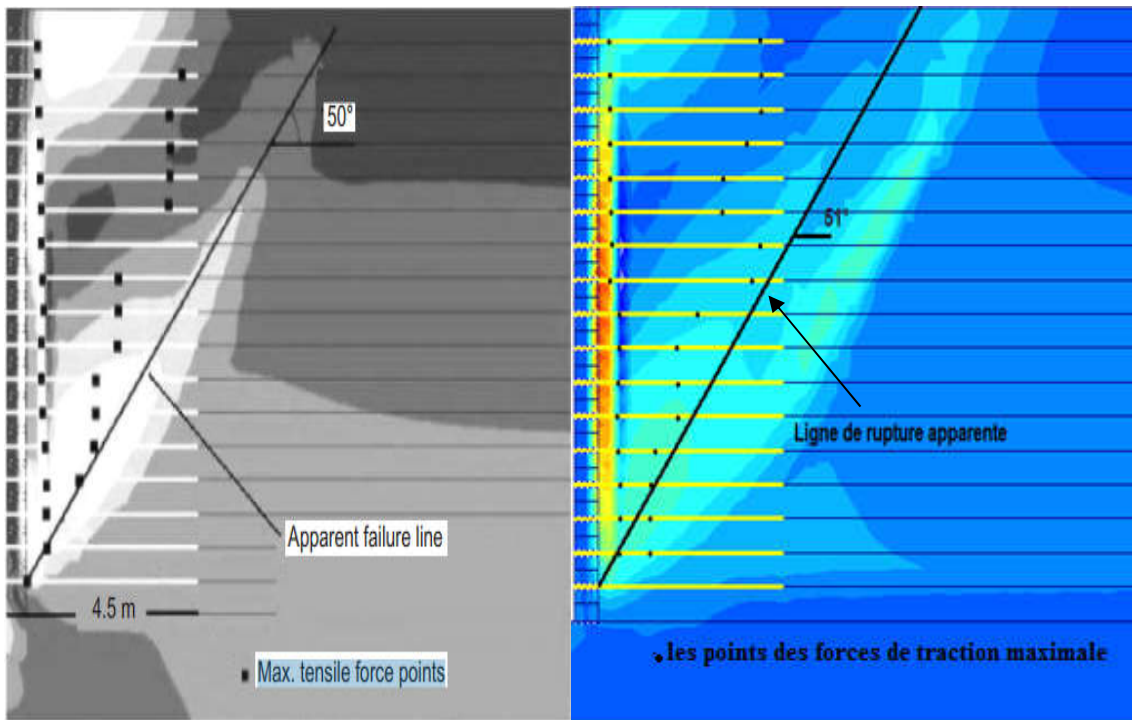


Figure 5.8 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 44,38 mm, le déplacement horizontal du mur 36,12 mm et le déplacement vertical

du mur 35,50 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1,91.



Modèle Guler et al (2007). [23]

Modèle A₁

Figure 5.9 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale).

➤ **La modèle A₅** : un espacement Sv= 1 m et une longueur L= 4,5 m (L/H=0,5).

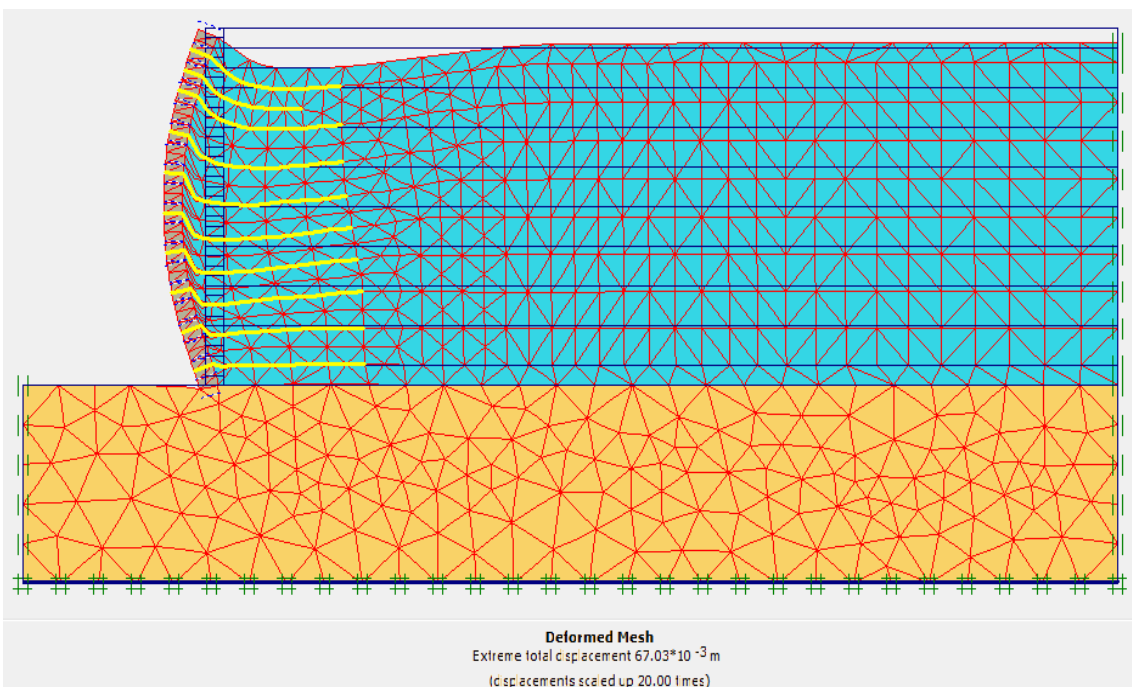


Figure 5.10 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₅).

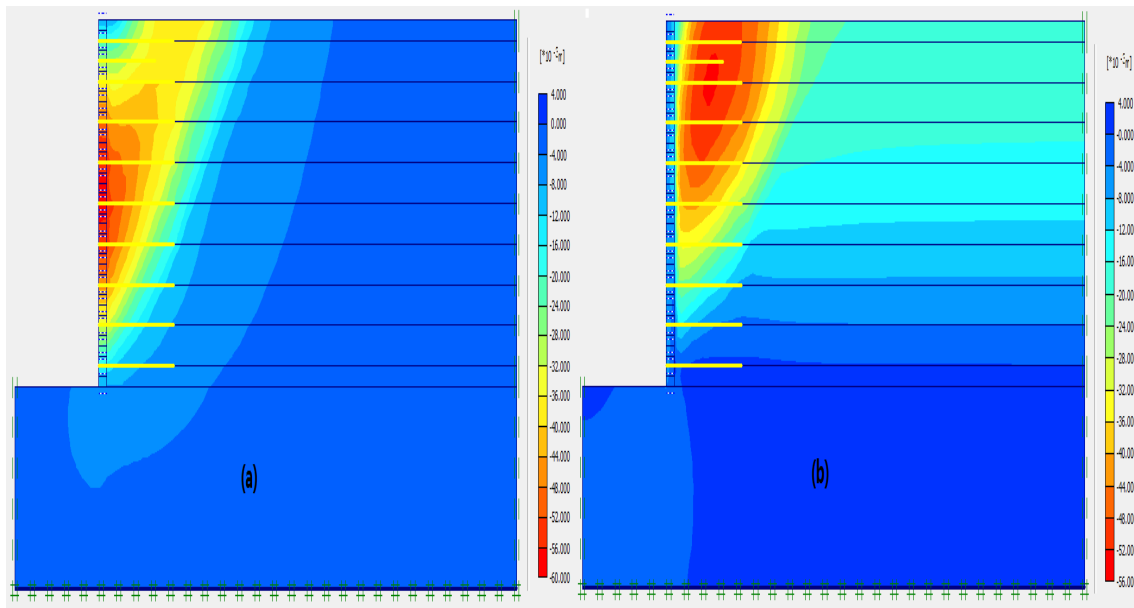
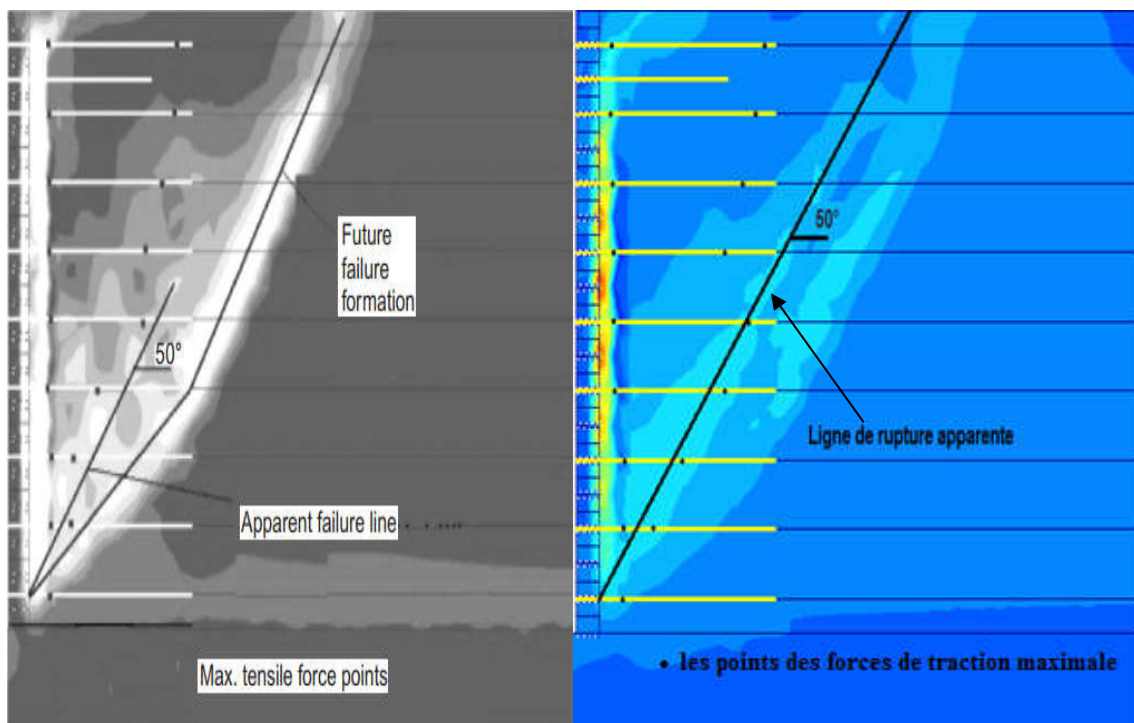


Figure 5.11 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 67,03 mm, le déplacement horizontal du mur 56,83 mm et le déplacement vertical du mur 52,52 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1,7.



