

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



Mémoire de Fin d'Études

Présenté à

L'Université d'Echahid Mohamed Lakhdar Ammara d'El Oued

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

En Matériaux de Génie Civil

Présenté par

KERROUCHI Embarek, GUESSEIR Laid

Thème

**Etude numérique de la stabilité d'un massif de
soutènements en sol renforcé par géosynthétiques**

Préparé le 13/06/2020. Devant le jury composé de :

Dr. KAAB Mohamed Zohair	Maitre de conférences B	Président
Dr. FARIK Ali	Maitre assistant A	Rapporteur
Dr. SOULIMANE Ilyas	Maitre de conférences B	Examineur



﴿ رَبَّنَا لَا تُؤَاخِذْنَا إِنْ نَسِينَا أَوْ أَخْطَأْنَا رَبَّنَا وَلَا تَحْمِلْ عَلَيْنَا إَصْرًا كَمَا حَمَلْتَهُ
عَلَى الَّذِينَ مِنْ قَبْلِنَا رَبَّنَا وَلَا تُحَمِّلْنَا مَا لَا طَاقَةَ لَنَا بِهِ وَاعْفُ عَنَّا وَاعْفِرْ لَنَا
وَارْحَمْنَا أَنْتَ مَوْلَانَا فَانصُرْنَا عَلَى الْقَوْمِ الْكَافِرِينَ ﴾ سورة البقرة : الآية 286 .

" صدق الله العظيم "

REMERCIEMENTS

Nous remercions initialement Allah de nous avoir donné du courage et de patience pour arriver à terminer ce modeste travail.

Tous nos remerciements et notre appréciation à nos chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour nous réussissons.

Nous remercions le **FARIK Ali** mon encadreur non pas par simple courtoisie mais pour ses précieux conseils et son orientation qui a permis de mener à bien ce travail

Nous remercions également les membres du jury de nous avoir fait l'honneur de lire notre travail et de nous faire part de leurs appréciations instructives.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à tous nos professeurs et collègues du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université d'Eloued, On mentionne **Dr. DJEDID Tarek**, **Dr. MANI Mohammed**, **Dr. KAAB Mohamed Zohair** et **SOULIMANE Ilyas**.

En fin Nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail de près ou de loin.

ABSTRACT

The use of geosynthetics as reinforcement in retaining walls, especially for bridge abutments, is currently an attractive economic solution. Attracted by the performance of these structures, this work is interested in the study of the stability of a mass of ground supports reinforced by geosynthetics from the application of a numerical methodology to a retaining wall, using digital calculation code "PLAXIS 2D" .

This study was carried out to evaluate the effect of a few parameters: the spacing between the reinforcement layers, the reinforcement length and the division of the height of the wall into two steps (superimposed wall). The results obtained have shown that the appropriate choice of these parameters considerably improves the stability of these structures and at the same time minimizes the cost of their construction.

Key words: Retaining wall, reinforced soil, geosynthetics, numerical modeling, Plaxis.

ملخص

أدى استخدام الدعم الجيوسنتتيك في الجدران الاستناد للتربة، خاصة بالنسبة لأساسات الجسور لإيجاد حلول اقتصادية مهمة في الوقت الراهن. منجذبين بأداء هذه الهياكل حيث يهدف هذا العمل لدراسة استقرار جدار استناد تربة معززة بالجيوسانتتيك بتطبيق منهجية رقمية على جدار استناد باستخدام برنامج البلاكسيس "PLAXIS 2D". أجريت هذه الدراسة لتقييم تأثير بعض العناصر مثل: تباعد بين طبقات التعزيز، طول عناصر التعزيز، تقسيم ارتفاع الجدار الى مستويين . أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن الاختيار المناسب لهذه العناصر يمكن أن يساهم بشكل كبير في تحسين استقرار هذه الهياكل وفي نفس الوقت في تقليل تكلفة بنائها.

الكلمات المفتاح: جدار الإسناد، التربة المسلحة، الجيوسانتتيك، النمذجة الرقمية، بلاكسيس.

RESUME

L'utilisation des géosynthétiques comme renforcement dans les murs de soutènement, notamment pour les culées de ponts constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Attiré par les performances de ces ouvrages, le présent travail s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un massif de soutènements en sol renforcé par géosynthétiques à partir de l'application d'une méthodologie numérique à un mur de soutènement, en utilisant code de calcul numérique "PLAXIS 2D"..

Cette étude a été menée pour évaluer l'effet de quelques paramètres : l'espacement entre les nappes de renforcement, la longueur de renforcement et la division de la hauteur du mur en deux gradins (mur superposé). Les résultats obtenus ont démontré que le choix adéquat de ces paramètres permet d'améliorer considérablement la stabilité de ces ouvrages et au même temps minimiser le coût de leurs réalisation.

Mots clé: Mur de soutènement, sol renforcé, géosynthétiques, modélisation numérique, Plaxis.

Liste des figures

Figure I-1:Différents types de géosynthétiques	7
Figure I-2:Différents types de géotextiles.....	8
Figure I-3:Processus de fabrication des géogrilles [2].....	9
Figure I-4:Structure de géogrilles	9
Figure I-5:Exemples d'application des géosynthétiques d'après [3]	10
Figure I-6:Courbe typique de résistance à la traction d'un géosynthétique de renforcement [4].....	12
Figure I-7:Comportement des géosynthétiques en traction [5].....	13
Figure I-8:Différente application des géosynthétiques [6].....	14
Figure II-1:Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en terre armée de 1968 à 1989(Malorie, 2005).	17
Figure II-2:ouvrage en sol renforcé	18
Figure II-3:Exemples d'ouvrages en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)	19
Figure II-4:Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)	19
Figure II-5:Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009)	20
Figure II-6:Dimensionnement courant d'un massif en remblai renforcé [15]	20
Figure II-7:Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009).....	22
Figure II-8:Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al., 2001)	22
Figure II-9:Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée).....	23
Figure II-10:Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée.....	24
Figure II-11:. Jardinières (NF EN 14475).....	24
Figure II-12:. Blocs.....	24
Figure II-13:Poteaux et plaques en béton (NF EN 14475)	25
Figure II-14:Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée	25
Figure II-15:Treillis soudé en acier.....	26
Figure II-16:. Cages de gabions.....	26
Figure II-17:Parement en Pneu-sol	27
Figure II-18:Éléments de parement.	27
Figure II-19:Photos d'autres formes de parement [14]	28
Figure II-20:. Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée	28
Figure II-21:Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement	29
Figure II-22:Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol [14]	29
Figure II-23:Photo de la pose d'un lit d'armatures[14]	30
Figure II-24:. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée[6]	31
Figure II-25:Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017)	32
Figure II-26:Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)	33
Figure II-27:Dispositions à respecter pour les sommiers d'appui des culées [20]	34
Figure II-28:Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007)	34
Figure II-29:Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966).....	35
Figure II-30:Fonctionnement interne d'un muren remblai renforcé (LCPC 2003).....	35
Figure II-31:Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003).....	36
Figure II-32:Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé.....	36
Figure II-33:Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé.....	37
Figure II-34:Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé	37
Figure III-1:Domaine discrétisé.....	41
Figure III-2:Organigramme du code Plaxis 2D	42
Figure III-3:Modèle monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique	44
Figure III-4:Définition de E0 et de E50. [19]	44
Figure III-5:Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb. [19]	45
Figure III-6:Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)	46
Figure III-7:Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol (Brinkgreve, 2003).....	46
Figure III-8:Modélisation du comportement de l'élément "géogrigle" sur Plaxis.....	47
Figure III-9: Représentation de l'analyse 3-D et 2-D (déformation plane).....	47
Figure III-10:Modélisation des blocs en béton	48
Figure III-11:Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol	49
Figure IV-1: photo réel d'un mur de soutènement superposer sans chargement.	52
Figure IV-2:modèle numérique d'un mur de soutènement superposer avec chargement	53
Figure IV-3: photo réel d'un mur de soutènement superposer avec chargement.	53
Figure IV-4:modèle numérique d'un mur de soutènement superposer avec chargement	53

Figure IV-5:Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé	54
Figure IV-6:Blocs modulaires et connexion géogridle.	56
Figure IV-7: Installation des blocs modulaires.	56
Figure IV-8:Mise en place d'une couche de remblai et Installation de la première	57
Figure IV-9: Étape 3 : étape - intermédiaire	57
Figure IV-10:étape –finale.....	57
Figure IV-11:Profil représentatif du modèle numérique(Le maillage).	58
Figure IV-12:Déformation du maillage à la fin de la phase de construction chargement.	58
Figure IV-13:Déplacements horizontaux avant chargement.....	59
Figure IV-14:Les déplacements totaux et les forces axiales résultantes dans les nappes	59
Figure IV-15:Déformation du maillage à la fin de la phase de construction après chargement	60
Figure IV-16:Déplacements horizontaux après chargement	60
Figure IV-17:Déplacements verticaux après chargement.	61
Figure IV-18:Les déplacements totaux et les forces axiales résultantes dans les nappes	61
Figure IV-19:Déplacements horizontaux du mur avant et après le chargement.	61
Figure IV-20:Déformation du maillage avant chargement (modèle A2).	63
Figure IV-21:Déplacement horizontal avant chargement (modèle A2)	63
Figure IV-22:Déformation du maillage après chargement (modèle A2).	64
Figure IV-23:Déformation du maillage avant chargement (modèle A3).	64
Figure IV-24:Déplacement horizontal avant chargement (modèle A3).	64
Figure IV-25:Déformation du maillage après chargement (modèle A3).	65
Figure IV-26:Déformation du maillage avant chargement (modèle A4).	65
Figure IV-27:Déplacement horizontal avant chargement (modèle A4).	65
Figure IV-28:Déformation du maillage après chargement (modèle A4).	66
Figure IV-29:Déformation du maillage avant chargement (modèle B1).	66
Figure IV-30:Déformation du maillage après chargement (modèle B1).	67
Figure IV-31:Déplacement horizontal après chargement (modèle B1).	67
Figure IV-32:Déformation du maillage avant chargement (modèle B2).	67
Figure IV-33:Déformation du maillage après chargement (modèle B2).	68
Figure IV-34:Déplacement horizontal après chargement (modèle B2).	68
Figure IV-35:Déformation du maillage avant chargement (modèle B3).	68
Figure IV-36 :Déformation du maillage après chargement (modèle B3).	69
Figure IV-37:Déplacement horizontal après chargement (modèle B3).	69
Figure IV-38:géométrie du modèle numérique C1	70
Figure IV-39:Déformation du maillage avant chargement (modèle C1)	70
Figure IV-40:Déformation du maillage avant chargement (modèle C1)	70
Figure IV-41:Déplacement horizontal avant chargement (modèle C1).	71
Figure IV-42:Déplacement horizontal après chargement (modèle C1).	71
Figure IV-43:Déplacement horizontal avant et après chargement	72
Figure IV-44:géométrie du modèle numérique C2	72
Figure IV-45:Déformation du maillage après chargement (modèle C2)	73
Figure IV-46:Variations des déplacements horizontaux du mur en fonction de distance.....	73
Figure IV-47:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D1).	74
Figure IV-48:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle D1).	74
Figure IV-49:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D2).	75
Figure IV-50:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle D2).	75
Figure IV-51:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D3).	75
Figure IV-52:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle D3).	76
Figure IV-53:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle E1).	76
Figure IV-54:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle E1).	77
Figure IV-55:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement(modèle E2).	77
Figure IV-56:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle E2).	77
Figure IV-57:Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement(modèle E3).	78
Figure IV-58:Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle E3).	78

Liste des tableaux

Tableau II-1:Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée[14]	21
Tableau II-2:Valeurs minimales recommandées de la fiche D (AASHTO, 2017).....	32
Tableau II-3:Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP- conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006).....	33
Tableau IV-1:Propriétés géomécaniques du sol.....	55
Tableau IV-2:Propriétés du géogrille.....	55
Tableau IV-3:Propriétés du bloc modulaire et la semelle.	55
Tableau IV-4:Déplacement maximal du mur en fonction de distance de décalage	73

Liste des symboles

σ_h : Contrainte horizontale.
 σ_v : Contrainte verticale.
 σ_a : Contrainte de poussée.
 σ_p : Contrainte de butée.
 σ_1 : Contrainte principale.
 τ : Contrainte tangentielle.
 : Déformation.
 γ : Distorsion.
 γ : Poids volumique.
 K_0 : Coefficient de pression de terre au repos.
 K_a : Coefficient de poussée.
 K_p : Coefficient de butée.
 K_q : Coefficient de pression due à la surcharge.
 K : Matrice de rigidité.
 : Teneur en matière organique.
 R_0 : Rapport de sur consolidation.
 C : La cohésion.
 ν : Coefficient de poisson.
 E : Module d'Young.
 φ : Angle de frottement.
 ψ : Angle de dilatance.
 δ : Angle de frottement sol - Mur.
 θ : Angle de rupture.
 λ : Angle du parement incliné.
 β : l'inclinaison du remblai d'arrière le mur.
 e : Excentricité.
 F_a : Force de poussée.
 F_p : Force de butée.
 q : Surcharge uniformément répartie.
 F_r : Coefficient de sécurité au renversement.
 F_g : Coefficient de sécurité au glissement.
 R_p : Résistance à la pointe.
 q_s : Frottement latérale unitaire.
 μ : Coefficient de frottement réel.
 τ^* : Frottement limite.
 U^* : Déplacement relative.
 f_φ : Coefficient de frottement.
 W_n : Teneur en eau naturelle.
 S_r : Degré de saturation.
 W_l : Teneur en eau de liquidité.
 W_p : Teneur en eau de plasticité.
 I_p : Indice de plasticité.
 γ_d : Densité sèche.
 γ_h : Densité humide.
 : Rigidité axiale.
 EI : Rigidité de flexion.
 S_v : Espacement vertical.
 L : Longueur de géogridde.
 U : Déplacement total.
 U_h : Déplacement horizontal.
 F_s : Coefficient de sécurité.

Table des matières

REMERCIEMENTS I

ABSTRACT II

RESUME IV

Liste des figures V

Liste des tableaux VII

Liste des symboles VIII

Table des matières I

INTRODUCTION GENERALE : A

CHAPITRE I: NOTIONS SUR LES GEOSYNTHETIQUES III

I.1 Introduction 4

I.2 Techniques de renforcement des sols 4

I.2.1 Renforcements inextensibles 4

I.2.2 Renforcements extensibles 5

I.3 Définition et origine des géosynthétiques 5

I.3.1 Définition 5

I.3.2 Origine des géosynthétiques 5

I.4 Classification des géosynthétiques 6

I.4.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation 6

I.4.2 Classification selon leur géométrie 6

I.5 Types des géosynthétiques 8

I.5.1 Géotextiles 8

I.5.2 Géogrilles 9

I.6 Différentes fonctions des géosynthétiques 10

I.7 Caractérisation des géosynthétiques de renforcement 12

I.8 Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement 12

I.9 Domaines d'application des géosynthétiques 13

I.10 Conclusion 15

CHAPITRE II: LES OUVRAGES EN REMBLAI RENFORCES 16

II.1 Introduction: 17

II.2 HISTORIQUE DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ 17

II.3 Définition et principe de la terre armée: 18

II.4 Types d'ouvrages en remblai renforcé 19

II.5 Dimensionnement courant des ouvrages 20

II.6 Les éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé : 21

II.6.1 Le matériau de remblai : 21

II.6.2 Le parement 21

II.7 Mise en œuvre de la terre armée 28

II.7.1 Montage d'un niveau d'éléments de parement 29

II.7.2 Remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage 29

II.7.3 Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage 30

II.8 Durabilité des ouvrages en Terre Armée 30

II.9 Avantages et domaines d'utilisation 30

II.9.1 Routes et autoroutes 31

II.9.2 Ouvrages ferroviaires 31

II.9.3 Ouvrages maritimes et fluviaux 31

II.9.4	Ouvrages industriels et de protection.....	31
II.10	Méthode de calcul	32
II.10.1	Introduction	32
II.10.2	Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)	32
II.10.3	Sommiers d'appui.....	34
II.10.4	Principe de fonctionnement	34
II.10.5	Modes de rupture.....	36
II.11	Conclusion	38
CHAPITRE III:	PRESENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMERIQUE.....	39
III.1	Introduction	40
III.2	Méthode des éléments finis :	40
III.2.1	Le calcul par la méthode des éléments finis :	40
III.3	Présentation de PLAXIS :	42
III.3.1	Les sous-programmes de plaxis.....	43
III.3.2	Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :	43
III.4	Modélisation des composants des massifs en sol renforcé par PLAXIS	46
III.4.1	Modélisation de Sol	46
III.4.2	Les géogrilles	47
III.4.3	Les blocs en béton	48
III.4.4	Modélisation de la Semelle du pont.....	48
III.4.5	Modélisation de longrine de mise à niveau (Leveling Pad).....	48
III.4.6	Les interfaces.....	48
III.5	Conclusion :	50
CHAPITRE IV:	ETUDE DE CAS	51
IV.1	Introduction	52
IV.2	Simulation numérique :	52
IV.2.1	Présentation du modèle numérique :.....	52
IV.2.2	Présentation du modèle numérique adopté dans le cas mur simple (modèle de référence):	54
IV.3	Processus de construction et Méthodologie de Modélisation :	56
IV.4	Génération du maillage:	58
IV.5	Les résultats :	58
IV.6	Etude paramétrique :	62
IV.6.1	Etude paramétriques d'un mur simple en sol renforcé par géosynthétique	62
IV.6.2	Etude paramétriques d'un mur superposé en sol renforcé par géosynthétique.....	69
IV.7	Conclusion :	79
CONCLUSIONS GENERALES		80
REFERENCES		

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

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

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

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

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

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

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

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

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

Le présent travail a pour objectif de modéliser numériquement un ouvrage de soutènement renforcé par des nappes géosynthétiques. Ce mur est étudié par l'utilisation des logiciels de calcul performant. Le code Plaxis 2D à titre d'exemple. Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en sol de remblai en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Plan de travail :

Ce mémoire est composé par deux parties, la première partie « synthèse bibliographique sur les ouvrages en remblais renforcés » est constitué par 02 chapitres :

- **Chapitre I:** description globale des géosynthétiques et leurs classifications ainsi que leurs différents domaines d'applications seront détaillées.