Modèle Guler et al (2007). [23]

Modèle A5

Figure 5.12 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale).

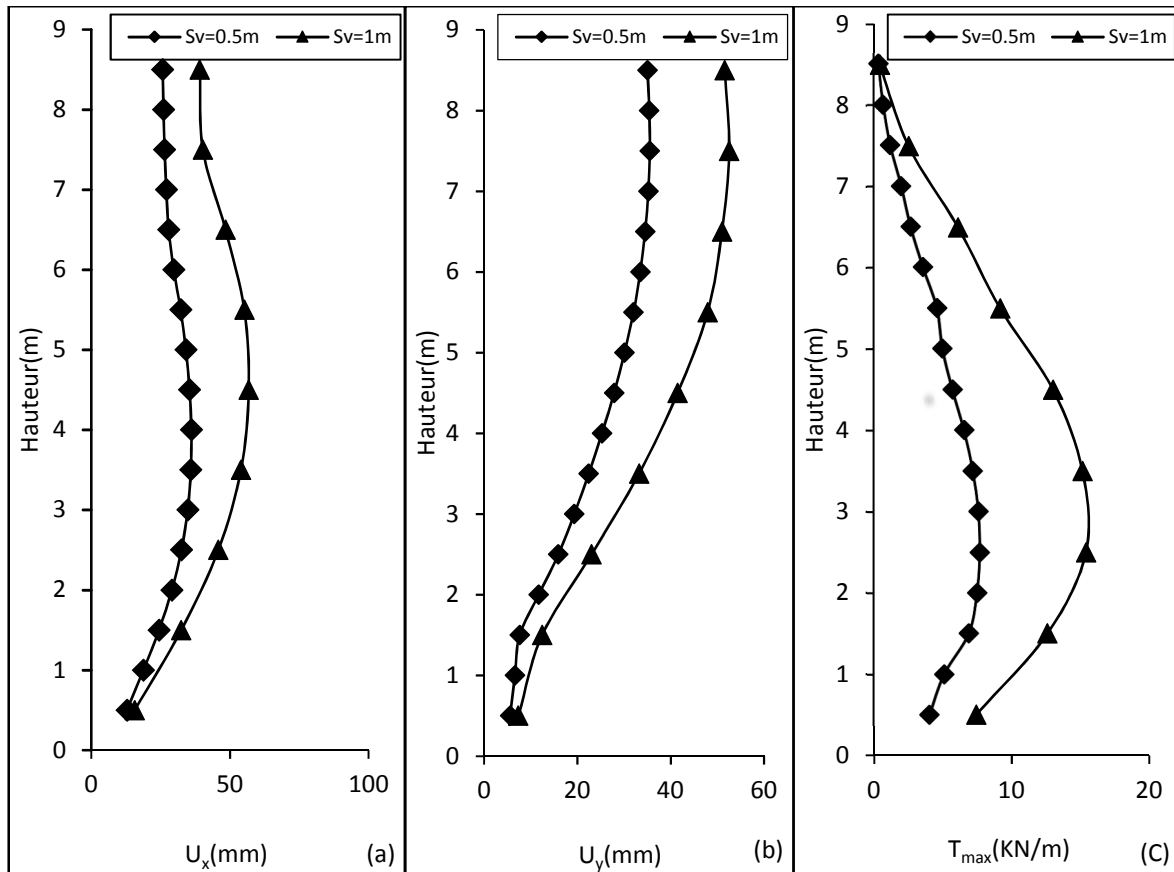


Figure 5.13 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe.

Discussions des résultats :

Les résultats obtenus représentés sous forme d'un tableau pour deux modèles :

- 1) Modèle A_1 : un espacement $S_v= 0,5$ m et une longueur $L= 4,5$ m ($L/H=0,5$).
- 2) Modèle A_5 : un espacement $S_v= 1$ m et une longueur $L= 4,5$ m ($L/H=0,5$).

✓ L'espacement vertical entre les nappes horizontales de géogrilles a un effet remarquable sur le comportement du mur et sur sa stabilité globale. La réduction de l'espacement vertical veut dire l'augmentation du nombre des nappes de géogrilles. Le nombre de nappes pour un espacement de 0,5 m est deux fois ce de 1 m. Il est évident que cette augmentation dans le nombre de nappes contribue à la stabilisation du mur et à la réduction du déplacement horizontal et vertical du parement (voire la figure 5.13 (a) et (b)). Les résultats obtenus montrent que le déplacement horizontal est proportionnel avec l'espacement entre les nappes. Le déplacement horizontal enregistré pour un espacement de 0,5 m est de 36,12 mm par contre pour un espacement de 1 m, il est de 56,83 mm soit

une réduction de 36%, Le déplacement vertical enregistré pour un espacement de 0,5 m est de 35,50 mm par contre pour un espacement de 1 m, il est de 52,52 mm soit une réduction de 32%.

- ✓ Les concentrations de lignes de cisaillement sont désignées comme «la ligne de rupture apparente ». Ces plans de rupture potentiels sont linéaires et partiellement bilinéaires, et s'étendent en dehors de la zone renforcée. La ligne fait un angle d'environ (51° pour le modèle A_1 et 50° pour modèle A_5). Le mécanisme de surface de rupture pour les murs à armature extensible est supposé se produire avec un angle de $62,58^\circ$ pour le remblai granulaire, à partir de la pointe du mur. Dans ces modèles (A_1 et A_5), il est à noter que les lieux de concentration de contraintes de cisaillement et de traction maximum dans les couches d'armature ne sont pas dans le même alignement (voir figures 5.9 et 5.12). Cela peut être attribué à l'insuffisance de la longueur des renforts.
- ✓ Concernant les efforts de tractions maximaux, les valeurs sont plus importantes dans le cas d'un espacement 1m par rapport à l'espacement de 0,5m (voir figure 5.13 (c)). Les efforts de tractions varient alors de 2 à 15 kN/m.
- ✓ Les valeurs calculées du coefficient de sécurité indiquent que lorsque l'espacement entre les nappes de géogrilles diminue, le coefficient de sécurité augmente aussi (voir tableau 5.6).

Tableau 5.6 Résumé des résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Le déplacement maximal (mm)	Le déplacement horizontal (mm)	Le déplacement vertical (mm)	Le facteur de sécurité
Modèle A_1	44,38	36,12	35,5	1,91
Modèle A_5	67,03	56,83	52,52	1,7

5.3.2 Effet de la longueur des géogrilles :

Afin de comprendre l'effet de la longueur de l'armature sur la réponse au mur, les modèles A_2 , A_3 et A_4 ont été analysés avec un espacement vertical de 0,5 m et les rapports L / H de 0,67, 1 et 1,5, respectivement.

➤ **Modèle A₂** : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H = 0,67$).

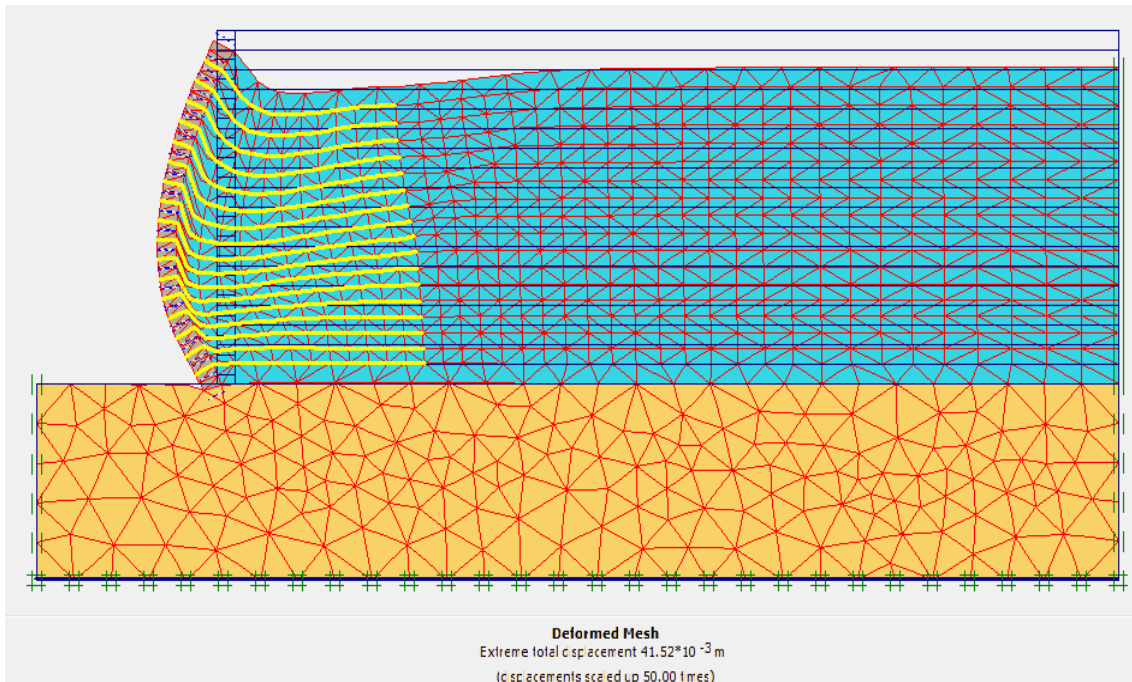


Figure 5.14 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₂).