- **Chapitre II:** les ouvrages en remblai renforcés, ce chapitre portant des informations sur le principe et le dimensionnement courant des ouvrages de la terre armée et les éléments qui constituent un ouvrage en sol renforcé, le matériau de remblai, les types de parement, les inclusions des nappes en acier ou en géosynthétique, et les méthodes de calcul des murs de soutènement en sol renforcé.

La seconde partie « Modélisation numérique » est constitué par 02 chapitres:

- **Chapitre III:** comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.

- **Chapitre IV:** sera consacré à l'étude et la modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par des nappes géosynthétiques. Il comporte la présentation de la simulation numérique de notre cas étudié et les diverses phases de calculs.

Ce chapitre présente aussi une étude paramétrique sur l'influence de plusieurs paramètres, comme la longueur des géogrilles, l'ajout des nappes secondaires, le renforcement non uniforme et l'effet d'angle de frottement du remblai sur la stabilité du mur en sol renforcé.

CHAPITRE I: NOTIONS SUR LES GEOSYNTHETIQUES

I.1 Introduction

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

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

I.2 Techniques de renforcement des sols

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

- La méthode de renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement (préchargement du sol de fondation, consolidation par le vide), de compactage (statique ou dynamique) ou encore par des techniques d'injection de divers types de coulis (chaux, résines ou coulis mélange de sable et de ciment).
- La méthode d'insertion des inclusions dans le sol est une technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance à la traction, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'insertion de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques.

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

I.2.1 Renforcements inextensibles

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

I.2.2 Renforcements extensibles

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

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

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

I.3 Définition et origine des géosynthétiques

I.3.1 Définition

Les géosynthétiques sont des produits planes fabriqués à partir de matériaux polymériques (polyéthylène (PE), polyamide (PA), polyester (PET) ou polypropylène (PP)) ou naturel (jute, coton, laine, soie) et qui se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle qui sont utilisés en contact avec du sol, ou d'autres matériaux dans des structure de Génie Civil (construction lourdes et bâtiment) et de Géotechnique [1] .

I.3.2 Origine des géosynthétiques

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

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

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

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

construction simple, d'un faible coût et de la capacité à tolérer de grandes déformations sans détresse structurelle.

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

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

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

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

I.4 Classification des géosynthétiques

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

I.4.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation

a) Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles

Ce sont des produits perméables aux fluides (géotextiles, géogrilles, géomats, geospaceurs, géoconteneurs, certains géocomposites) (Figure I-1). Ils peuvent être utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil pour remplir différentes fonctions (Séparation, filtration, drainage, protection, renforcement, lutte contre l'érosion de surface).

b) Géomembranes et produits apparentés

Ces types de produits sont essentiellement imperméables aux fluides (géomembranes, géocomposites bentonitiques) (Figure I-1). D'une manière générale, ils sont utilisés au sein d'un dispositif d'étanchéité par géosynthétiques tels que les barrages, les bassins de stockage d'effluents liquides, les centres de stockage de déchets et les canaux.

I.4.2 Classification selon leur géométrie

a) Structures Unidimensionnelles (linéaires)

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

b) Structures Bidimensionnelles

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

c) Structures Tridimensionnelles

On classe, dans la catégorie des renforcements tridimensionnels, les techniques qui associent au sol des éléments de renforcement de très petites tailles par rapport à l'ouvrage. Deux types de structures tridimensionnelles existent actuellement, les structures alvéolaires et les structures sous forme de grilles triangulaires (Figure I-1). Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels du fait de leur géométrie ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés.

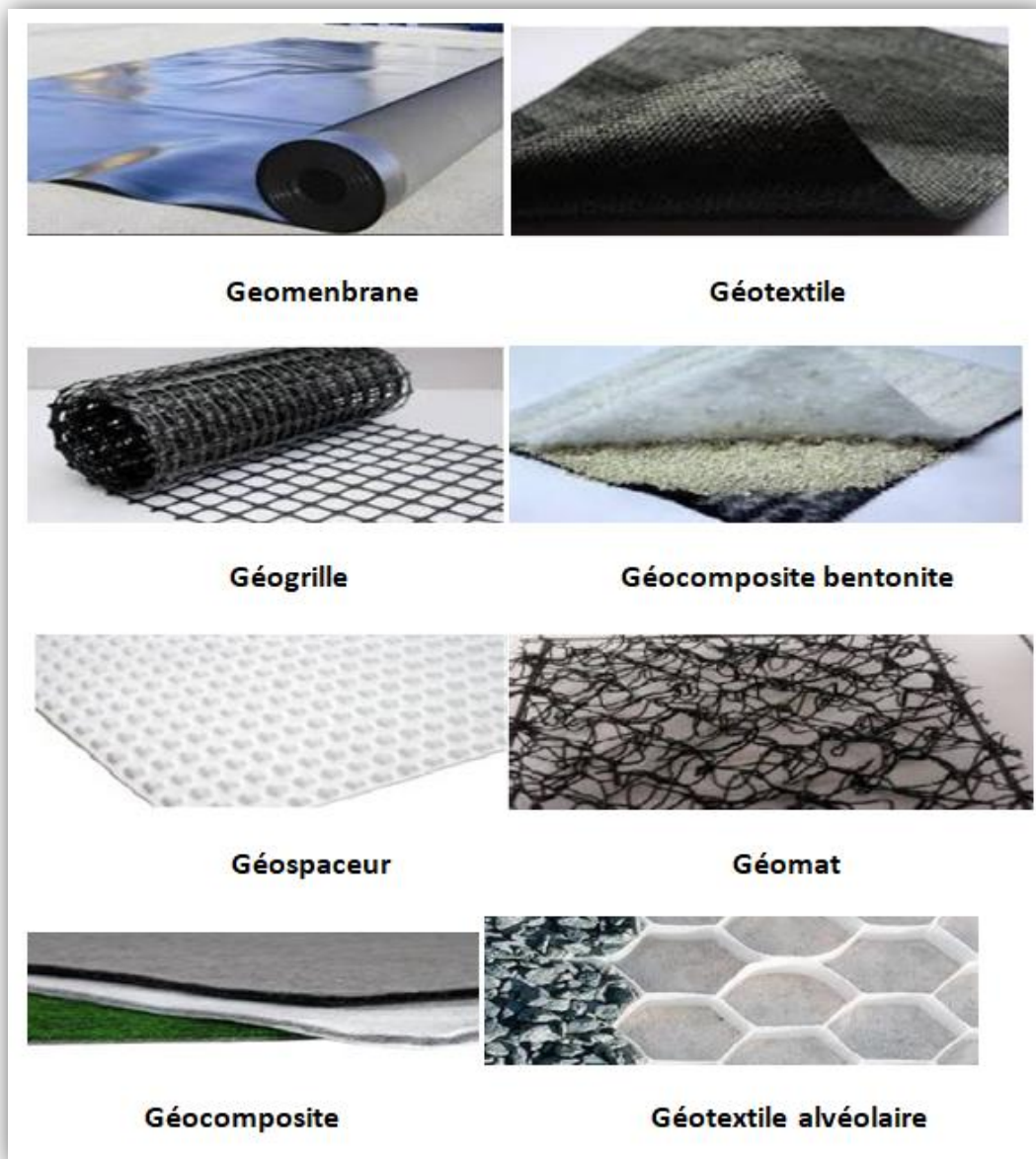


Figure I-1: Différents types de géosynthétiques

I.5 Types des géosynthétiques

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

I.5.1 Géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles polymères perméables, sous la forme de feuilles flexibles (Figure I-1). Les polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géotextile peut être motivé dans certains cas par le type du polymère. Les géotextiles actuellement disponibles sont classés dans les catégories suivantes selon le processus de fabrication :

a) Géotextiles tissés

Ils sont fabriqués à partir de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants, par un procédé de tissage conventionnel avec une structure textile régulière. Les fils utilisés pour la fabrication des tissés peuvent être des monofilaments, des multifilaments ou des combinaisons des deux (Figure I-2-a, b, c). Les bandelettes sont de plus en plus utilisées pour la fabrication des tissés, en combinaison avec des monofilaments et multifilaments (Figure I-2-d). Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant, il entraîne une anisotropie en plan.

b) Géotextiles non tissés

Ils sont fabriqués à partir de fibres ou de fils orientés directionnellement ou de façon aléatoire dans une bande lâche liés entre eux par trois techniques : liaison mécanique (aiguilletage), liaison chimique (colle, caoutchouc, latex, dérivé de cellulose, etc.) et liaison thermique (collage avec des agents de fusion partielle) (Figure I-2-e).

c) Géotextiles tricotés

Ils sont produits en intercalant un ou plusieurs fils, ensemble ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles (Figure I-2-f).

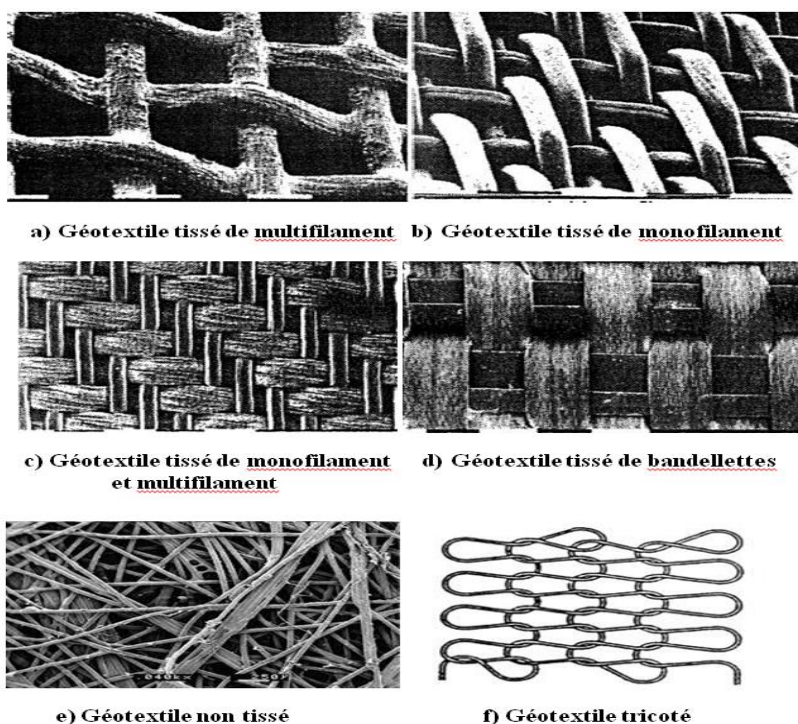


Figure I-2: Différents types de géotextiles

I.5.2 Géogrilles

Les géogrilles sont des structures polymères planes constituées par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elles sont fabriquées à partir de bandes de polymères de haut module, selon le processus présenté sur la Figure I-3. La bande de polymère est portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géogrille uniaxiale) (Figure I-4-a) ou dans deux directions (géogrille biaxiale) (Figure I-4-b). Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage.

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

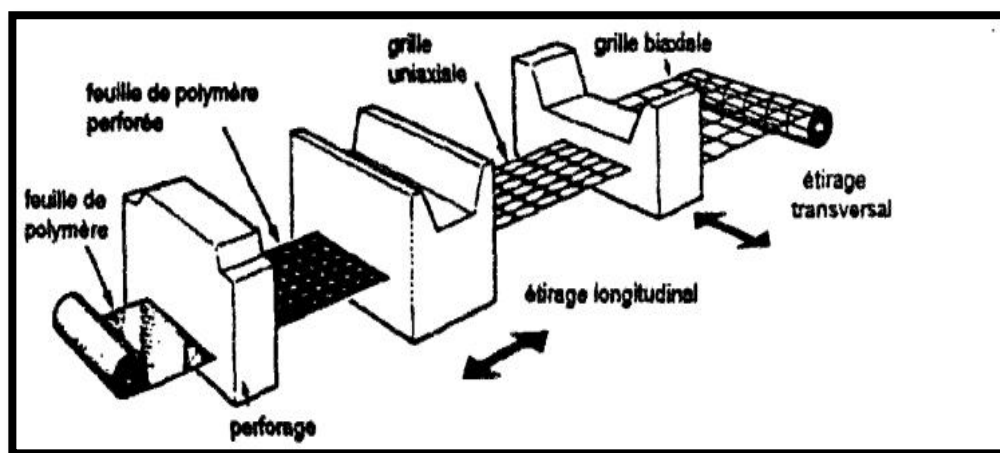
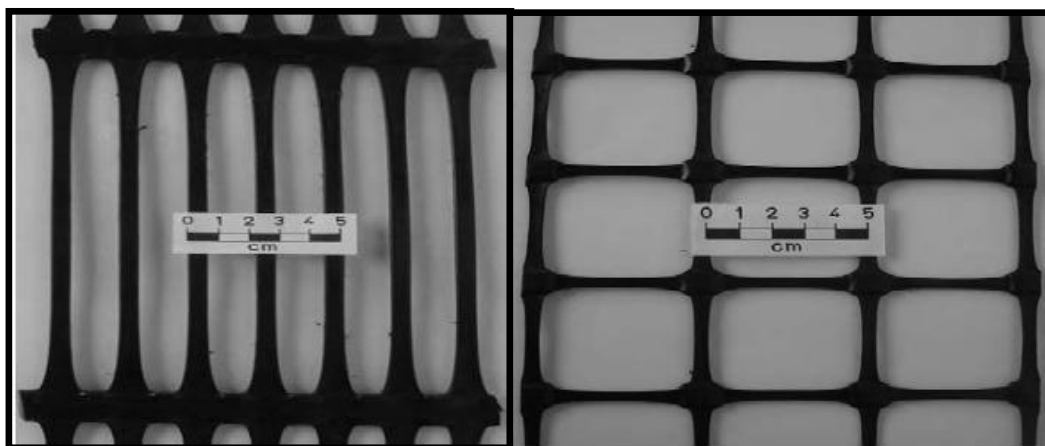


Figure I-3:Processus de fabrication des géogrilles [2].



a) Géogrille uniaxiale

b) Géogrille biaxiale

Figure I-4:Structure de géogrilles

I.6 Différentes fonctions des géosynthétiques

Les géosynthétiques ont de nombreux domaines d'application en génie civil. Lorsqu'ils sont utilisés avec du sol, de la roche et/ou tout autre matériau lié au génie civil (Figure I-5), ils remplissent toujours au moins une des fonctions principales suivantes définies dans la norme [1]:

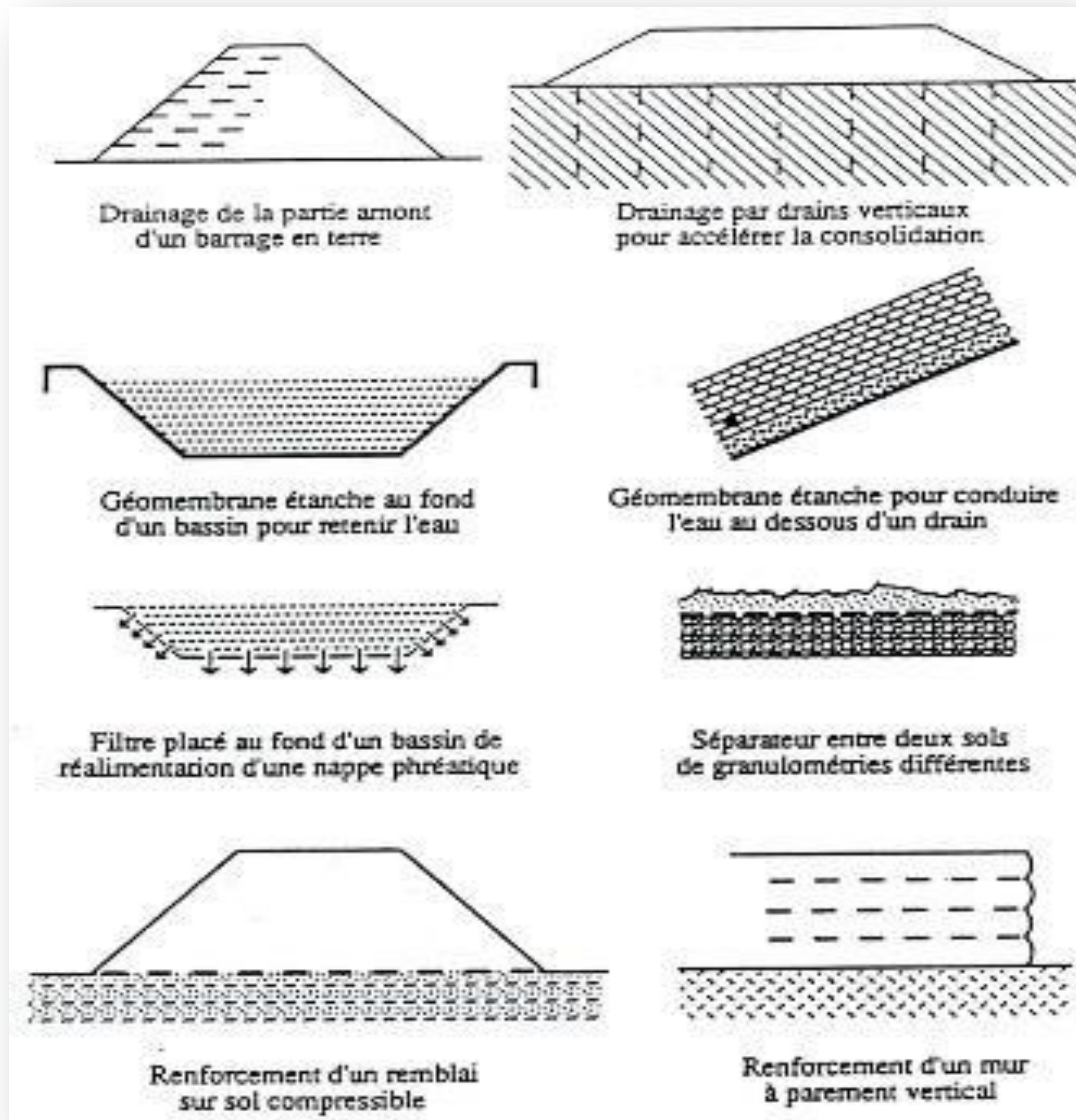


Figure I-5: Exemples d'application des géosynthétiques d'après [3]

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

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

Tableau I- 1: Sélection de géosynthétiques en fonction de leurs fonctions [2]

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

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

I.7 Caractérisation des géosynthétiques de renforcement

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

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

I.8 Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement

La fonction principale des géosynthétiques de renforcement est de reprendre des efforts par mise en traction, généralement pour limiter les déformations d'extension du sol. Les géosynthétiques doivent donc présenter les propriétés suivantes d'après [4]:

- Une résistance à la traction assez élevée pour ne pas se rompre sous les efforts imposés. Le comportement en traction du géosynthétique est une caractéristique essentielle, systématiquement utilisée dans les ouvrages renforcés. La résistance en traction d'un géosynthétique est définie par la norme [7]. Son comportement en traction est caractérisé lors d'un essai de traction par trois paramètres (Figure I-6): la résistance à la traction T (en kN/m), la déformation à l'effort maximum ε_{Tmax} (%) et la raideur sécante J (en kN/m) qui se calcule pour une déformation de référence ε_c .