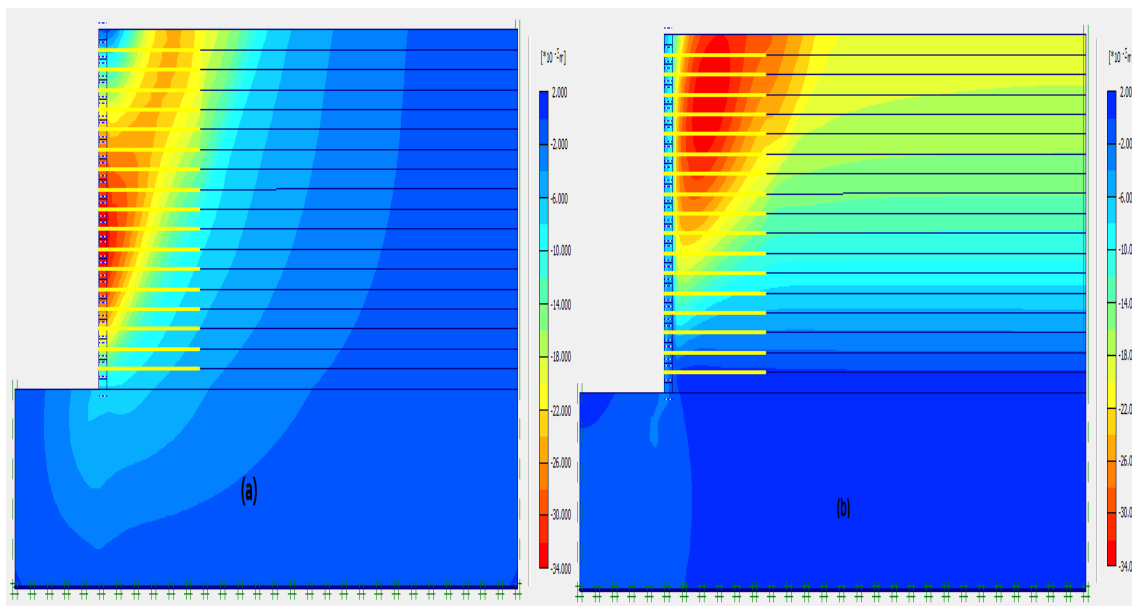
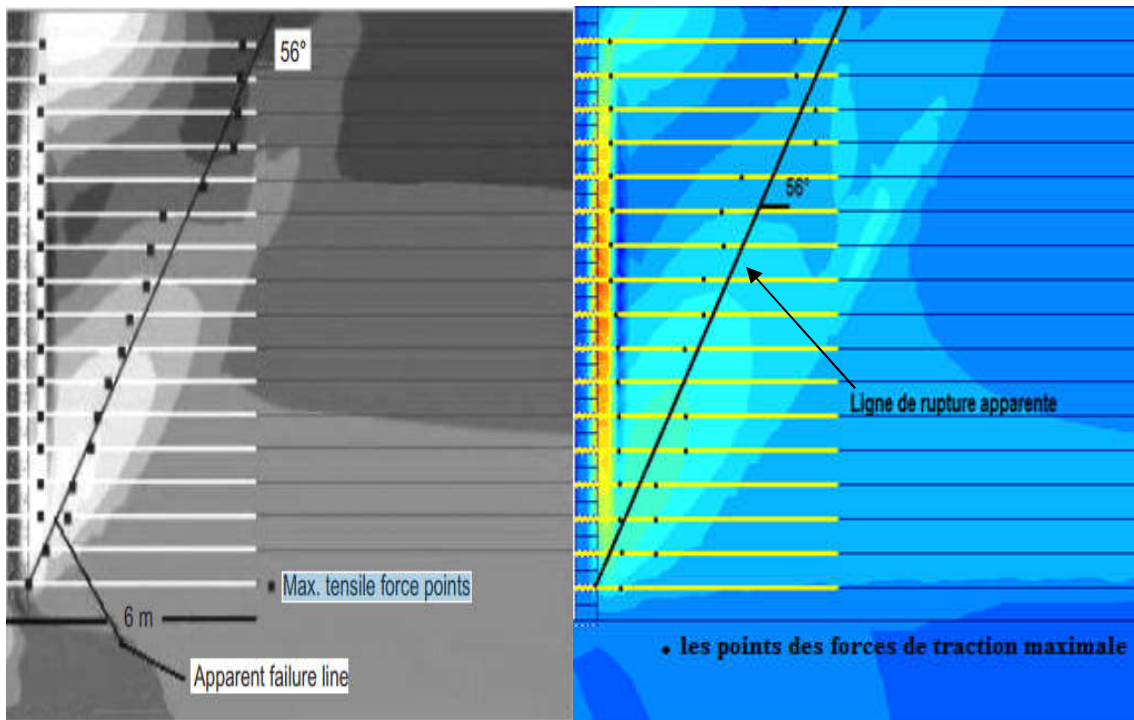


Figure 5.15 (a) Déplacements horizontaux du mur ; (b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 41,52 mm, le déplacement horizontal du mur 33,10 mm et le déplacement vertical du mur 33,96 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,29.



Modèle Guler et al (2007). [23]

Modèle A₂

Figure 5.16 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale).

➤ **Modèle A₃** : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 9$ m ($L/H = 1$).

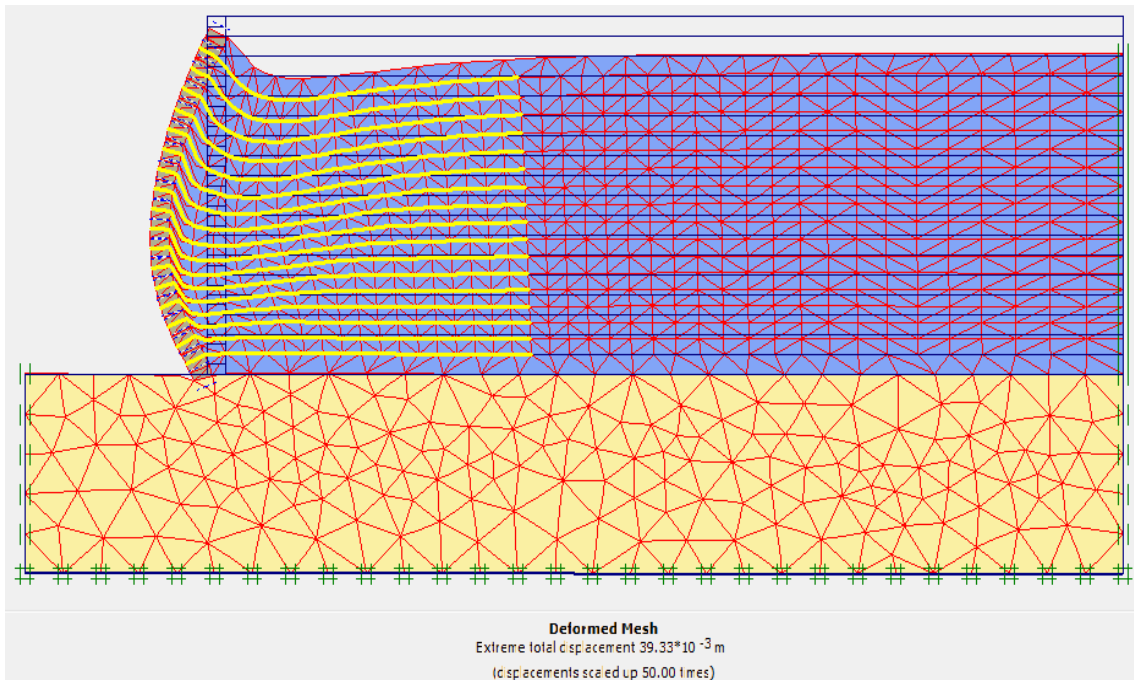


Figure 5.17 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₃).

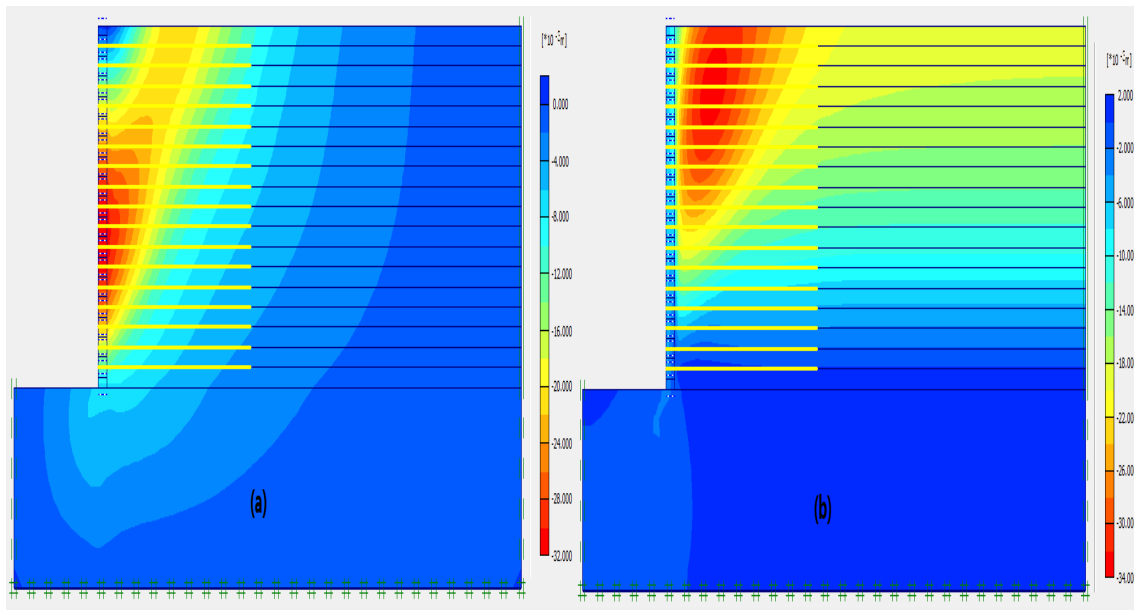
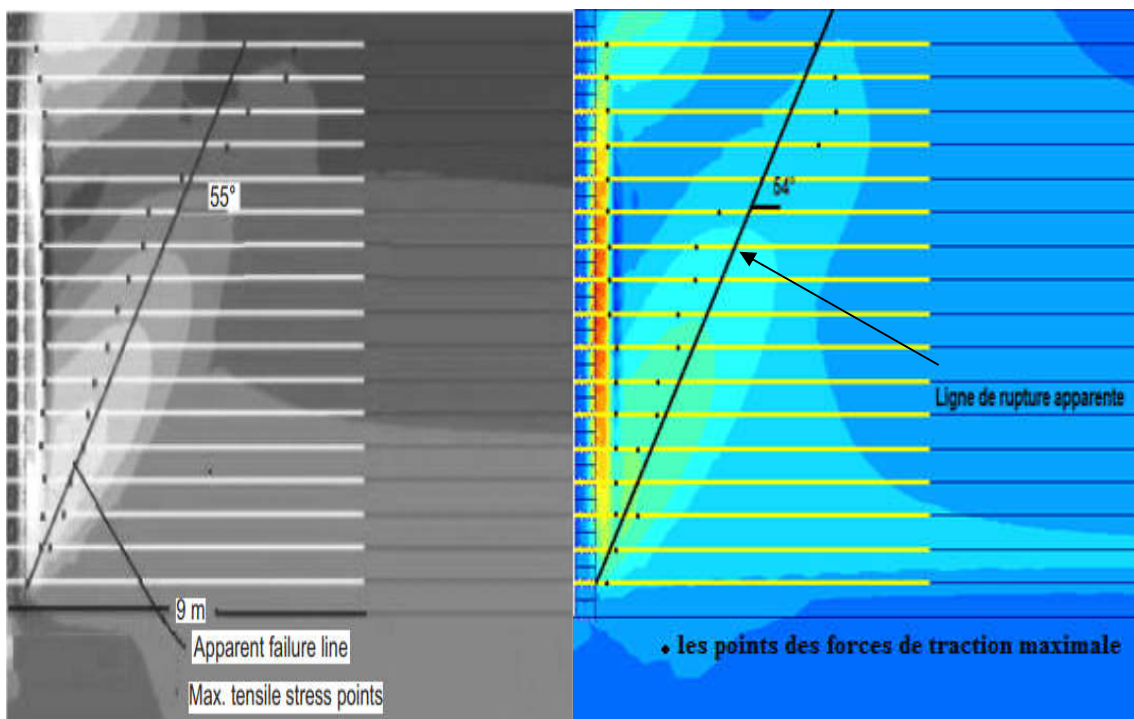


Figure 5.18 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 39,33 mm, le déplacement horizontal du mur 31,48 mm et le déplacement vertical du mur 33 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,93.