Le choix du mode de fabrication du géosynthétique, ainsi que le type de polymère permettent d'obtenir des lois de comportement en traction très différentes (Figure I-7).

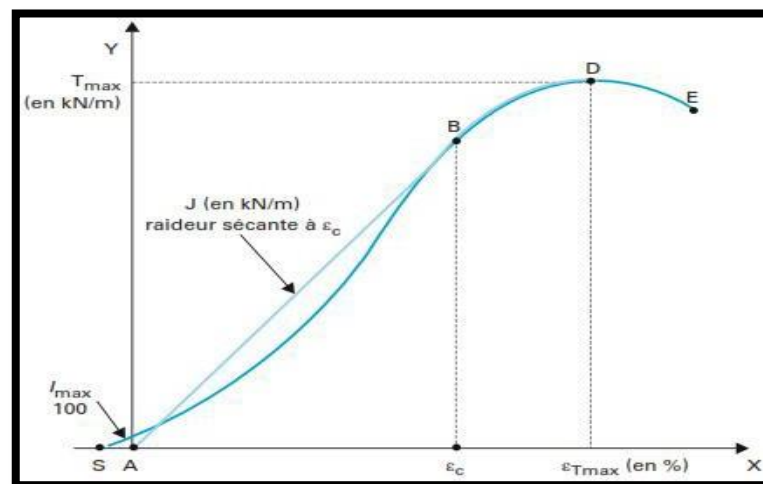


Figure I-6: Courbe typique de résistance à la traction d'un géosynthétique de renforcement [4].

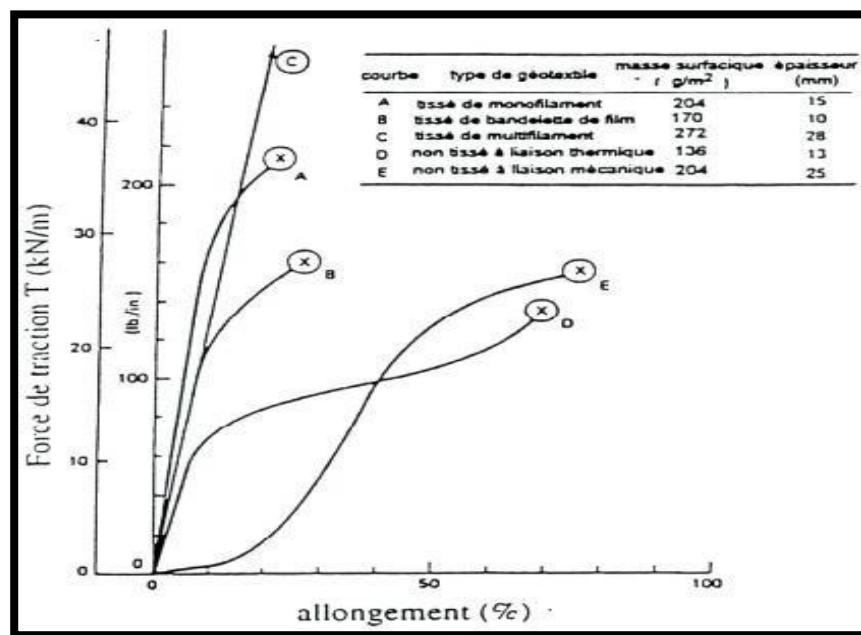


Figure I-7: Comportement des géosynthétiques en traction [5].

- Un frottement d'interface avec le sol important pour permettre la transmission des efforts aux géosynthétiques. L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct ou d'un essai d'extraction.
- Un fluage relativement faible sous les charges imposées, de manière à obtenir une stabilisation qui induit une perte de résistance et de rigidité au cours du temps. Ces propriétés ont conduit à l'utilisation de géogrilles en matière plastique ou de géotextiles tissés, souvent à maille ouverte de manière à obtenir la meilleure imbrication possible entre les grains de sol et la texture des matériaux de renforcement.

La norme [8] définit les essais de fluage en traction, et le guide [9] donne des indications sur leur exploitation.

I.9 Domaines d'application des géosynthétiques

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

- Augmenter la stabilité des remblais et talus. Le renforcement est placé à la base du remblai ou sur des lits horizontaux dans le corps du remblai (Figure I-8-a et Figure I-8-c),
- Augmenter la capacité portante d'une fondation. La capacité d'un sol renforcé dépend de la largeur et la longueur du géosynthétique et de la profondeur à laquelle il est enterré. Pour être efficace, cette profondeur doit intercepter la surface de rupture qui se produirait sans renforcement. Le nombre de couches de géosynthétiques considérées est également un facteur important pour la stabilité de la fondation (Figure I-8-b).

- Construire des murs de soutènement à l'aide de massifs de sol renforcés par des nappes horizontales de géosynthétiques. Plusieurs techniques de construction ont été développées ces dernières années ; elles associent le plus souvent des parements en béton, auxquels les renforcements peuvent être liés ou non (Figure I.8-d, Figure I.8-e),
- Permettre à un ouvrage en terre de supporter de grandes déformations. Des techniques particulières de construction d'ouvrages en terre ont été développées en utilisant des géotextiles déposés en nappes horizontales et intercalées entre deux couches de remblai.
- Réparer ou prévenir les glissements de talus ou de terrains naturels. L'association de géotextiles et géogrilles permet de réduire les coûts de réparation et s'avère une solution souvent intéressante.

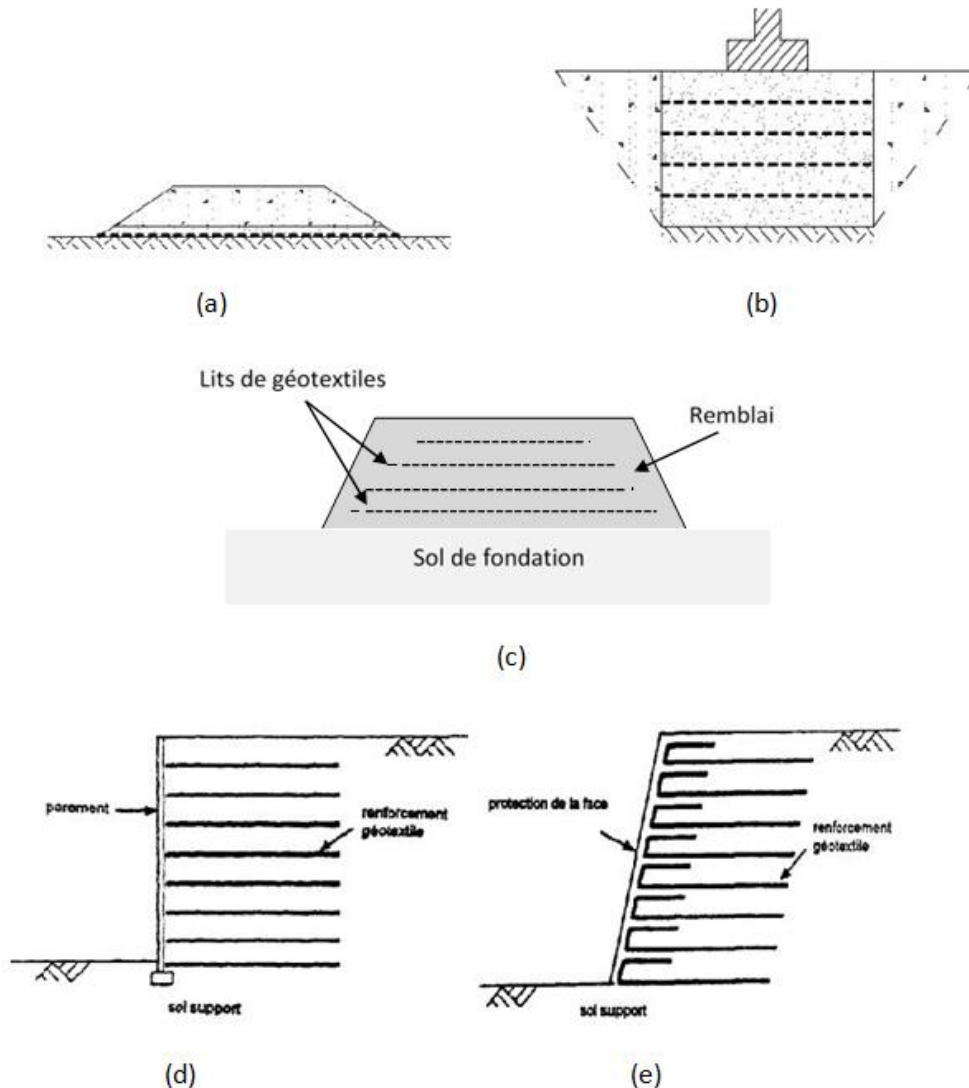


Figure I-8: Différente application des géosynthétiques [6]

La conception de murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques est assez bien établie. Un certain nombre d'approches de conception ont été proposées. Cependant, l'approche de conception la plus couramment utilisée est basée sur l'analyse d'équilibre limite [10]. Cette analyse se compose de trois parties .

I.10 Conclusion

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

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

Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétique sont des structures composites complexes dont le comportement global est tributaire des mécanismes d'interaction qui se développent au sein du matériau granulaire et aux interfaces sol/renforcement. La connaissance des paramètres d'interaction sol-géosynthétique est un facteur important dans la conception et la stabilité de ces ouvrages. Ces concepts feront l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE II: LES OUVRAGES EN REMBLAI RENFORCES

II.1 Introduction:

Les ouvrages en sol renforcé sont constitués d'un massif de remblai, la construction de ce massif s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Quand le massif en remblai renforcé est destiné à soutenir un remblai, l'un et l'autre sont habituellement montés simultanément.

En vue générale d'un massif en sol renforcé, on voit trois éléments constitutifs.

- Le sol granulaire formant la masse.
- Les armatures placées horizontalement et qui résistent à la traction .
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle[13]

II.2 HISTORIQUE DES OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ

La technique de Terre Armée ou sol renforcé, inventée par Henri Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de SaintTropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée. Et après son invention, la technique de Terre Armée a connu un large développement depuis quelques années dans le domaine du génie civil et une progression énorme (Figure II-1)

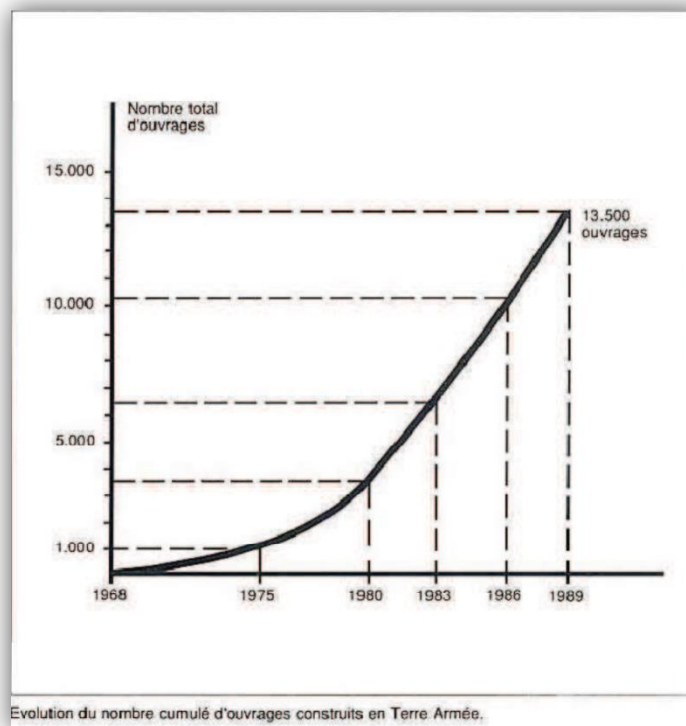


Figure II-1: Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en terre armée de 1968 à 1989 (Malorie, 2005).

II.3 Définition et principe de la terre armée:

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques).

Le procédé de la terre armée, ou sol renforcé, est basé sur l'association d'un remblai compacté et d'éléments préfabriqués (Figure II-2)

Le remblai représente la part la plus importante en volume.

Les éléments préfabriqués sont :

- Les armatures qui, avec le matériau de remblai, sont les deux constituants essentiels de la terre armée
- Les éléments de parement qui permettent de réaliser des faces d'ouvrages verticales. Le parement n'a qu'un rôle secondaire dans le fonctionnement ; par contre il limite généralement la déformabilité d'ensemble du massif armé et influe directement sur son esthétique

La technique des éléments préfabriqués permet d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- Une rapidité et une facilité d'exécution des ouvrages, sans nécessité de main d'œuvre spécialisée .
- Une grande déformabilité du parement lui permettant de supporter sans dommage des tassements différentiels importants .

Les éléments sont préfabriqués en usine et assemblés sur place, ce qui permet leur standardisation et un bon contrôle de la qualité .

Le principe de cette technique est simple: créer une liaison permanente entre les deux constituants (terre et armature) grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures. On obtient ainsi un matériau composite original qui offre de nombreux avantages par rapport aux matériaux traditionnels du génie civil:

- la souplesse qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables,

- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques,
- La rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués,
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés,
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés,
- Les économies considérables [14]

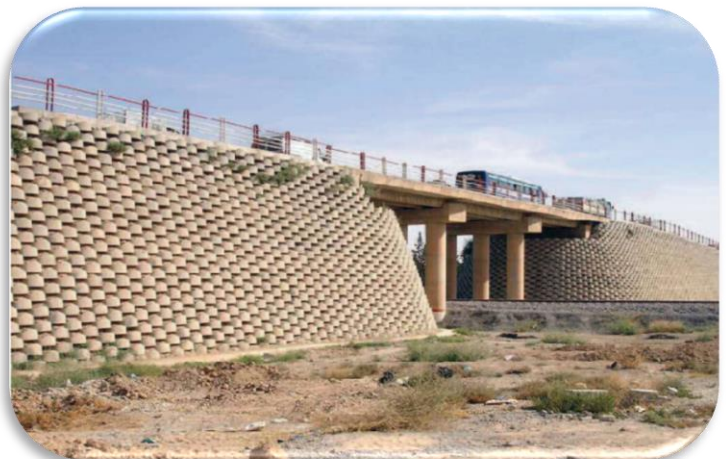


Figure II-2: ouvrage en sol renforcé

II.4 Types d'ouvrages en remblai renforcé

Des exemples d'ouvrages en remblai renforcé sont montrés sur la (Figure II-3)

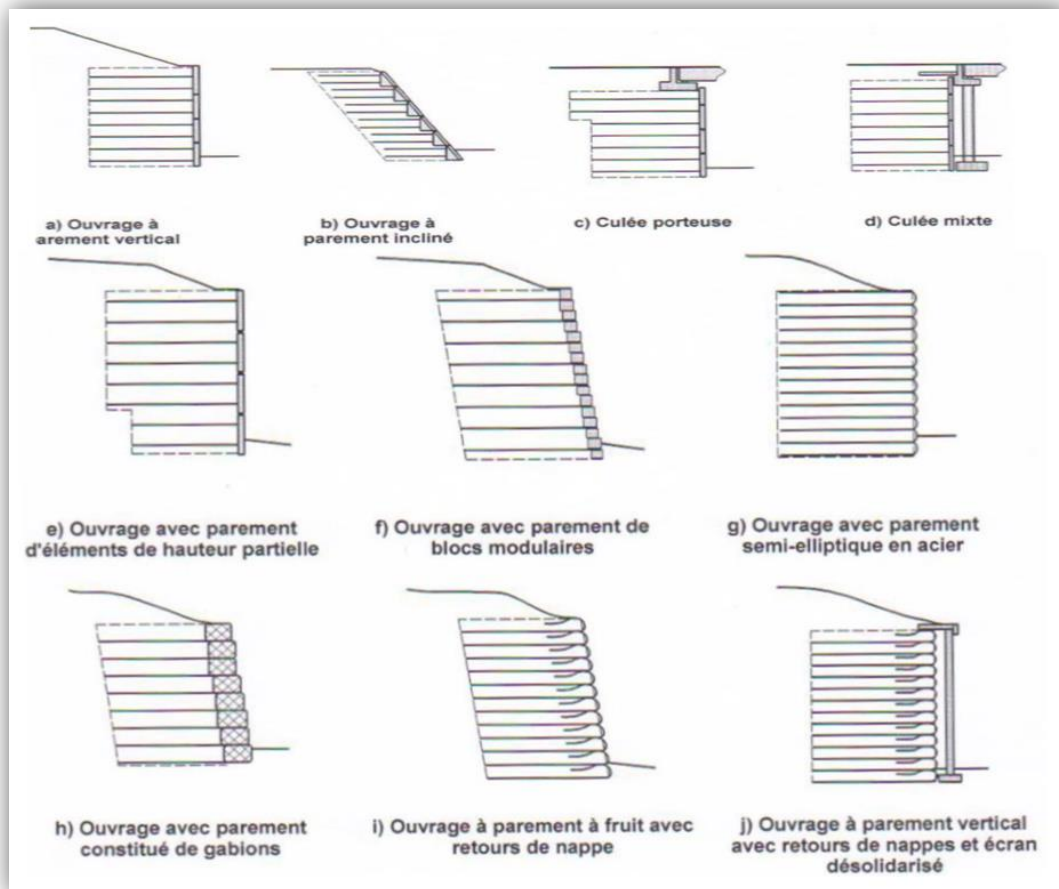


Figure II-3: Exemples d'ouvrages en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

On distingue, suivant l'inclinaison de leur face vue (Figure II-3)

- Les murs verticaux (Figure II-4-a)
- Les murs à fruit (Figure II-4-b)
- Les murs ou talus renforcés inclinés (Figure II-4-c)
- Les murs ou talus renforcés très inclinés (Figure II-4-d)

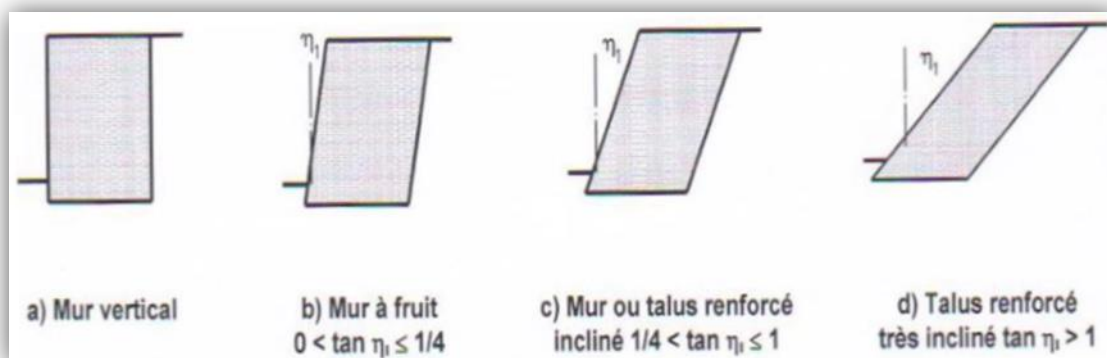


Figure II-4: Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

Les murs de soutènement et les talus renforcés peuvent également être superposés (Figure II-5-a) ou aménagés en gradins (Figure II-5-b)

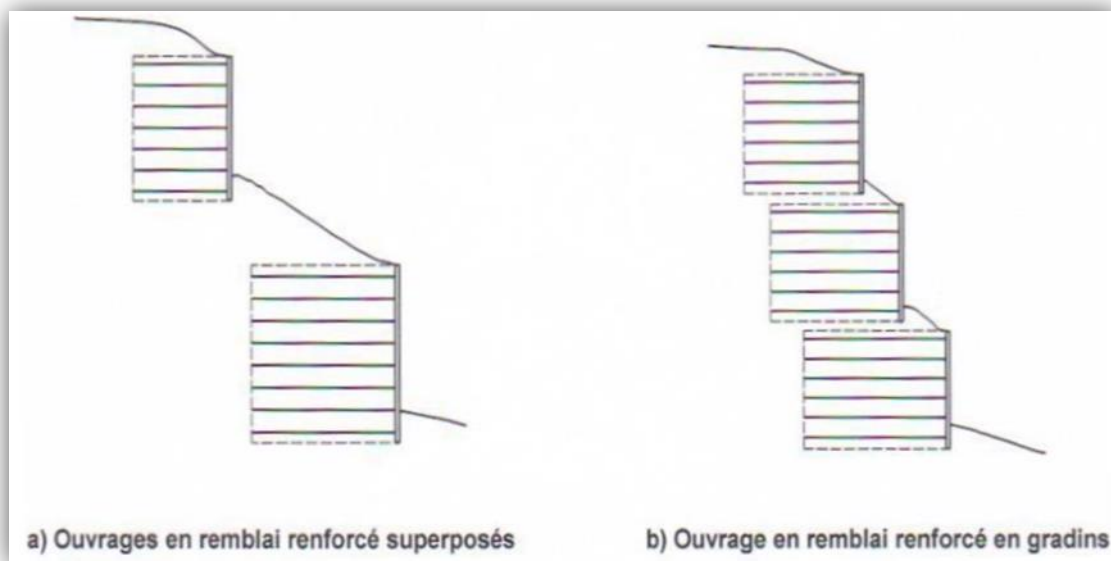


Figure II-5: Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009)

II.5 Dimensionnement courant des ouvrages

En coupe transversale, les massifs en remblai renforcé par armatures ou nappes disposés horizontalement ont souvent une section rectangulaire (même longueur des renforcements sur toute la hauteur de l'ouvrage), avec une longueur moyenne des renforcements d'environ 0,6 à 0,7 fois la hauteur H du massif (cas d'un ouvrage à parement vertical avec terre-plein horizontal). Dans certains cas particuliers (ouvrage sur versant et/ou sur terrain rocheux par exemple) la longueur des renforcements en partie basse de l'ouvrage peut être réduite (avec un minimum de $0,4 H$), pour limiter l'importance des terrassements[15].

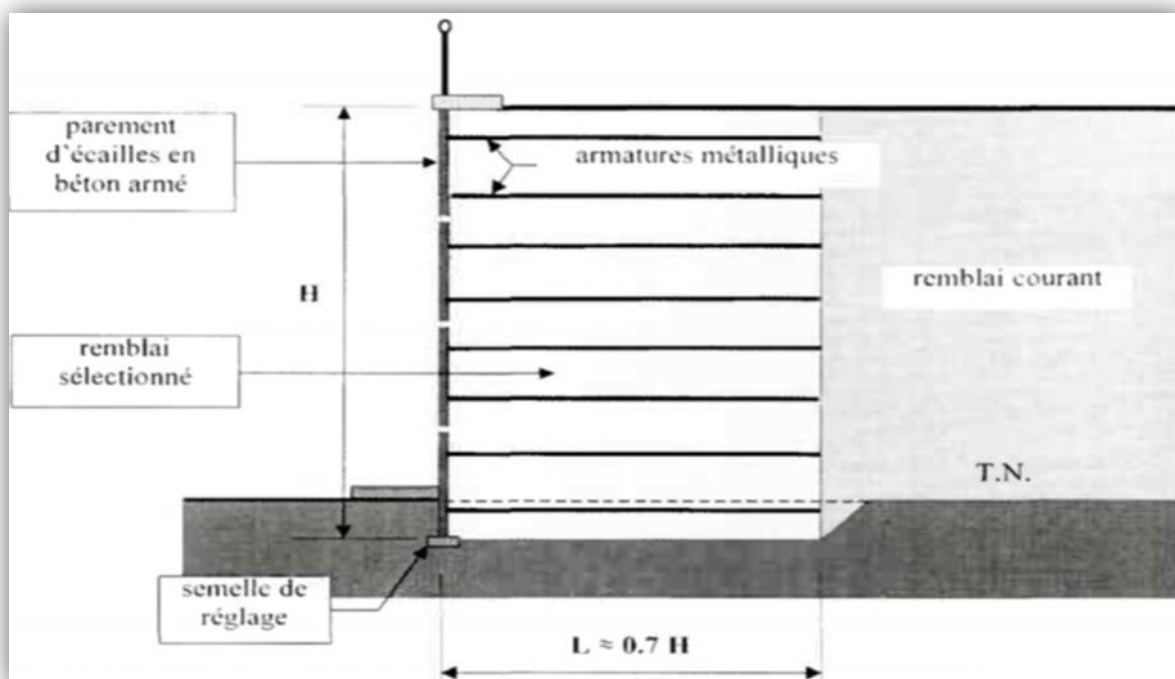


Figure II-6: Dimensionnement courant d'un massif en remblai renforcé [15]

II.6 Les éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé :

II.6.1 Le matériau de remblai :

Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle. Ils ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques. [14]

La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

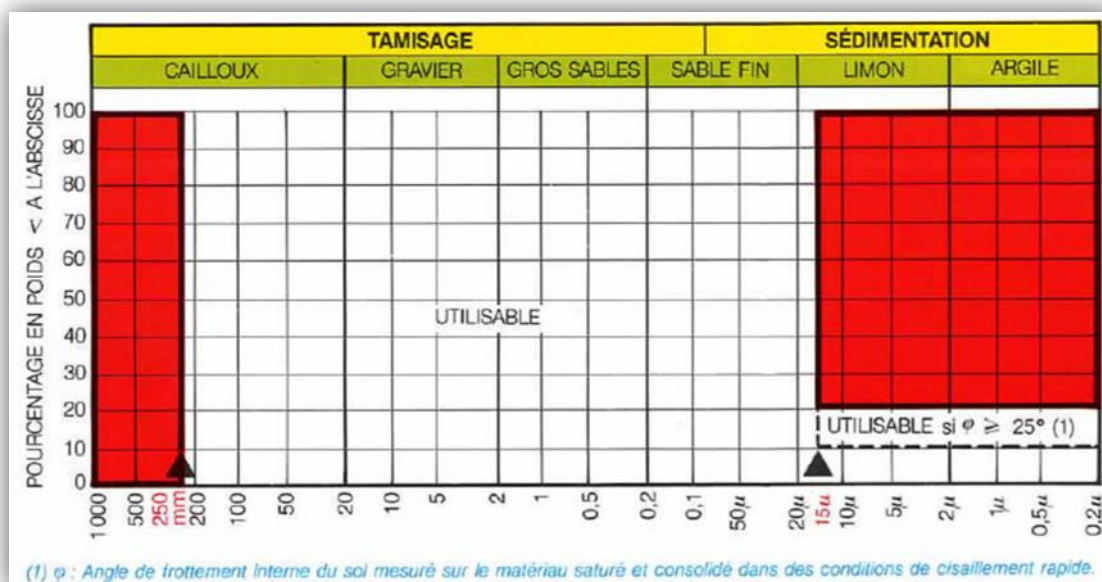
- D'une part des critères géotechniques
- D'autre part des critères chimiques ou électrochimiques

II.6.1.1 Critères géotechniques

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à la fois à un critère mécanique (de frottement et granulométrique) et à un critère de mise en œuvre.

Pour les ouvrages courants qui ne sont jamais immergés en eau douce ou en eau saumâtre (eau douce mélangée d'eau de mer), les caractéristiques mécaniques essentielles sont résumées dans le graphique suivant (voir le Tableaux II-1):

Tableau II-1:Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée[14]



II.6.1.2 Critères chimiques ou électrochimiques

Les critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

La résistivité

Le pH - la teneur en sels solubles

La teneur en sulfures.

L'expérience montre que, sauf cas très particulier, les matériaux naturels conformes aux caractéristiques physiques demandées, satisfont à ces critères chimiques et électrochimiques. Il convient toutefois de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce. [14]

II.6.2 Le parement

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion. Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).[16]

On distingue, suivant la flexibilité du système de parement, Les trois types (Figure II-8) suivants:

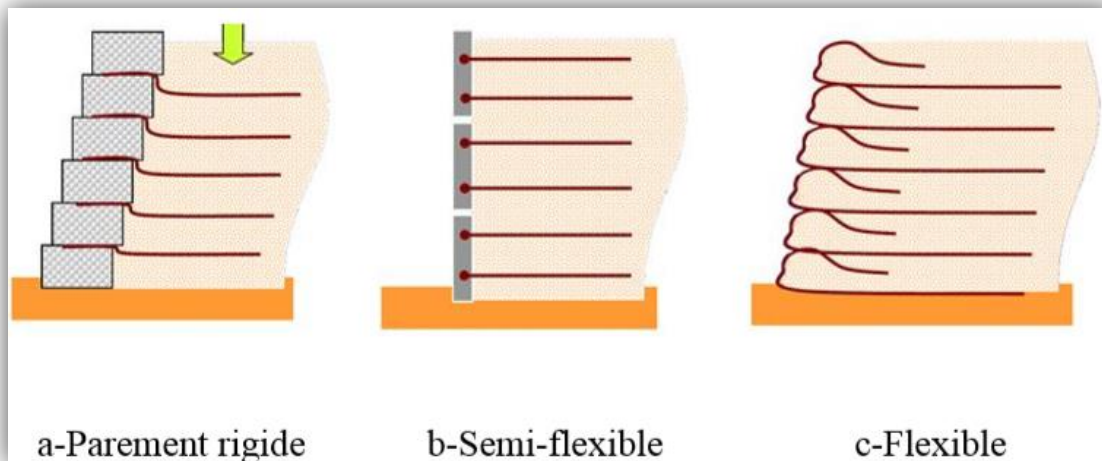


Figure II-7: Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009)

Pour le parement non flexible, choisir un remblai qui ne risque pas d'entraîner de tassement différentiel remblai / parement.

II.6.2.1 Parement durs:

Les éléments de parement durs sont d'ordinaire en béton préfabriqué armé ou non armé, ayant intrinsèquement une faible compressibilité verticale et une rigidité à la flexion élevée. Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des panneaux modulaires de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs. De nombreux types d'éléments de parement en béton sont des modèles exclusifs qui s'intègrent dans des systèmes eux-mêmes exclusifs. Les renforcements sont reliés aux éléments de parement, soit par l'intermédiaire de dispositifs d'accrochage noyés ou insérés dans les éléments en béton, soit par simple pincement entre les éléments. [16]

a) Panneaux de pleine hauteur:

Ces panneaux (Figure II-9) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. [16]



Figure II-8: Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al., 2001)

b) Panneaux de hauteur partielle

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d'un second type de parement constitué d'écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet, notamment de construire des murs à courbure continue bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain. Ces panneaux (Figure II.10) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes. [16]

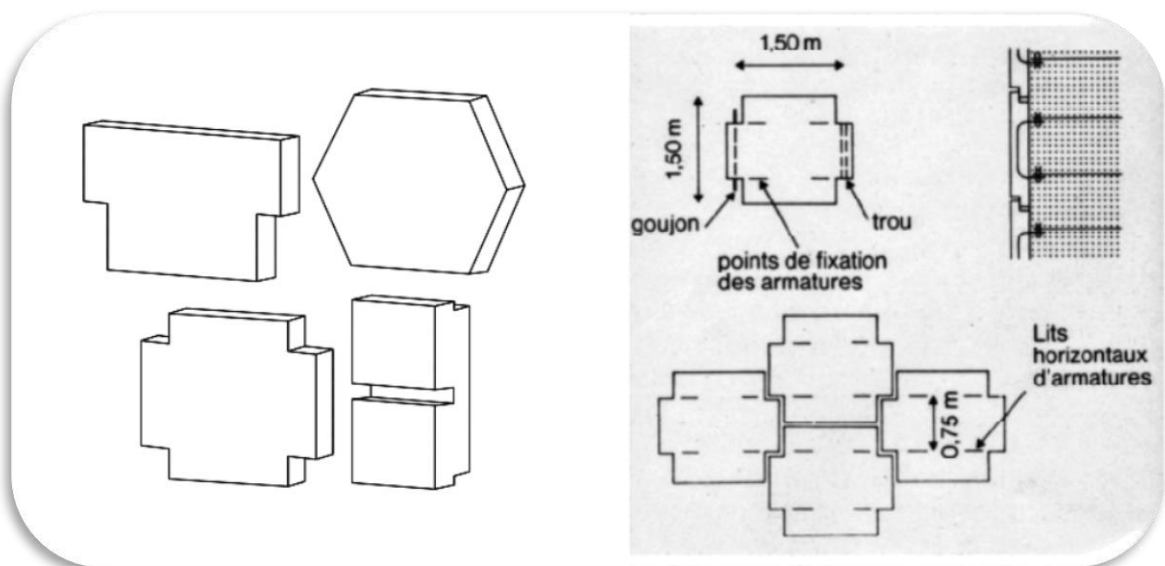


Figure II-9: Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée)

c) Panneaux inclinés

Éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure II-11), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 3 m et la hauteur, mesurée le long de la pente, de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison est communément de 50° à 65° sur l'horizontale. Les éléments comportent des dispositifs d'accrochage noyés dans les contreforts. [16]