Modèle Guler et al (2007). [23]

Modèle A₃

Figure 5.19 Contour de déformation de cisaillement (Phase de construction finale).

- **Modèle A4** : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 13,5$ m ($L/H = 1,5$).

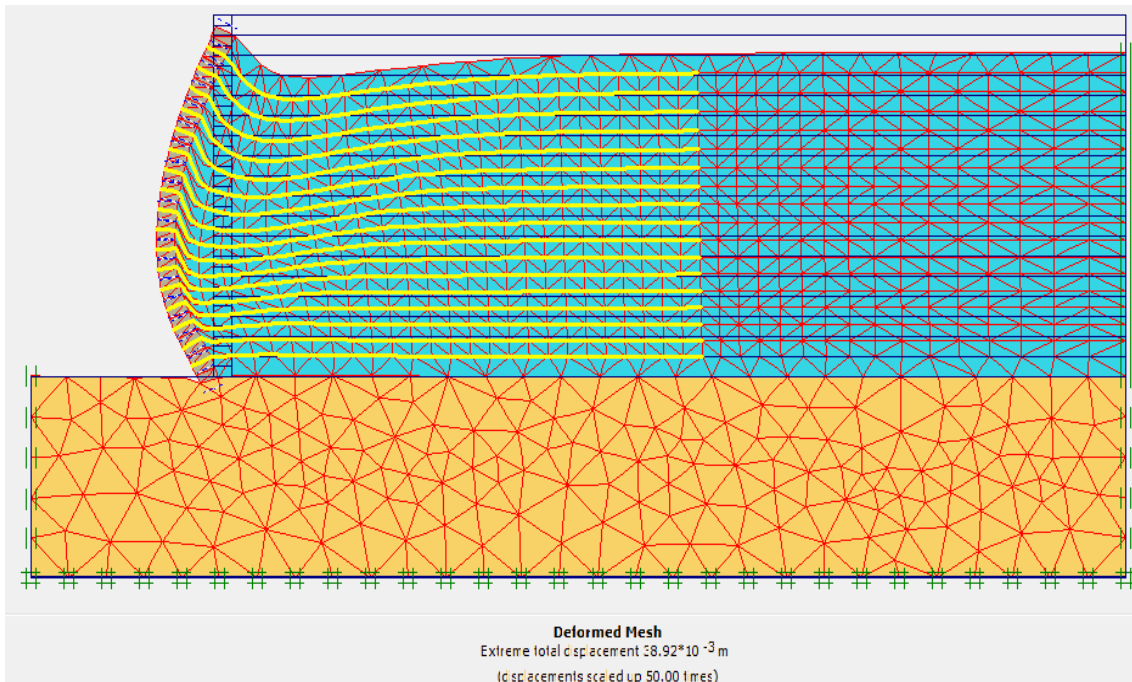


Figure 5.20 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A4).

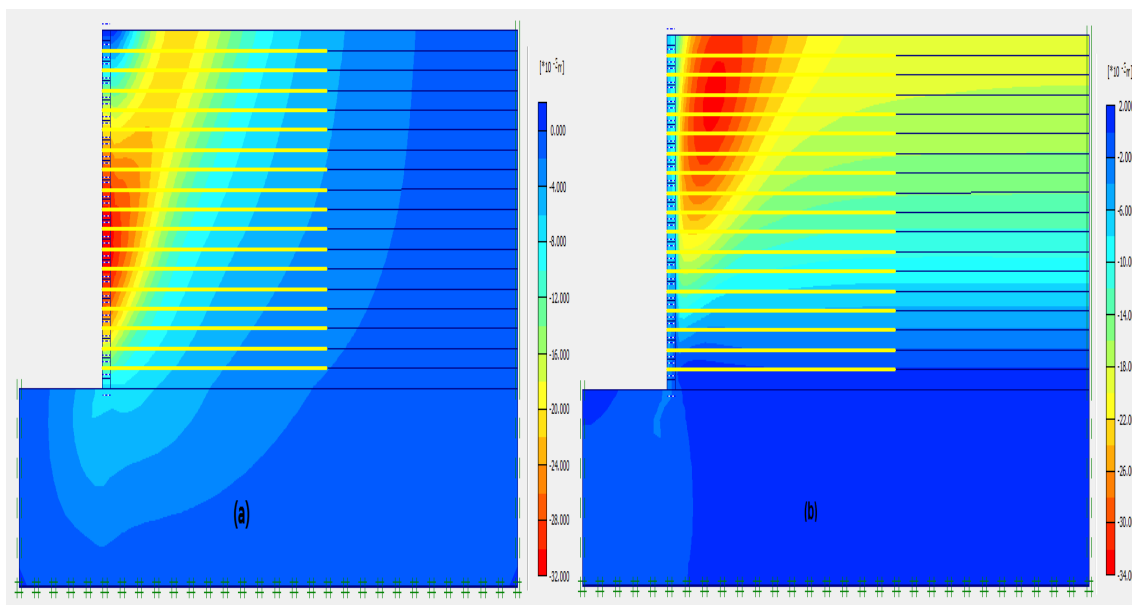
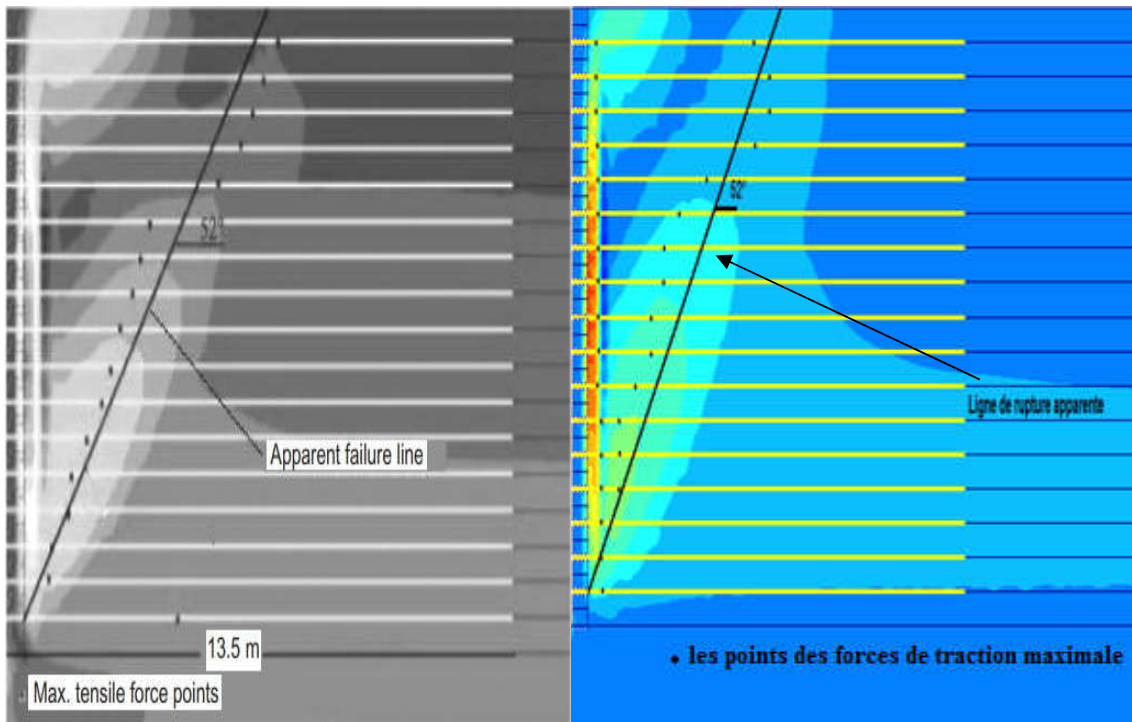


Figure 5.21 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 38,92 mm, le déplacement horizontal du mur 31,32 mm et le déplacement vertical du mur 32,74 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 3,78.



Modèle Guler et al (2007). [23]

Modèle A₄

Figure 5.22 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction.

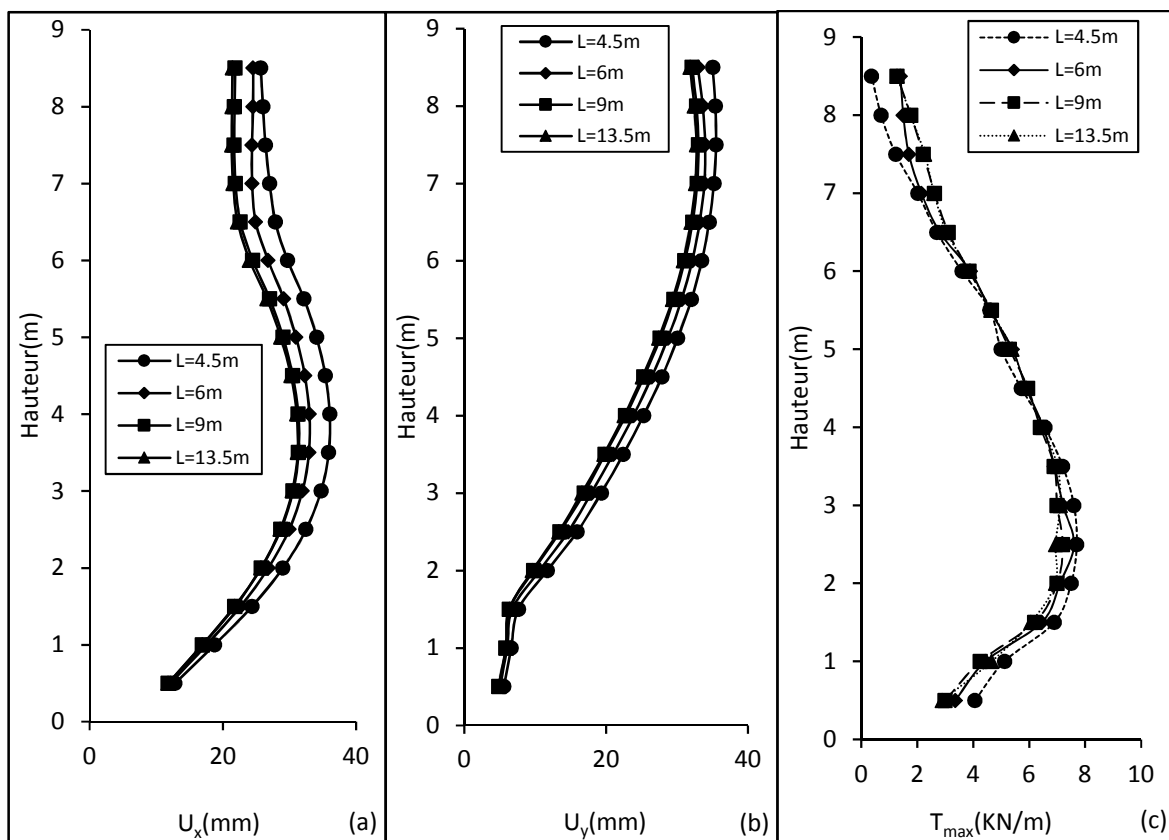


Figure 5.23 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe.

✚ Discussions des résultats :

Les résultats obtenus représentés sous forme d'un tableau pour trois modèles :

- 1) Modèle A₂ : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H = 0,67$).
 - 2) Modèle A₃ : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 9$ m ($L/H = 1$).
 - 3) Modèle A₄ : un espacement $S_v = 0,5$ m et une longueur $L = 13,5$ m ($L/H = 1,5$).
- ✓ On remarque, d'après la figure 5.23 (a) et (b) que lorsque les nappes ont un espacement de 0.5m et un rapport L/H ayant pour valeurs 0,5, 0,67 et 1 le parement subit un déplacement plus important par rapport $L/H = 1,5$. Il apparait également que dans ce dernier cas la longueur des nappes 13,5m n'a pratiquement pas d'influence sur le déplacement du parement.
 - ✓ Les forces de traction dans les nappes de géogridde à la fin de la phase de construction sont comprises entre 2 et 12 kN / m. Les emplacements de forces de traction maximale dans les nappes de géogridde sont indiqués sur les figures (5.16, 5.19 ,5.22). À partir de ces figures, on peut voir qu'il y avait deux endroits où les forces de traction ont des valeurs maximales. Les maximales sur le côté gauche restent toujours dans la zone de la concentration de déformation de cisaillement derrière les blocs et les maximas sur le côté droit sont très proches de la ligne de rupture apparente. La longueur des nappes ne semble pas avoir d'effet sur la répartition des efforts de traction maximaux dans les nappes.
 - ✓ Ces modèles ont les mêmes profils de concentration de cisaillement., on peut conclure que les lieux de concentration de contraintes de cisaillement et les plans de rupture restent à l'intérieur de la zone renforcée pour les modèles ayant un rapport L/H supérieur ou égal à 0,67, à la fin de la phase de construction. Les valeurs calculées du coefficient de sécurité indiquent que lorsque la longueur de géogridde augmente, le coefficient de sécurité augmente aussi (voir tableau 5.7).

Tableau 5.7 Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Espacements S_v (m)	Longueur L/H	Déplacement U (mm)	Coefficient de sécurité (F)
A ₂	0,5	0,67	41,52	2,29
A ₃	0,5	1	39,33	2,93
A ₄	0,5	1,5	38,92	3,78

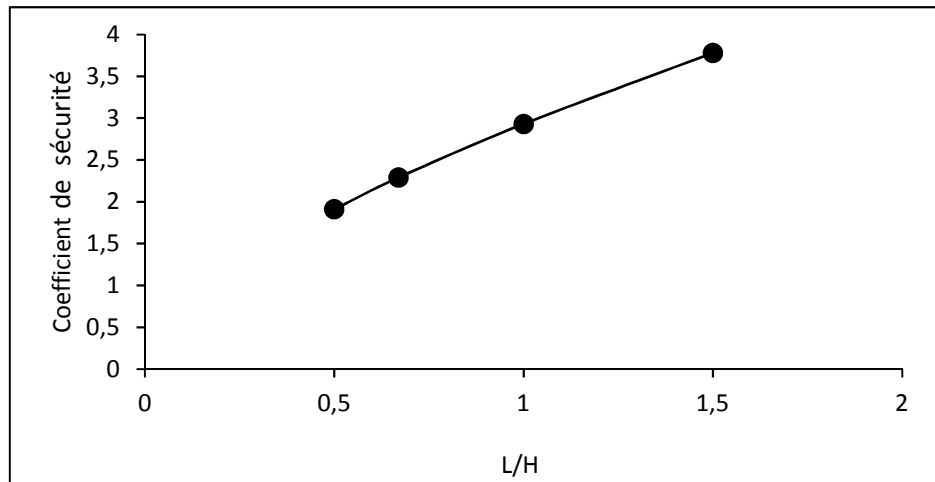


Figure 5.24 Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur.

5.3.3 Effets de la rigidité axiale du géosynthétique (géogrille) :

L'influence du type de géogrille sur le comportement d'un mur renforcé a été étudiée en fonction de la rigidité axiale de géogrille ($EA=1500$, $EA=2500$, $EA=3500$).

✓ **Modèle A6** : un espacement $S_v=1$ m et une longueur $L=6$ m ($L/H=0,67$).

1) $EA=1500$ kN/m

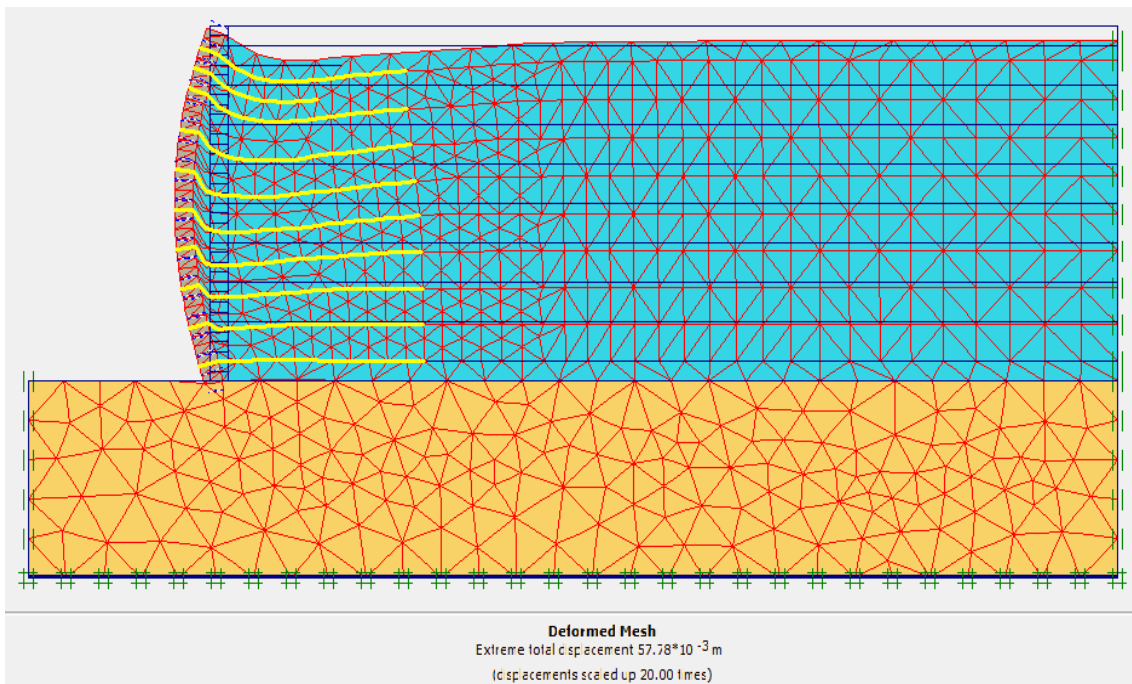


Figure 5.25 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A61).

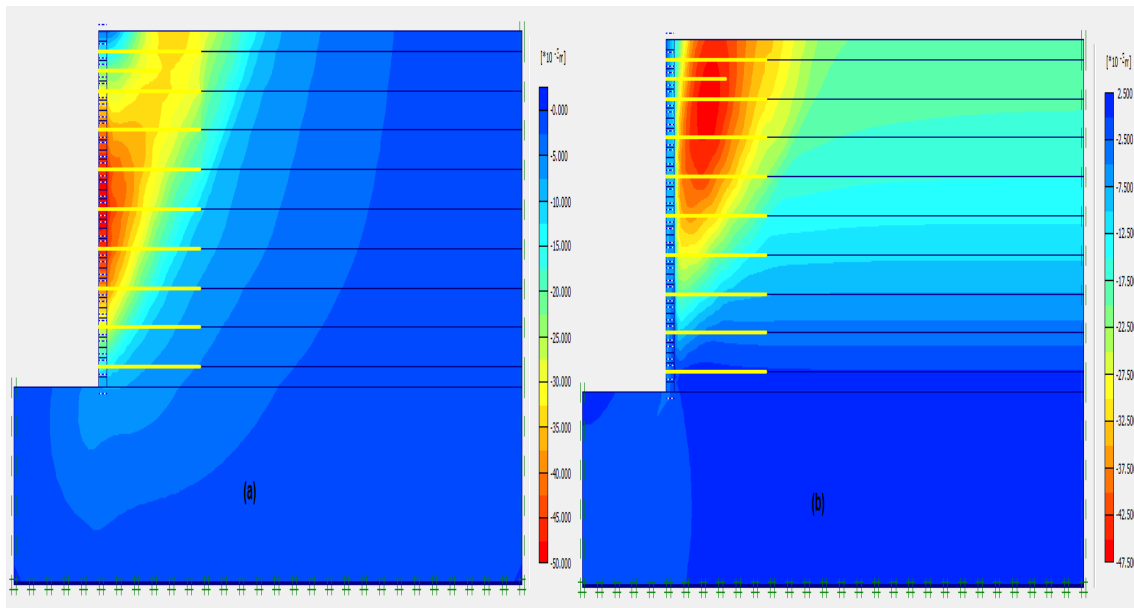


Figure 5.26 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 57,78 mm, le déplacement horizontal du mur 48,69 mm et le déplacement vertical du mur 46,55 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,11.