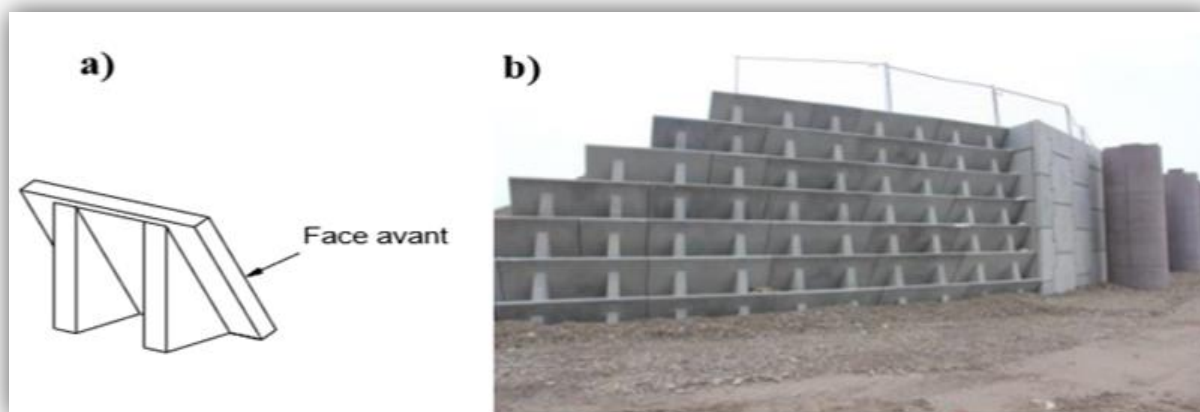


Figure II-10: Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

d) Jardinières

Éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure II-12), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 2 m, et la hauteur nominale est comprise entre 0,5 m et 1 m. Les éléments sont fournis avec des dispositifs d'accrochage noyés sur l'arrière. [16]



Figure II-11: Jardinières (NF EN 14475)

e) Blocs

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou moulés à sec en béton non armé (Figure II-13) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. Ces éléments peuvent être pleins ou évidés. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Selon le type de renforcement, les blocs peuvent être fournis avec des accessoires d'assemblage (broches, peigne, etc...). Dans les autres cas, les renforcements sont pincés entre les rangs successifs de blocs [16]



Figure II-12: Blocs

f) Poteaux et plaques béton (en blindage)

Plaques de béton horizontales glissées entre des profilés standard (Figure II-14) Les renforcements sont d'ordinaire connectés une barre qui coulisse sur les ailes arrières des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur[16]

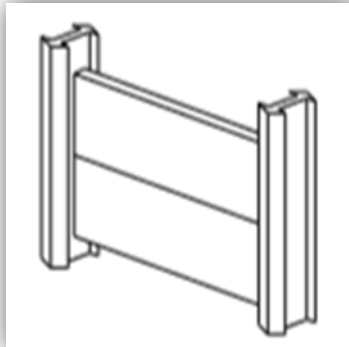


Figure II-13:Poteaux et plaques en béton (NF EN 14475)

II.6.2.2 Parement déformables

Grille en acier préformée, ou section pleine en acier préformée, ou gabion rempli de matériaux rocheux, ayant intrinsèquement une compressibilité verticale élevée et une faible rigidité à la flexion [16]

A. Peaux semi-elliptiques en acier

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai. Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure II-15). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.

Le parement métallique reste réservé à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers. [16]



Figure II-14:Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

B. Treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure II-16) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à de la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers. [16]



Figure II-15: Treillis soudé en acier

C. Gabions

Les éléments de parement peuvent aussi être constitués de cages, ou gabions, formés à partir soit de géogrilles en polymère, soit de grillage en fil d'acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique, soit de treillis d'acier soudé galvanisé (Figure II-17). Ces cages, remplies de caillou ou de pierre cassée, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.



Figure II-16: Cages de gabions

D. Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure II-18). Ces pneumatiques sont de taille similaire et sont généralement disposés en quinconce d'une rangée sur l'autre pour constituer le parement . [13]



Figure II-17:Parement en Pneu-sol

II.6.2.3 Parement mous:

Enveloppe extérieure d'un remblai constituée par une géogridde ou un géotextile sans rigidité à la flexion. L'élément de parement mou le plus couramment utilisé est le parement dit «à retournement» (Figure II-19) ou le renforcement de pleine largeur, constitué d'une grille ou d'un géotextile en polymère, ou d'un grillage en fil d'acier tressé, s'étend en dehors du remblai renforcé de manière à envelopper le pourtour de chaque couche successive de remblai. Lorsque des grilles en polymère ou des grillages en fils tressés sont utilisés, ils peuvent être revêtus ou doublés d'un géotextile destiné à assurer la protection contre l'érosion superficielle.

- Pour construire des talus de ce type avec un alignement acceptable, l'utilisation d'un coffrage provisoire est de pratique courante.
- Les éléments de parement peuvent être aussi constitués de conteneurs en textile remplis de terre. Pour ces éléments de parement dits "en sac", il est préférable d'envelopper l'élément de parement dans le renforcement principal comme pour le parement à simple retournement.
- Dans la plupart des cas, les éléments de parement mous font l'objet d'une pulvérisation ou d'un ensemencement pour développer un revêtement végétal. Plus rarement, ils peuvent être recouverts de béton projeté. [16]

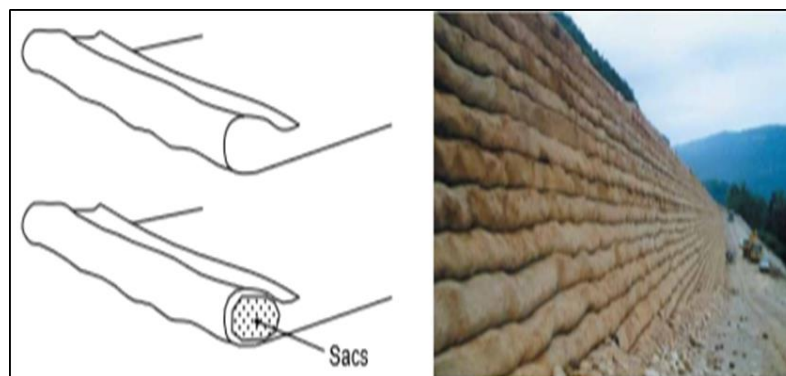


Figure II-18:Éléments de parement.

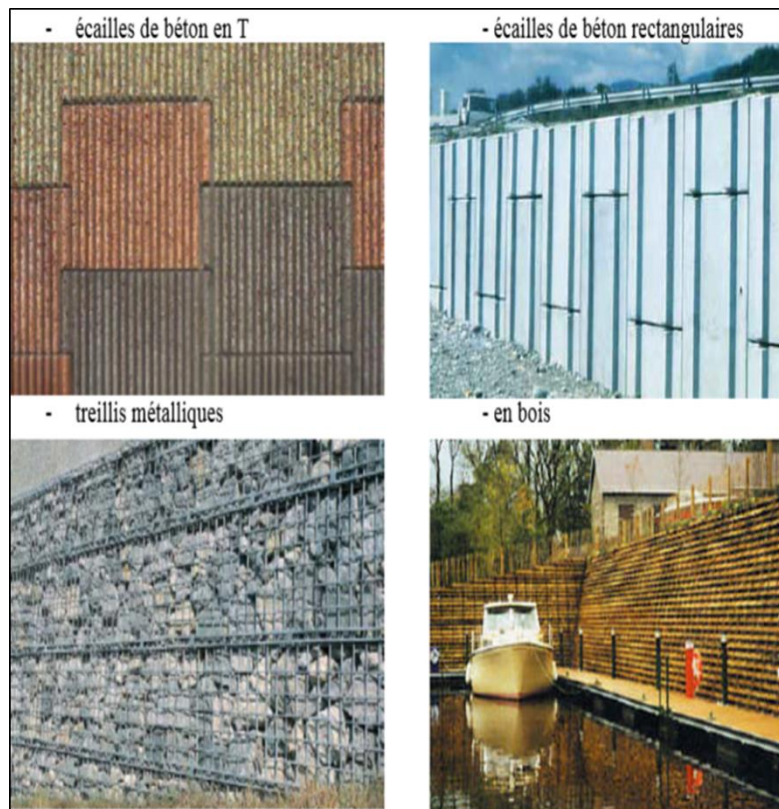


Figure II-19: Photos d'autres formes de parement [14]

II.7 Mise en œuvre de la terre armée

La mise en œuvre de la terre armée, assimilable à un remblai classique, est rapide et facile d'exécution [14]

Elle se fait par couches successives:

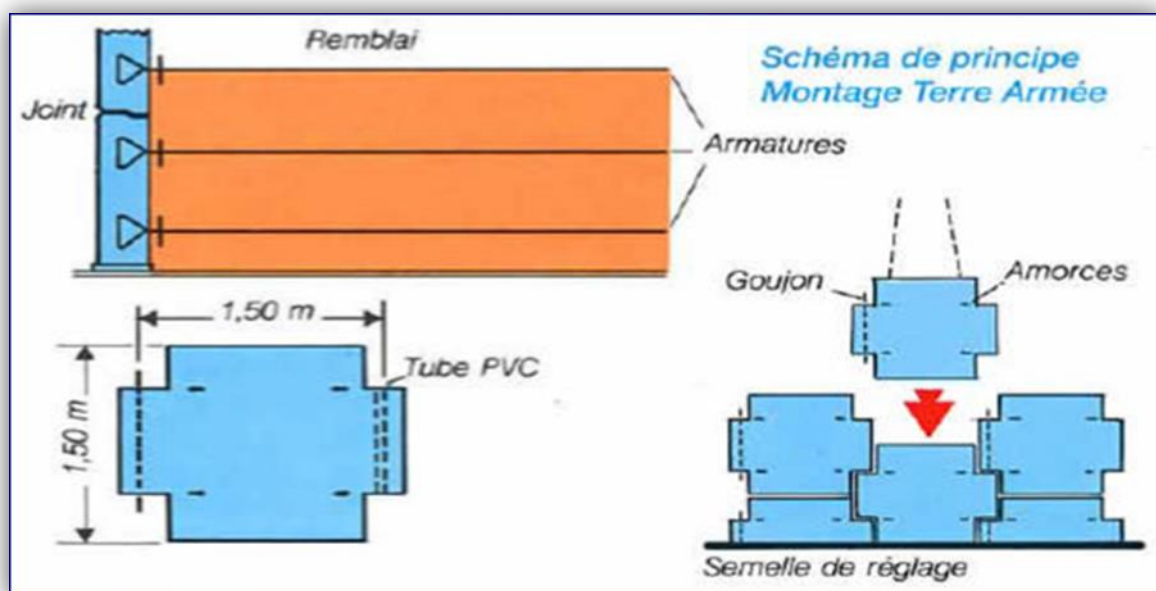


Figure II-20: Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée

II.7.1 Montage d'un niveau d'éléments de parement

La première rangée d'écailles est mise en place sur un béton non armé bien nivelé, de façon à obtenir un positionnement initial correct.

Cette première rangée d'écailles est directement étayée sur le sol pour éviter tout déplacement pendant le remblaiement en place au fur et à mesure de l'avancement. Les écaillles des rangées supérieures sont l'avancement du remblai. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires en bois et des serre-joints. Les joints horizontaux sont assurés par des plots en élastomère qui sont placés au moment de la pose (deux par écaillle). Les joints verticaux en mousse sont enfoncés dans les feuillures des écaillles avant remblaiement



Figure II-21:Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement

II.7.2 Remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage

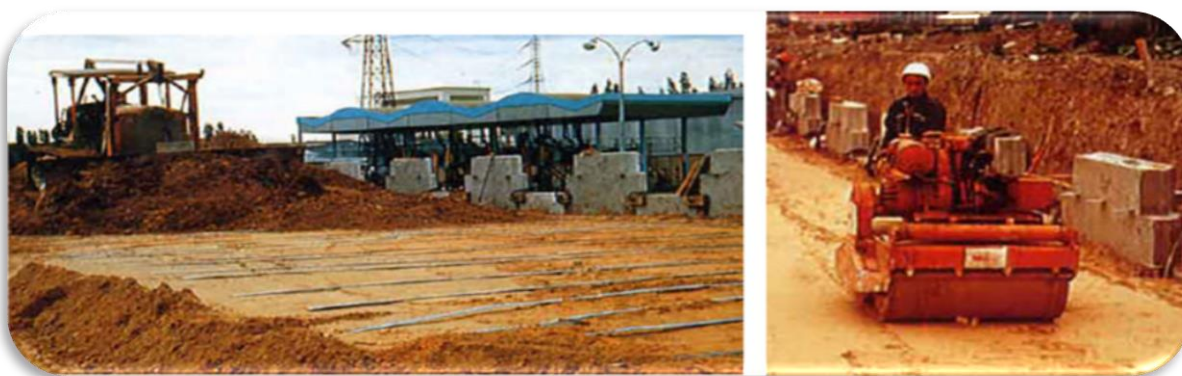


Figure II-22:Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol [14]

Les remblais sont réalisés avec les engins de terrassement traditionnels, par couches de 37,5 cm d'épaisseur (en général mais cf partie III), en évitant le passage direct des engins chenillés sur les armatures et en empêchant les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des écaillles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité)

L'opération de compactage, qui a pour but d'empêcher tout tassement ultérieur du matériau, ne constitue pas une exigence impérative pour certains massifs de soutènement. En effet, l'épaisseur des couches est relativement faible si bien qu'un compactage suffisant pour ce type d'ouvrage est obtenu par les seuls engins de transport et de régalage. Cependant, les ouvrages supportant une superstructure doivent être compactés en distinguant la zone contiguë au parement sur 1m à 1,50m de largeur d'une part (compactage à l'aide d'un petit rouleau vibrant), et le cœur du massif d'autre part (compacteur classique) [12]

II.7.3 Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage

Les armatures sont posées par lits espacés de 75 cm (en général mais cf partie III) correspondant au double de l'épaisseur maximale des couches de remblai (37,5 cm en général))

Elles sont placées sur le sol grossièrement nivelé, et boulonnées aux écailles [12]



Figure II-23: Photo de la pose d'un lit d'armatures [14]

Ce montage peut s'effectuer entièrement de l'intérieur du parement, côté remblai, et ne nécessite ni échafaudage ni emprise extérieure.

Le rendement moyen d'une équipe de pose comprenant un chef d'équipe, cinq hommes et une grue légère avec son conducteur, peut être estimé de la façon suivante:

- dans le cas de petits ouvrages d'accès difficiles, à 15 écailles par jour (soit 30 m² par jour)
- dans le cas d'ouvrages de grande longueur d'accès faciles, à 50 écailles par jour (soit 100 m² par jour) [14].

II.8 Durabilité des ouvrages en Terre Armée

La question du risque de corrosion des armatures s'est posée naturellement dès le début de la construction des ouvrages de soutènement renforcés par des inclusions métalliques et a été la motivation de nombreuses études

Pour faire face à des situations avec des risques de corrosions particulièrement élevés, on s'est tourné pendant un temps vers l'utilisation de métaux passivables (acier inoxydable ou alliage d'aluminium) : ces méthodes ont été rapidement abandonnées

La solution retenue désormais est l'acier galvanisé. La galvanisation assure une protection de l'acier pendant un temps et ensuite une corrosion plus uniforme et donc beaucoup moins défavorable. L'amélioration du procédé de galvanisation et de l'épaisseur moyenne déposée, ainsi que d'autres précautions ont nettement amélioré la situation vers 1976.

Les matériaux de remblai font l'objet de spécifications ; le calcul d'un degré d'agressivité est proposé dans les différentes normes ; ce calcul intègre divers éléments et permet d'évaluer la vitesse de corrosion et donc de dimensionner les ouvrages pour prendre en compte la durée de vie demandée.

Par ailleurs, diverses mesures de suivi des ouvrages sont mises en place : pose d'armature témoin, inspections. Mais ces mesures sont coûteuses, et ne sont pas toujours suffisantes face à l'hétérogénéité des phénomènes de corrosion et la rapidité des phénomènes de ruine. Pour tenir compte de la corrosion des armatures dans le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée, le concepteur applique des règles adaptées à la fois au site et à la durée de service souhaitée. Plus la vérification de la conformité du remblai aux critères chimiques et électrochimiques recommandées. [11]

II.9 Avantages et domaines d'utilisation

L'utilisation de la Terre Armée présente plusieurs avantages, à savoir:

- ✓ La grande souplesse du massif obtenu; qui peut supporter des déformations importantes (essentiellement tassement différentiels), ce qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables;
- ✓ La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques;

- ✓ L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger;
- ✓ L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés;
- ✓ Le coût relativement faible.

Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie civil [11] .

La technique de la terre armée a révolutionné l'art de construire, et il est utilisée de nos jours en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes:

II.9.1 Routes et autoroutes.

La technique de la terre armée est largement utilisée pour la réalisation de routes et d'autoroutes. L'application la plus fréquente est la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé ou dans les sites urbains. [14]

II.9.2 Ouvrages ferroviaires

Ouvrages ferroviaires Des massifs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques.

Le dimensionnement des soutènements est adapté pour satisfaire aux exigences accrues en termes de surcharge et de niveau de sécurité, en particulier pour les ouvrages ferroviaires des lignes à grande vitesse.