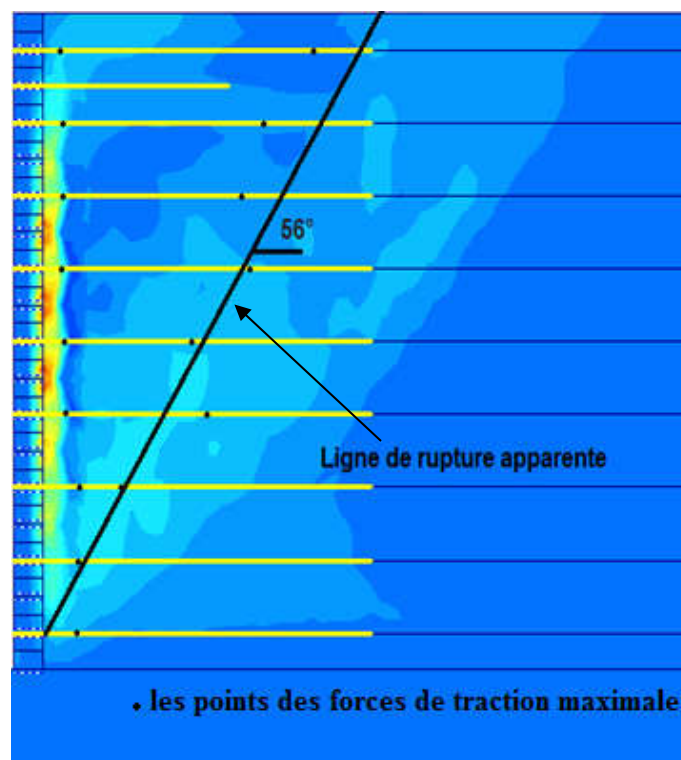


Figure 5.27 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction.

2) EA=2500 kN/m

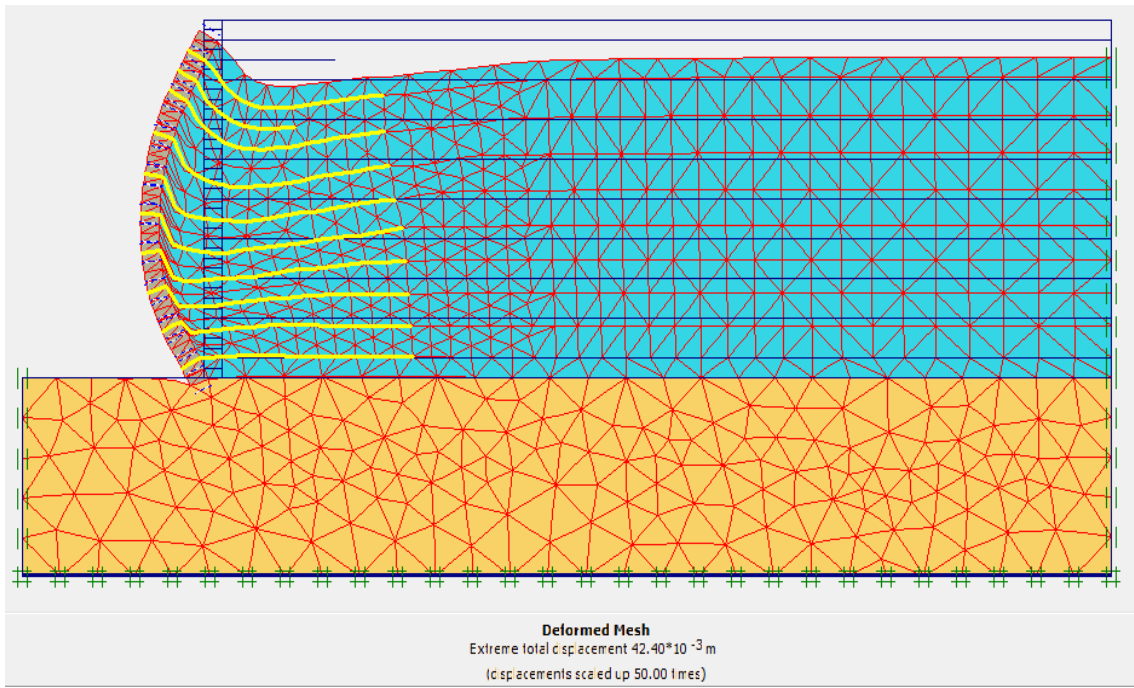


Figure 5.28 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (Modèle A₆₂).

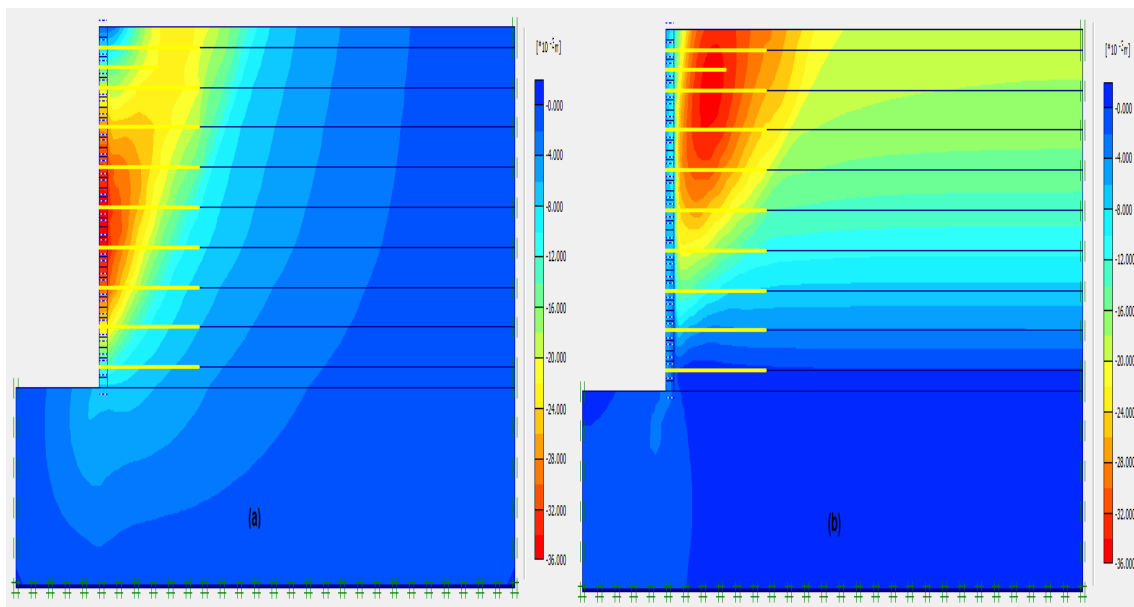


Figure 5.29 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 42,4 mm, le déplacement horizontal du mur 34,97 mm et le déplacement vertical du mur 35,05 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,12.

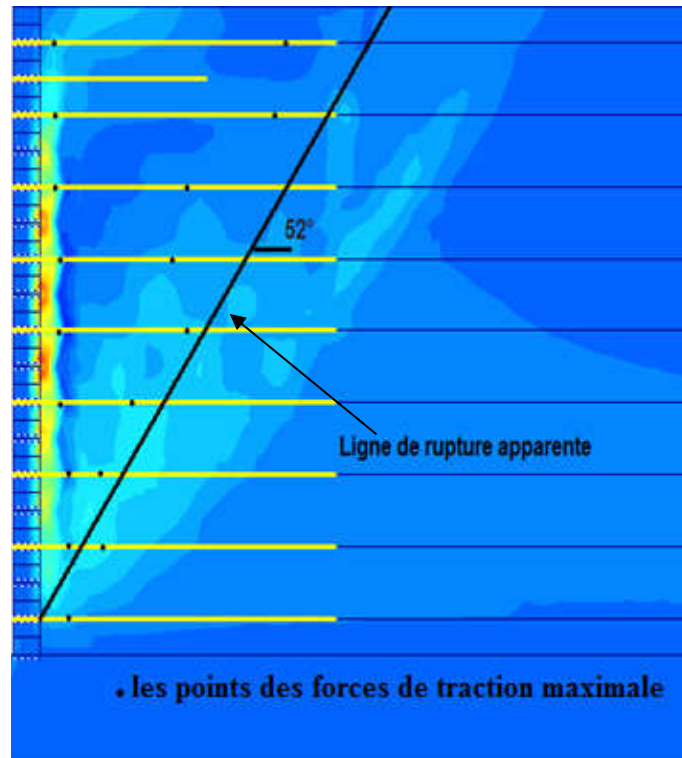


Figure 5.30 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction.

3) EA=3500 kN/m

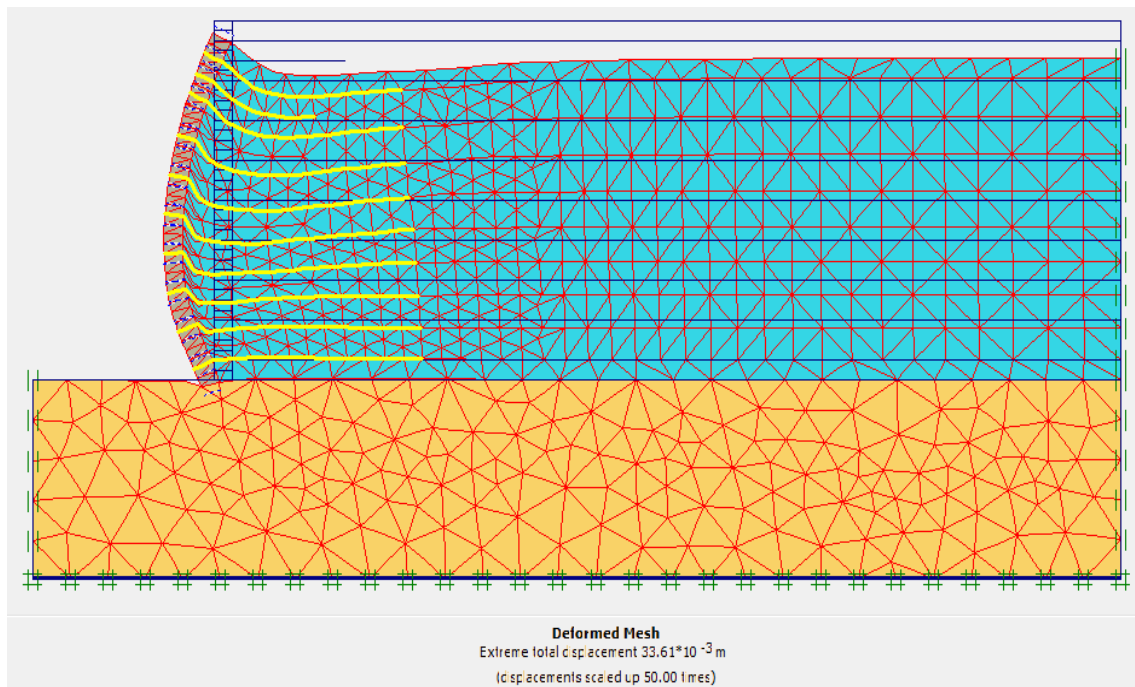


Figure 5.31 Déformation du maillage la fin de la phase de construction (Modèle A₆₃).