Les structures en terre armée résistent remarquablement bien aux vibrations engendrées par le passage des rames. [14]

II.9.3 Ouvrages maritimes et fluviaux

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées. Plusieurs facteurs sont à l'origine de ce choix pour un maître d'œuvre :

- ✓ résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc).
- ✓ rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblais. [14]

II.9.4 Ouvrages industriels et de protection

Les procédés de terre armée ont été sollicités très tôt pour répondre à des besoins d'aménagement en site industriel.

On compte aujourd'hui plus d'une centaine de murs de déchargement en service dans le monde parmi les plus hauts ouvrages en terre armée

La terre armée est également idéale pour la réalisation d'ouvrages de protection civils, militaires ou industriels. Ceux-ci résistent particulièrement bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies. [14]

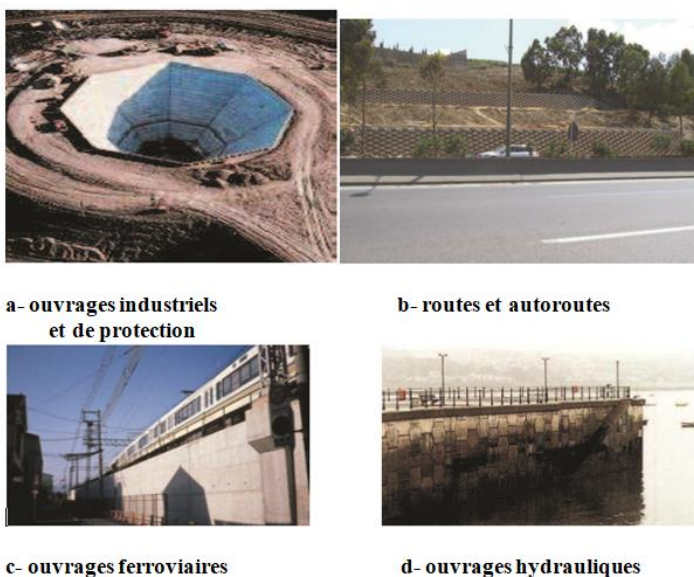


Figure II-24:. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée[6]

II.10 Méthode de calcul

II.10.1 Introduction

Le fonctionnement de la terre renforcée repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le matériau de remblai et les armatures, et grâce à ce phénomène, les armatures se mettent en traction, conférant au matériau composite une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Les recherches expérimentales et théoriques ont prouvé que le mécanisme est complexe, et qu'il correspond au comportement d'un matériau imaginaire à une cohésion anisotrope.

Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations. La justification aux états limites de service consiste à vérifier que les déplacements et déformations ne sont pas atteints des valeurs limites.

Dans ce deuxième paragraphe de la bibliographie, on décrit les principes de justification du dimensionnement des murs et des culées en sol renforcé par nappes géosynthétiques ou métalliques détaillés dans les normes françaises et américaines. Ensuite, on présente une synthèse bibliographique sur les déformations des murs en sol renforcé, notamment sur les déformations des culées porteuses en sol renforcé par géosynthétiques.

II.10.2 Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)

II.10.2.1 Fiche

Une profondeur d'encastrement, D (Figure II.26), est habituellement exigée en raison du risque de défaillance locale à proximité du revêtement, de la profondeur du gel et du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du revêtement. Des valeurs minimales (présentées dans le tableau D.1) de la profondeur D ont été recommandées pour les ouvrages en Terre Armée (AASHTO, 2017).

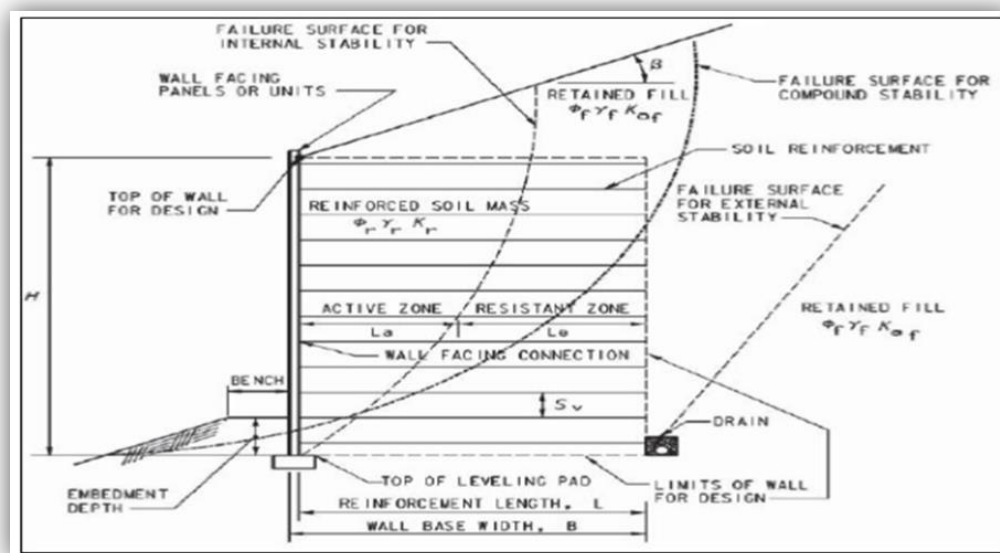


Figure II-25: Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017)

Tableau II-2: Valeurs minimales recommandées de la fiche D (AASHTO, 2017)

Pente en face de la structure		Fiche minimal
Horizontal	Murs	H/20.0
	Culée de pont	H/10.0
3.0H:1.0V	Murs	H/10.0
2.0H :1.0V	Murs	H/7.0
1.5H :1.0V	Murs	H/5.0

Remarque :

Dans le cas particulier de fondations résistantes, cette fiche peut être diminuée (rocher franc ou béton, $D_m = 0$).

II.10.2.2 Espacement des lits de renforcement

Le tableau ci-dessous précise l'espacement relatif S_v/H_m des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H_m :

Tableau II-3: Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP-conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006)

$< L_{inf}/H_m$	S_v/H_m
$L_{inf}/H_m \leq 0.55$	$\leq 1/8$
$0.55 < L_{inf}/H_m \leq 0.65$	$\leq 1/6$
$0.65 < L_{inf}/H_m \leq 0.75$	$\leq 1/4.5$
$0.75 < L_{inf}/H_m$	—

II.10.2.3 Longueur des lits de renforcement

La longueur L du renforcement est prise égale au moins à $0.7H$, (H étant la hauteur du parement). Cette longueur doit enfin être augmentée en cas de surcharges sur le sol amont ou en présence d'un sol mou sous la fondation.

$$L_{min} = 0.7 H$$

La longueur des différents lits de renforcement est fixée par le respect des conditions de stabilités externe et interne et par des considérations géométriques visant à conserver à la section du massif armé l'aspect d'un bloc de forme régulière.

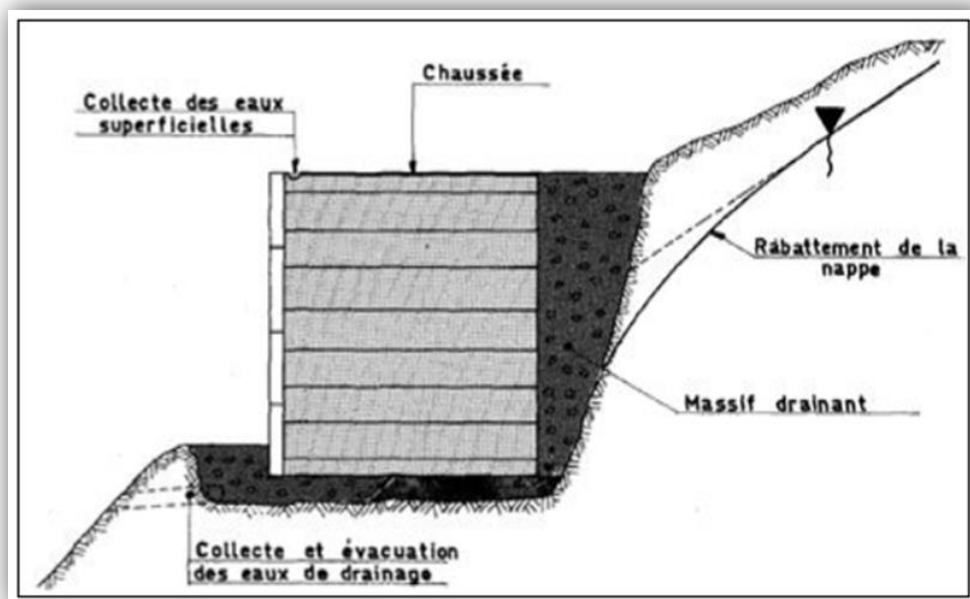


Figure II-26: Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)

II.10.3 Sommiers d'appui

Les sommiers d'appui sur massifs armés doivent satisfaire aux dispositions suivantes (Figure II-30) :

- La largeur est telle que la pression due aux actions permanentes pondérées qu'il transmet au massif en terre armée sous les actions permanentes, pression calculée selon la méthode de Meyerhof, est inférieure à 200 kPa à l'état limite ultime
- La distance de l'axe des appuis au nu extérieur du parement est au moins de 1 m.
- De manière à répartir la charge, le sommier repose sur une couche de sol traité, d'une épaisseur minimum de 0,50 m, et englobant le premier lit d'armatures.
- Le nu avant du sommier d'appui est distant d'au moins 10 cm de la face arrière des écailles (15 cm pour les culées de hauteur supérieure à 10 m), afin de dissocier mécaniquement le sommier du parement en tenant compte des faux aplombs possibles à l'exécution. Dans le même but les sommiers formant corniche au-dessus du parement sont distants de celui-ci d'au moins 5 cm.

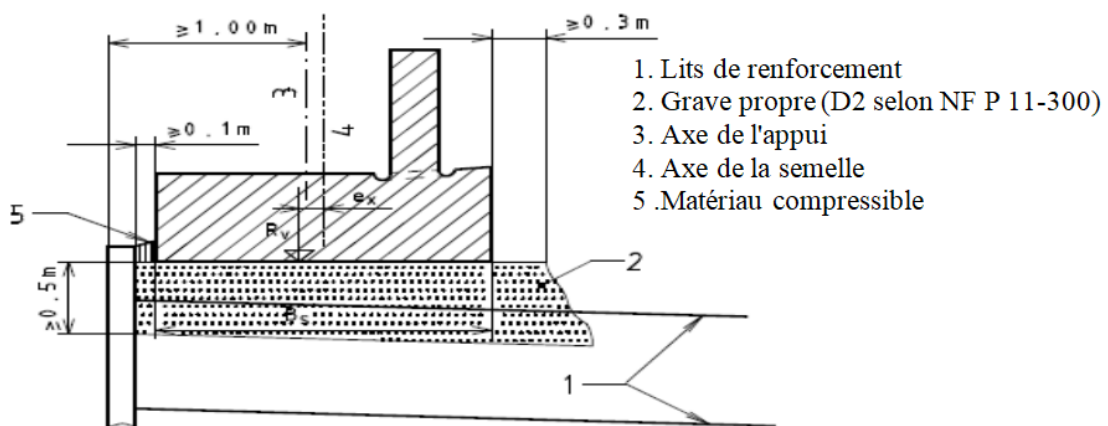


Figure II-27: Dispositions à respecter pour les sommiers d'appui des culées [20]

II.10.4 Principe de fonctionnement

II.10.4.1 Fonctionnement interne

Le fonctionnement repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées (Figure II-31 et II-32).

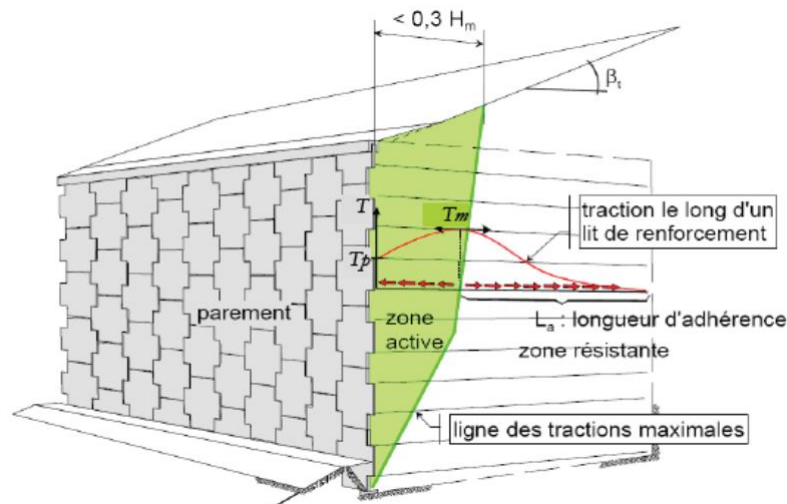


Figure II-28: Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007)

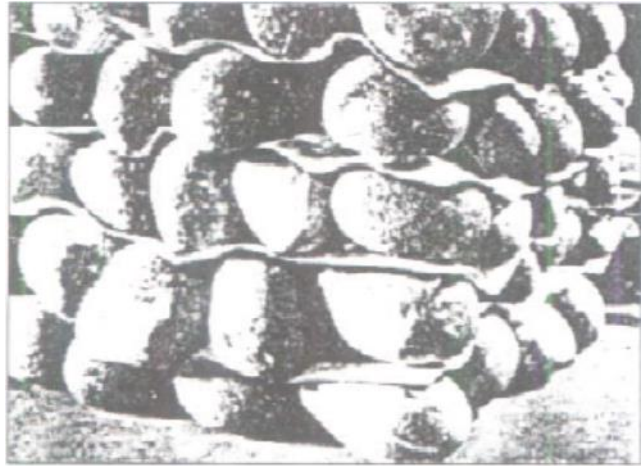


Figure II-29: Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966)

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure II-33)

- Une première zone active dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement.
- Une deuxième zone résistante dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

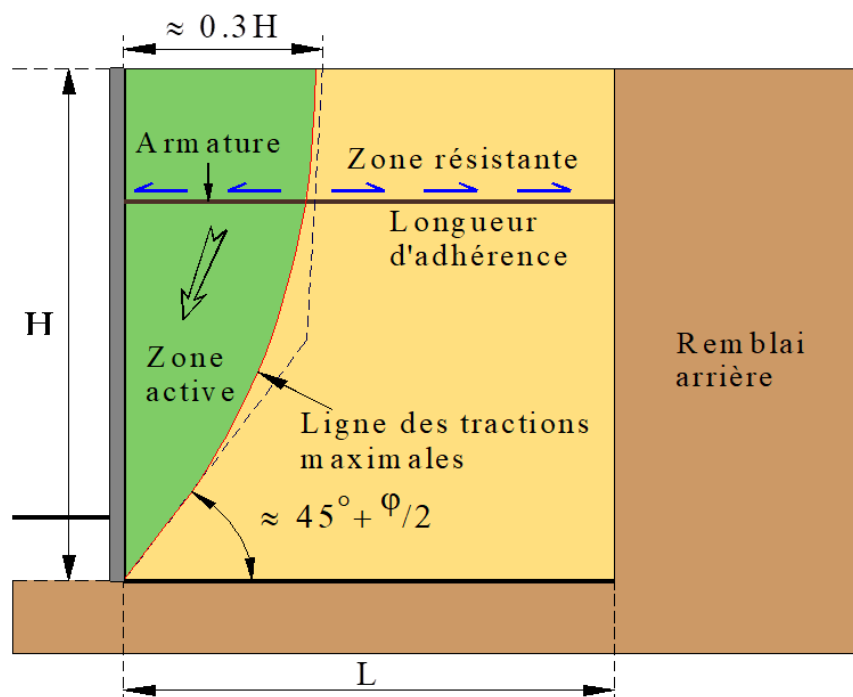


Figure II-30: Fonctionnement interne d'un muren remblai renforcé (LCPC 2003)

II.10.4.2 Fonctionnement externe:

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids. Le massif renforcé peut être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids, déjaugage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif).

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai (Figure II.34),.

La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble.

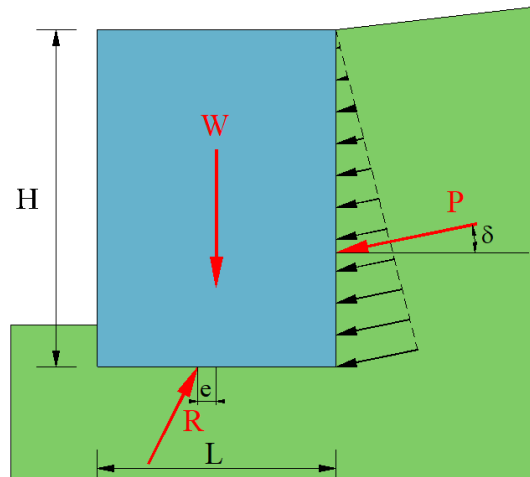


Figure II-31: Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003)

II.10.5 Modes de rupture

II.10.5.1 Ruptures dues à la Stabilité externe

L'effondrement dû à la stabilité externe peut se produire de 4 manières différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé suivant les indications de la (Figure II.35),

Ils sont :

- ✓ Glissement suivant la base .
- ✓ Renversement .
- ✓ Poinçonnement .
- ✓ Grand glissement.