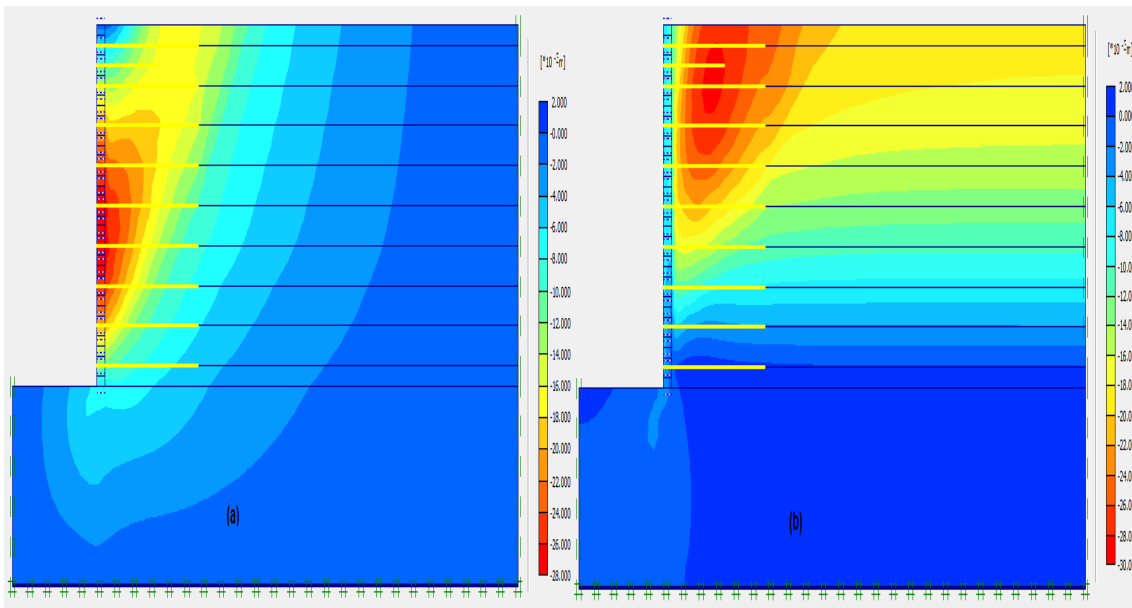


Figure 5.32 (a) Déplacements horizontaux du mur ;(b) Déplacements verticaux du mur.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 33,61 mm, le déplacement horizontal du mur 27,66 mm et le déplacement vertical du mur 28,52 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,15.

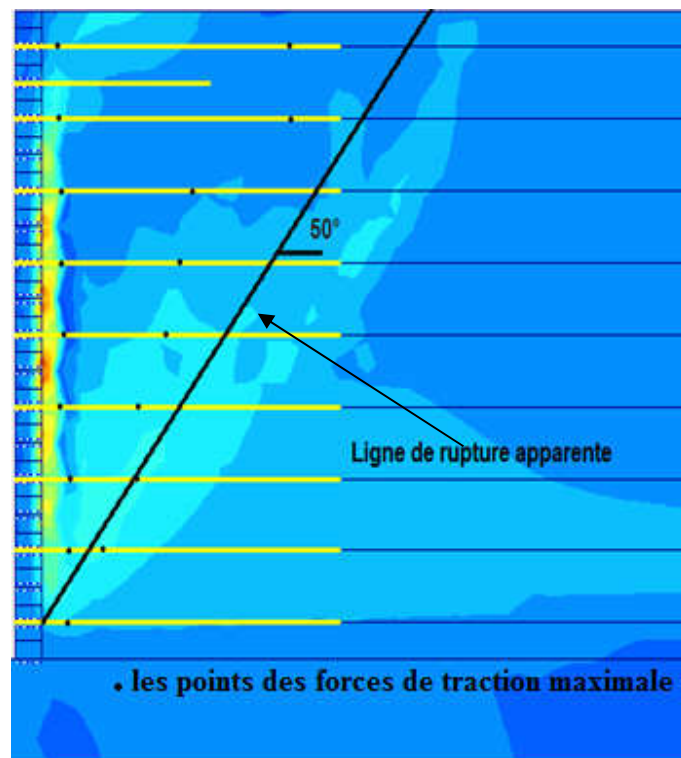


Figure 5.33 Contour de déformation de cisaillement à la fin de la phase de construction.

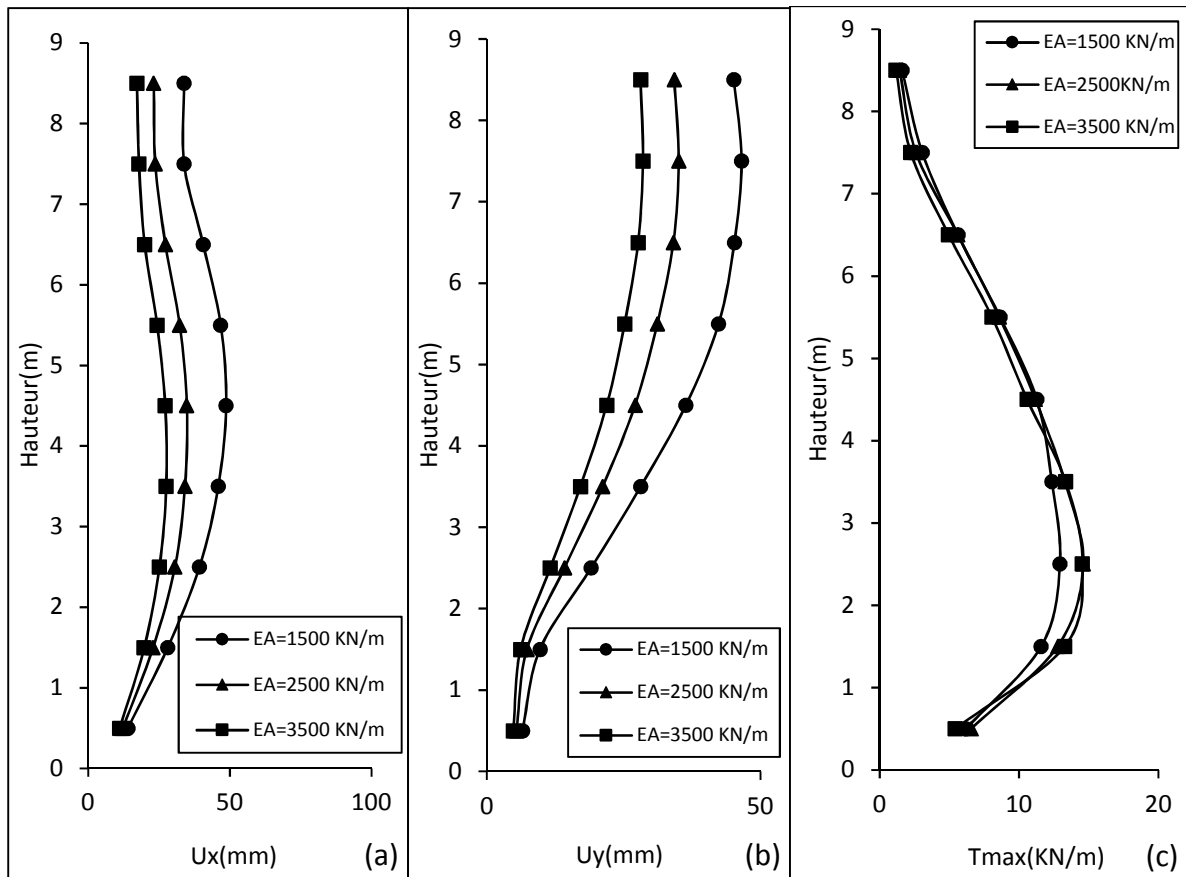


Figure 5.34 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements ;(c) Effort de traction max dans chaque nappe.

Discussions des résultats :

Les résultats obtenus représenté sous forme d'un tableau pour trois modèles :

- 1) Modèle A₆₁ : un espacement $S_v = 1$ m, une longueur $L = 6$ m ($L/H=0,67$) et La rigidité axiale du géogrille $EA=1500$ KN/m.
- 2) Modèle A₆₂ : un espacement $S_v = 1$ m, une longueur $L = 6$ m ($L/H=0,67$) et la rigidité axiale du géogrille $EA=2500$ KN/m.
- 3) Modèle A₆₃ : un espacement $S_v = 1$ m, une longueur $L = 6$ m ($L/H=0,67$) et la rigidité axiale du géogrille $EA=3500$ KN/m.

✓ L'influence de la rigidité sur le déplacement dans la masse de sol stabilisé et renforcé après chargement est donnée sur la figure 5.34(a) et (b). Cette figure présente le calcul des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur de mur H. Les résultats des trois simulations montrent que les déplacements horizontaux et déplacements verticaux du mur

diminué lorsque la raideur des géogrilles augmente et montre clairement l'importance de la rigidité des géogrilles.

- Le déplacement horizontal maximal du mur de 48,69 mm pour EA= 1500 KN/m, il est réduit à 27,66 mm pour EA=3500 KN/m soit une amélioration de 43%.
 - Le déplacement vertical maximal du mur de 46,55 mm pour EA= 1500 KN/m, il est réduit à 28,52 mm pour EA=3500 KN/m soit une amélioration de 39%.
- ✓ On remarque que l'effort de traction affectant chaque nappe est inversement proportionnel à la rigidité axiale dans les nappes au-dessus la cinquième. Sous la cinquième nappe il y a une différence de l'effort de traction (voir figure 5.34(c)).
- ✓ Les concentrations de lignes de cisaillement sont désignées comme «la ligne de rupture apparente ». Il y a lieu de noter qu'en augmentant la rigidité axiale (EA), on constate que l'angle de ligne apparent diminue (voire les figure 5.27-5.30-5.33).