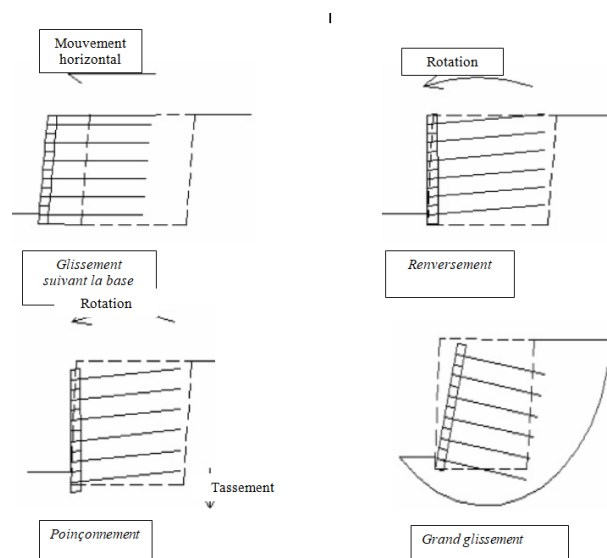


Figure II-32: Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé

II.10.5.2 Ruptures dues à la Stabilité interne

Les différents modes de ruptures dues à la stabilité interne murs de soutènement en sol renforcé sont :
 Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est Insuffisante (Figure II.36.a) ;
 Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (Figure II.35.b) ;
 Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (Figure II.36.c).

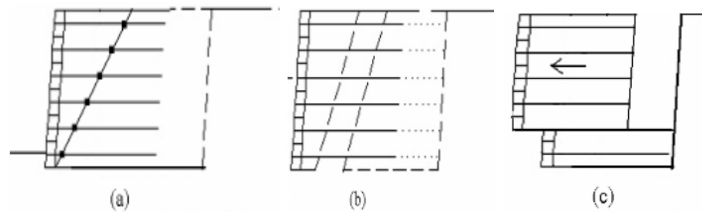


Figure II-33: Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé

II.10.5.3 Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants. Les différents modes de ruine sont montrés dans la (Figure II.37).

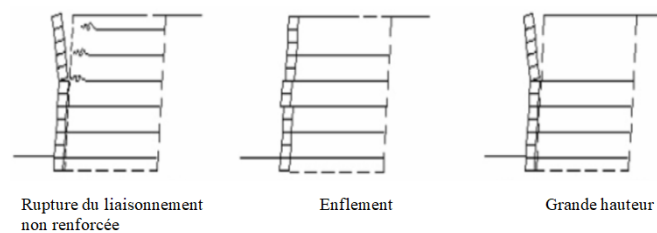
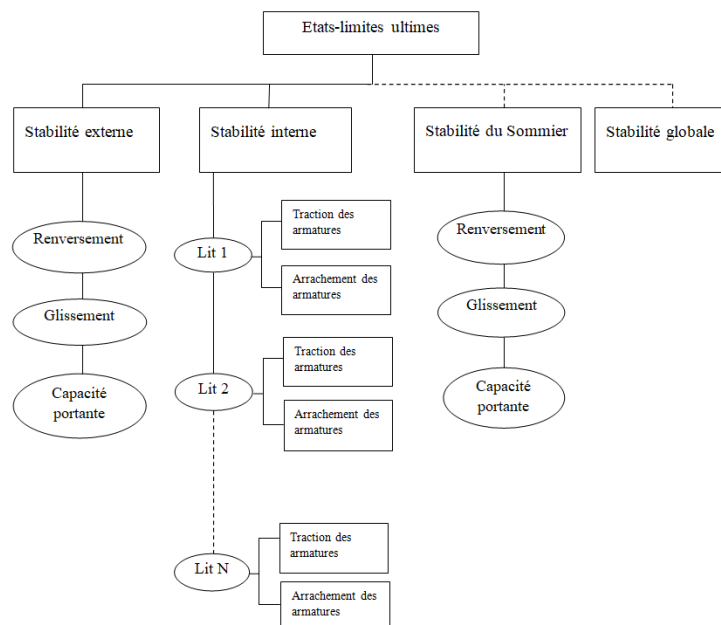


Figure II-34: Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé

II.10.5.4 Dimensionnement des culées en sol renforcé

Le schéma suivant présente une vue générale des contrôles de stabilité d'une culée en sol renforcé aux états limites ultimes selon les Normes Américaines (Zevgolits et Bourdeau, 2007).



II.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques ouvrages de soutènement en sol renforcé, le principe de leur développement, leur mode de fonction et les différents types. Nous avons détaillé les principaux composants et les méthodes de calcul .

Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de génie civil et de la géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés.

CHAPITRE III: PRESENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMERIQUE

III.1 Introduction

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive qui s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

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. [19]

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS2D, qui sera utilisé dans notre étude.

III.2 Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance des grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds. [16]

III.2.1 Le calcul par la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

✚ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.

✚ Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- ✓ Les déplacements des ouvrages ;
- ✓ Les sollicitations internes des ouvrages ;
- ✓ Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- ✓ Les déplacements du sol ;
- ✓ Les déformations du sol ;
- ✓ Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- ✓ Les pressions interstitielles ;
- ✓ De calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- a) La discrétisation: C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

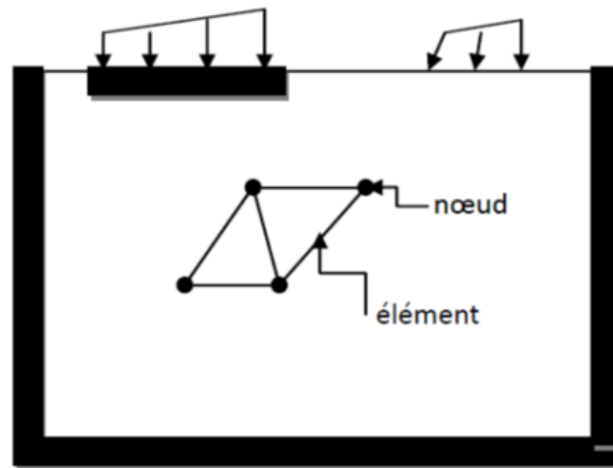


Figure III-1:Domaine discrétisé

- b) L'approximation des variables fondamentales : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- c) Équations élémentaires : L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément :

$$K^e U^e = P^e$$

- d) Équations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales:

$$KU = P$$

- e) Les conditions aux limites : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

III.3 Présentation de PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériques, le code en éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique et de l'analyse dynamique.

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. [18]

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

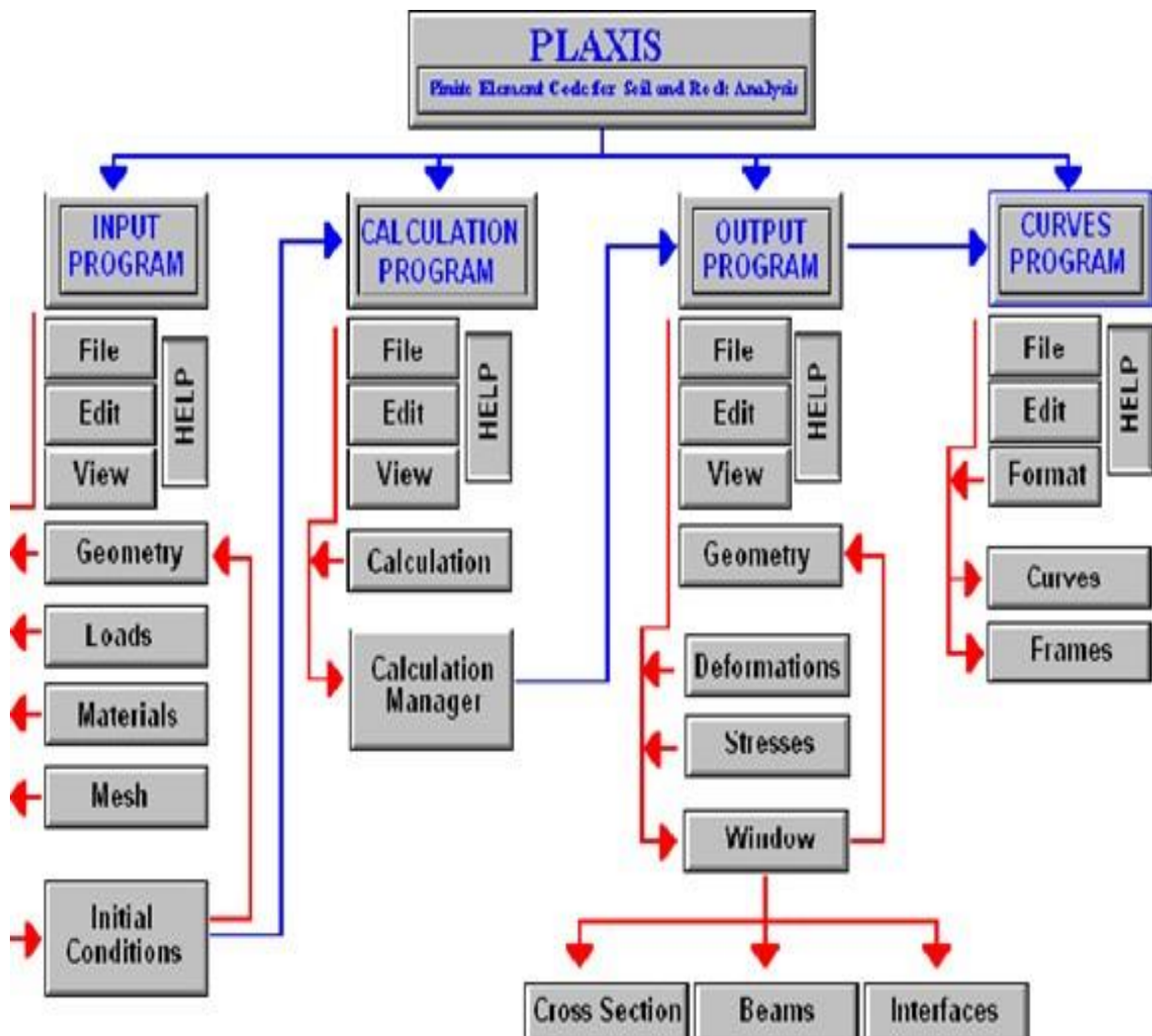


Figure III-2: Organigramme du code Plaxis 2D

III.3.1 Les sous-programmes de plaxis

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

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.

III.3.2 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). [19]

III.3.2.1 Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol.

Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple le cas du parement en bloc en béton). [17]

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du

matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0,5$) et

il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.3.2.2 Modèle de mohr-coulomb :

Le modèle de mohr-coulomb est un modèle de comportement élastique parfaitement plastique (Figure III-3). Ce modèle 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. [19]

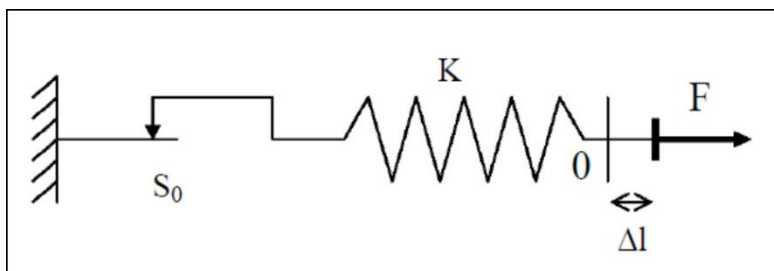


Figure III-3: Modèle monodimensionnel du comportement élastique parfaitement plastique

➤ 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 III-4).

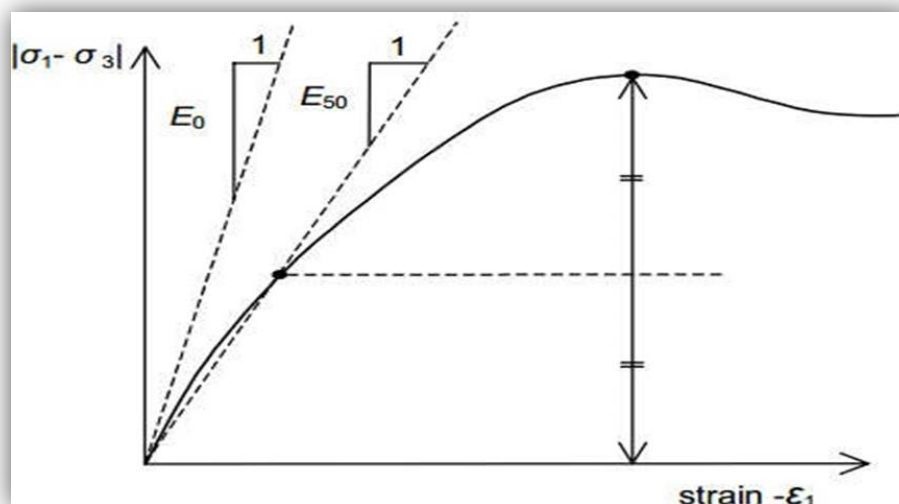


Figure III-4: Définition de E_0 et de E_{50} . [19]

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 k0 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:**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur (voir Paramètres avancés).

➤ **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. O 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 46 commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement ϕ (à volume constant, aupalier).

➤ **Angle de dilataance**

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

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

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

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 dilataance 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 (Rinter) :**

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 Rinter. Il peut être donné par les deux formules suivantes:

$$C_{inter} = R_{inter} \times C_{sol}$$

$$\tan(\phi)_{inter} = R_{inter} \times \tan(\phi)_{sol}$$

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure III-5).

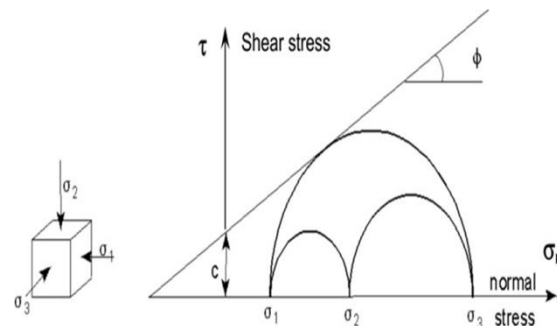


Figure III-5: Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb. [19]

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés

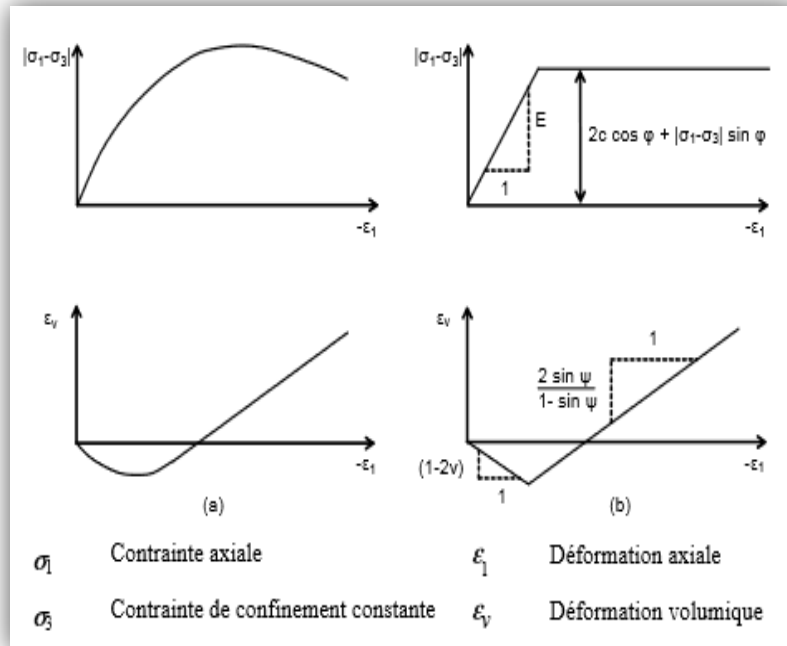


Figure III-6: Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

III.4 Modélisation des composants des massifs en sol renforcé par PLAXIS

III.4.1 Modélisation de Sol

L'utilisateur de Plaxis doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de Plaxis est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est du second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contrainte (Figure III-7).

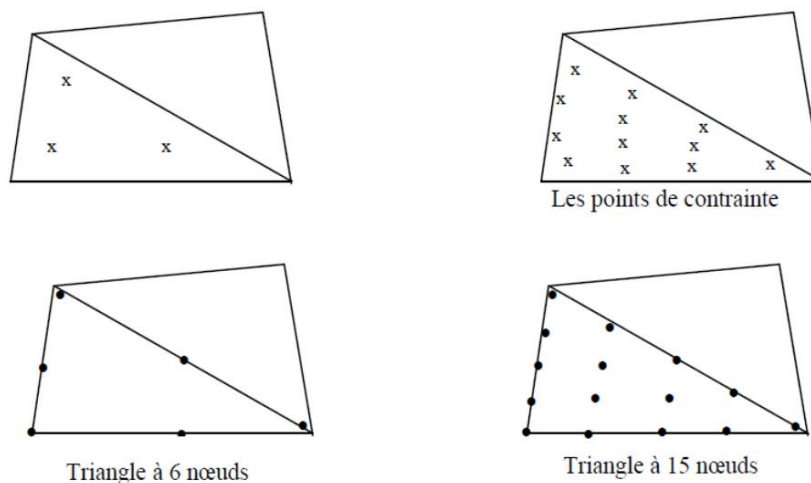


Figure III-7: Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol (Brinkgreve, 2003).

Dans cette étude, la masse du sol est modélisée par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds comme montré sur la (Figure III-7). Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

III.4.2 Les géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

Les nappes géogrilles sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA , c'est-à-dire le module de rigidité J du géosynthétique (Figure III-8).

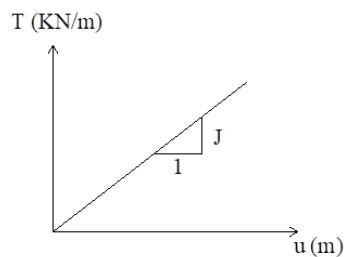


Figure III-8: Modélisation du comportement de l'élément "géogridle" sur Plaxis

Il est à noter que l'introduction d'un élément géosynthétique dans le modèle, sans introduction d'éléments d'interface, ne provoque aucunement l'apparition de nouveaux nœuds dans le maillage ; les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modifiant le comportement global de la géométrie sont simplement introduites dans la matrice de rigidité comme condition supplémentaire reliant le comportement de certains nœuds.