Tableau 5.8 Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Rigidité axiale EA (KN/m)	Les déplacements			Coefficient de sécurité F
		U_{\max} (mm)	U_x (mm)	U_y (mm)	
A ₆₁	1500	57,78	48,69	46,55	2,11
A ₆₂	2500	42,40	34,97	35,05	2,12
A ₆₃	3500	33,61	27,66	28,52	2,15

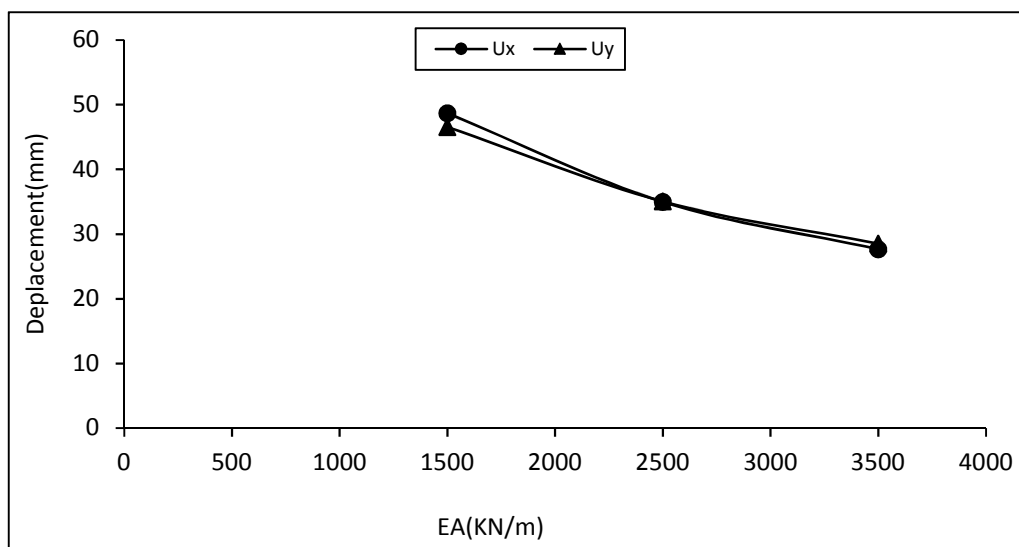


Figure 5.35 Les déplacements U en fonction la rigidité EA.

Tableau 5.9 : Résumé des résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Type de sol	45 + Ø/2	Inclinaison de la ligne de rupture apparente à la fin de la phase de construction		Coefficient de sécurité F	
			Guler et al	Plaxis 2D	Guler et al	Plaxis 2D
A ₁	sol pulvérulent	62,5°	50	51	2,08	1,91
A ₂			56	56	2,40	2,29
A ₃			55	54	3,6	2,93
A ₄			52	52	-	3,83
A ₅			50	50	1,76	1,7
A ₆			56	56	2,19	2,11
A ₇			60	59	2,83	2,8
A ₈			56	55	3,84	3,99

Tableau 5.10 récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis.

Les modèles	Remblai	Espacement S _v (m)	Longueur (L/H)	Les déplacements		Coefficient de sécurité F
				U _x (mm)	U _y (mm)	
A ₁	sol pulvérulent	0,5	0,5	36,12	35,5	1,91
A ₂		0,5	0,67	33,1	33,96	2,29
A ₃		0,5	1	31,48	33	2,93
A ₄		0,5	1,5	31,32	32,74	3,78
A ₅		1	0,5	56,83	52,52	1,7
A ₆		1	0,67	48,69	46,55	2,11
A ₇		1	1	46,44	46,74	2,8
A ₈		1	1,5	45,44	46,08	3,99

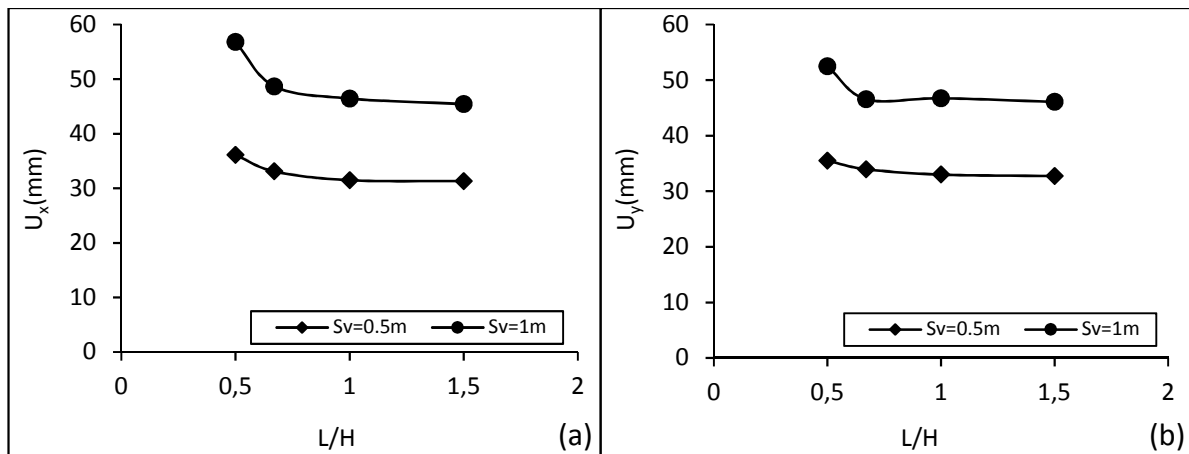


Figure 5.36 (a) Déplacement horizontal des parements ;(b) Déplacements vertical des parements.

5.4 Conclusion :

Cette étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des murs de soutènements en sol renforcé par géogrilles ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

Les simulations numériques effectuées dans le cadre de ce projet, ont confirmé que la stabilité des murs augmente lorsque l'espacement des géogrilles diminue.

Les analyses numériques effectuées ont mis en évidence, que pour différentes longueurs des nappes de géogrilles. Les déplacements horizontaux et déplacements verticaux du mur diminué et le coefficient de sécurité augmente lorsque la longueur d'armature augmente.

Il y a lieu de noter particulièrement que le mécanisme de rupture des murs avec remblai granulaire (la ligne de glissement est à l'intérieur de la zone renforcé). Dans le cas où le rapport L/H supérieur ou égal à la valeur de 0,67.

Les résultats ont également montré que lorsqu'on augmente la rigidité axiale (EA) le déplacement diminue et le coefficient de sécurité augmente. On notera que la ligne des tractions maximales dépend de l'extensibilité des renforcements plus la ligne des tractions maximales se rapprochera du coin de Coulomb ($45 + \varnothing/2$).

Conclusion générale

Le domaine de la géotechnique se caractérise par la construction d'ouvrages uniques adaptés dans chaque cas à un problème spécifique, ces ouvrages peuvent être traités par plusieurs méthodes. Dans ce contexte, il est normal de constater des divergences entre les prévisions de comportements données par les méthodes de calcul et le comportement réellement observé à l'aide d'une auscultation des ouvrages réels ou par un modèle réduit.

Les matériaux 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 domaine de géotechnique.

Cette étude nous a permet 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 présente étude montrent que :

- ✓ L'espacement vertical entre les nappes de géogridde a un effet sur le comportement mécanique du mur. Pour l'espacement d'armature de 0.5m on a observé que, lorsque le système dans l'ensemble s'approche de la rupture, la zone armée demeure presque intacte. Pour un espacement de 1m, des déformations plus importantes dans la zone armée ont été observés.
- ✓ La modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différentes longueurs de géogriddes montre l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution des déplacements horizontaux et verticaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur, le coefficient de sécurité augmente aussi avec l'augmentation de la longueur des nappes.
- ✓ Concernant la raideur de la géogridde, elle présente une influence importante sur la diminution des déplacements horizontaux et verticaux du mur et d'une façon moins importante sur la diminution des efflores max de traction dans les nappe de géogridde.
- ✓ La stabilisation du sol aux fibres synthétiques améliore la stabilité de l'ouvrage en réduisant le coefficient de sécurité global de l'ouvrage.

Références bibliographiques

- [1] **PROFRACTAL** (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [2] **Schlosser, F., Juillie, Y.** Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [3] **BIETH Emmanuel, M.** (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- [4] **Baziz, S.E.** (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Mémoire de Magistère, Université De Biskra.
- [5] **Chebira, H., Mekki, A.** Etude d'un tronçon de Mur de soutènement a hauteur variable. Mémoire Master. Université de Tlemcen.
- [6] **Fabrice Rojat.** (2011-2012). Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE, France.
- [7] **Schlosser, F., Unterreiner, P.** Renforcement des sols par inclusions. Technique de l'ingénieur c245.
- [8] **Serre, A.** (1995). Ouvrages renforcés par des géotextiles chargés en tête : Comportement et Dimensionnement. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [9] **Schlosser, F., Briançon, Y. L et Delmas, P.** Les géosynthétiques de renforcement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C305.
- [10] **Richard, J.B.** Traduit par **François, C.** Fonctions des géosynthétiques. Société Internationale des Géosynthétiques (IGS).
- [11] **Le comité français des géosynthétiques (CFG).** (2015). Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. Le moniteur des travaux publics et de bâtiment.
- [12] **LCPC** (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées). (2003). Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Guide technique. 83p.

- [13] **Azzaz, I., Chouikha, S.** (2017). Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique. Mémoire de magistère. Université de Djelfa.
- [14] **Tacnet, J.M., Philippe, G.** (2000). Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques Ouvrages de référence. Cemagref, 92p. 25-26.
- [15] **Haouam, H.** (2010). Etude numérique d'un mur de soutènement en sol stables renforce avec fibres et géogrilles. Mémoire de magistère, Université D'Annaba.
- [16] **Rouabeh, A.** (2013). Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique. Mémoire de Magistère. Université de Boumerdes.
- [17] **Gérard, D., Paul, R.** (2009). Aide-mémoire de mécanique des sols. Les publications de l'ENGREF.
- [18] **Schlosser, F.** Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [19] **Chogueur, A.** (2013). Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen.
- [20] **Gueye, I.** Equilibre limite et ouvrages de soutènement. Géotechnique 1 - Ouvrages de soutènement.
- [21] **Auvray, R.** (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow.
- [22] **Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A.** (2003). PLAXISVersion8.1, material model manual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [23] **Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan** (2007). Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. Geosynthetics International, 14, No. 6, p330 -345.