- **Cas de Bandes de géogrilles**

Cependant, afin de modéliser les bandes de renforcement sur les conditions de déformation plane, une approximation doit être faite. C'est ainsi parce qu'en réalité les bandes sont les éléments distincts et le problème du renforcement de sol avec l'utilisation de tels éléments est un problème à trois dimensions (Figure III-9). Dans l'analyse de déformation plane, les bandes sont considérées continues dans la direction dehors de plan, c.-à-d. le problème est traité avec les conditions 2-D.

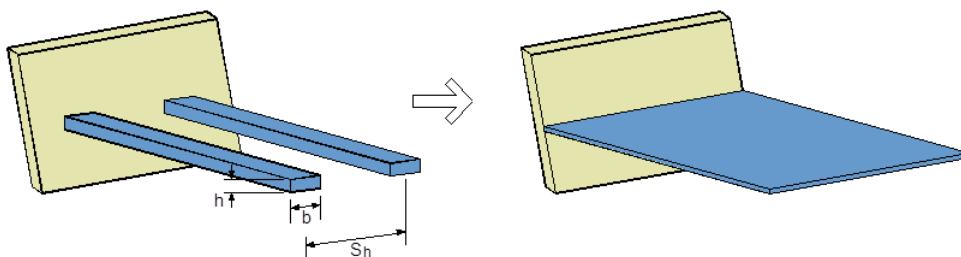


Figure III-9: Représentation de l'analyse 3-D et 2-D (déformation plane)

Afin de les modéliser correctement, on doit déterminer les propriétés équivalentes à une bande distincte d'une feuille. Pour faire ainsi, les propriétés doivent être normales par mètre linéaire.

III.4.3 Les blocs en béton

Les blocs modulaires sont modélisés en tant qu'éléments triangulaires de 15 nœuds ont un comportement élastique. Ces éléments sont spécifiés comme étant non poreux (Non porous).

Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

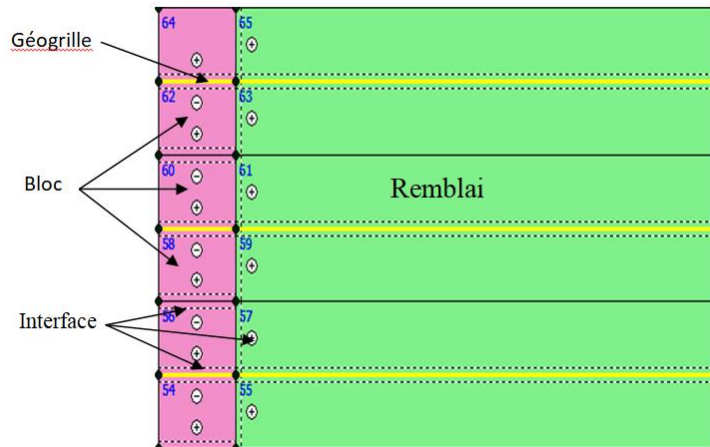


Figure III-10: Modélisation des blocs en béton

III.4.4 Modélisation de la Semelle du pont

La semelle de pont (sommier) est modélisée avec des éléments triangulaires de 15 nœuds élastiques linéaires non poreux. L'intégration numérique de ces éléments implique 12 points de contraintes gaussiens.

III.4.5 Modélisation de longrine de mise à niveau (Leveling Pad)

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement. La longrine de mise à niveau n'est pas prévue comme appui structural de base. Ses dimensions sont en général 150 mm d'épaisseur et largeur de 300 mm. La longrine de mise à niveau peut être modélisée dans l'exact la même manière, et avec les mêmes propriétés, comme sommier de pont, et d'autres utilisateurs modélisent la longrine avec des éléments poutres "plate", ou la négligée.

Dans notre modélisation on n'inclut pas des longrines.

III.4.6 Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface" (Figure III-11) montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de Virtual thickness factor est de 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

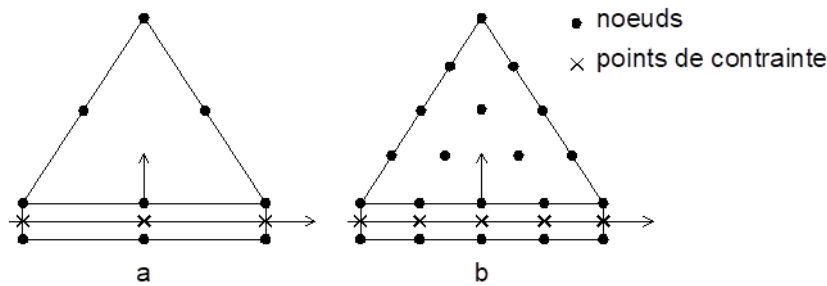


Figure III-11: Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol

- **Résistance d'interface (R_{inter})**

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique, pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Et pour un comportement plastique τ est donné par

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_{sol} \end{cases}$$

Avec : $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

L'angle de dilatance est donné par la relation suivante :

$$\psi_i = \begin{cases} 0 & \text{pour } R_{inter} < 1 \\ \psi_{sol} & \text{pour } R_{inter} = 1 \end{cases}$$

Dans Plaxis, la résistance de l'interface peut être définie par deux types :

a- Rigide

Dans ce cas, l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques.

Ces interfaces doivent être déclarées (ce qui correspond à $R_{inter} = 1$). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance ψ_i , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson ν_i .

b- Manuelle

En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est

inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre pour le coefficient R_{inter} la valeur (2/3) pour un contact sable-acier et la valeur (1/2) pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

III.5 Conclusion :

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique, réalisée à l'aide d'un code de calcul aux éléments finis, est une approche simplifiée de la réalité géométrique et géomécanique de l'ouvrage.

Ce rapide tour horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible pour déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations.

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.

CHAPITRE IV: ETUDE DE CAS

IV.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.

Dans ce chapitre nous avons choisi d'étudier le comportement d'un massif en sol renforcé constitué un mur de soutènement soumis à un chargement statique, pour cela nous allons utiliser le code Plaxis (version 8.6) pour simuler un mur de soutènement réel réalisé au Corée du sud (université de Sungkyunkwan) dans le cadre d'un projet de recherche.

Dans la première partie de cette analyse on présente les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel de modèle de référence.

Dans la deuxième partie de ce chapitre une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé. Cette analyse concerne l'effet de la géométrie de l'ouvrage, l'uniformité de l'espacement et de la longueur des éléments de renforcement sur les déplacements horizontaux du parement et le facteur de sécurité.

IV.2 Simulation numérique :

IV.2.1 Présentation du modèle numérique :

Afin d'étudier le comportement des mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques on a choisi de modéliser un projet réel réalisé au Corée du sud (université de Sungkyunkwan) dans le cadre d'un projet de recherche.

L'ouvrage est un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, le mur sous forme de deux murs superposés (deux gradins) et a une hauteur totale de 5 m, y compris 3 m de première gradin et 2 m pour le deuxième gradin. Le revêtement du mur est réalisé avec des blocs en béton. Le détail de l'ouvrage a été présenté en détails dans la référence [21].

Le modèle proposé est un modèle en éléments finis avec l'utilisation du logiciel Plaxis 2D Version 8.6 sous les conditions de la déformation plane, où les éléments de massif du sol et du béton sont modélisés avec des éléments triangulaires à 15 nœuds.

Pour la géométrie du modèle on a adopté deux types :

- ✓ La première est un mur superposé (en deux gradins) comme le cas de l'ouvrage réel (Figure IV- 1) et (Figure IV- 2).
- ✓ La deuxième est mur simple (en seul gradin) a une hauteur équivalent au mur superposé (Figure IV- 3) et (Figure IV- 4) afin d'étudier l'effet de la géométrie sur le comportement de ce type d'ouvrage.

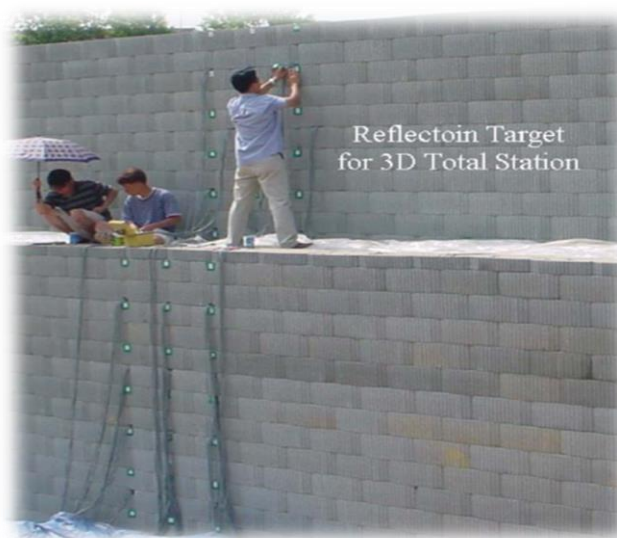


Figure IV-1: photo réel d'un mur de soutènement superposer sans chargement.

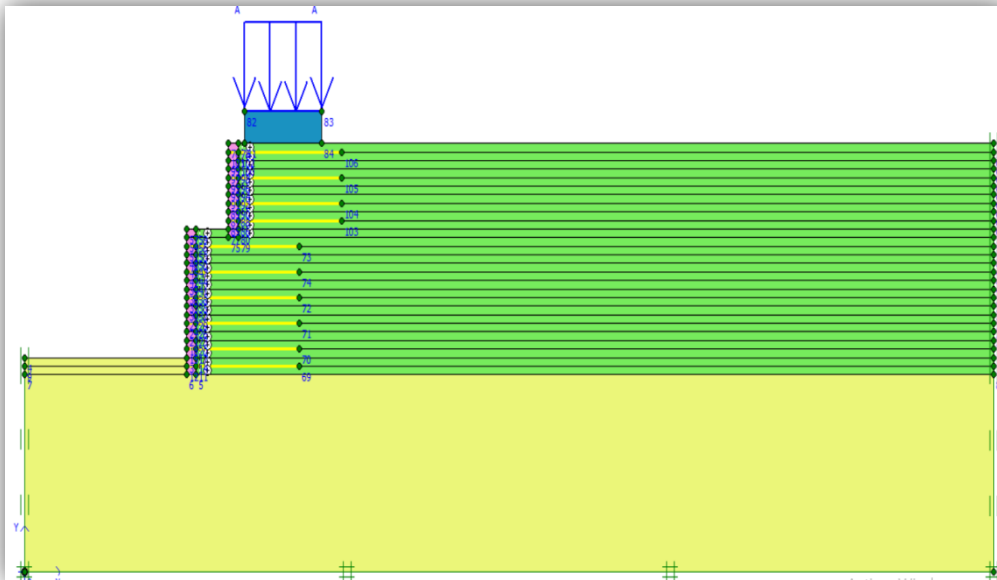


Figure IV-2: modèle numérique d'un mur de soutènement superposer avec chargement



Figure IV-3: photo réel d'un mur de soutènement superposer avec chargement.

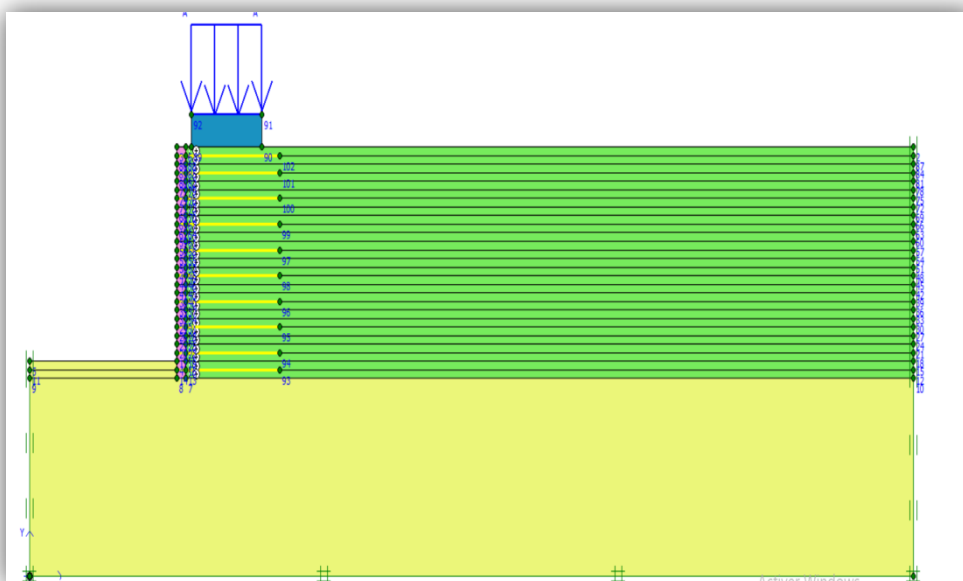


Figure IV-4: modèle numérique d'un mur de soutènement superposer avec chargement

IV.2.2 Présentation du modèle numérique adopté dans le cas mur simple (modèle de référence):

IV.2.2.1 Géométrie du modèle

Le modèle a une hauteur de 10m et une longueur de 30m. 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 :

- Couche 1 (couche de fondation) ayant une hauteur de 5m.
- Couche 2 (couche de remblai) ayant une hauteur de 5m.

Les blocs des parements ont une section $0.20 \times 0,3\text{m}$.

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 (voir Figure IV-5).

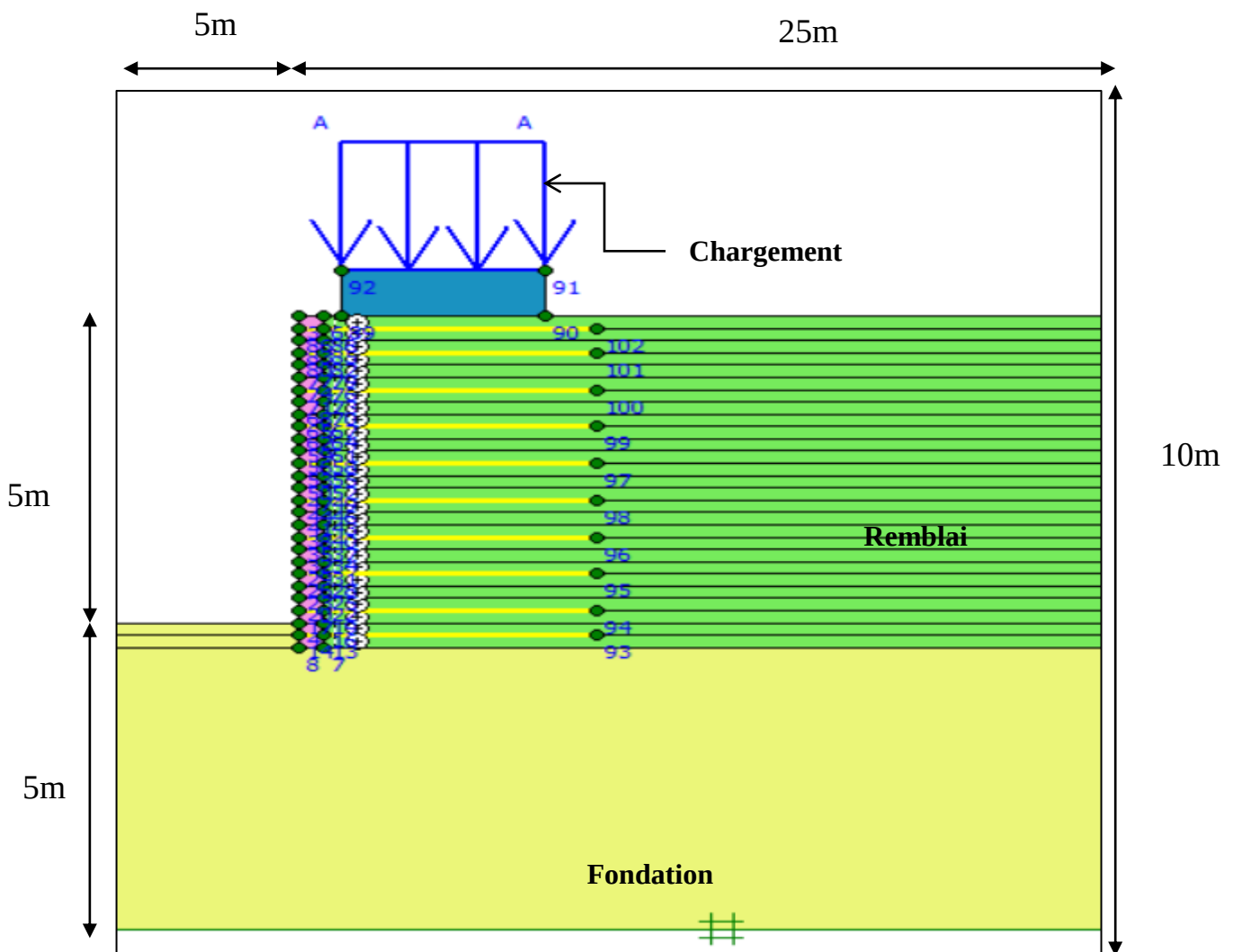


Figure IV-5: Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé

IV.2.2.2 Caractéristiques des matériaux:

a) Le sol :

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation. (Figure IV-1). Les deux types de sol sont modélisés avec un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr- Coulomb). 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 (angle de frottement, c : la cohésion et Ψ : angle de dilatance). Les caractéristiques sont données dans le Tableau IV-1

Tableau IV-1: Propriétés géomécaniques du sol

	Remblai	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Linear Elastic
Angle de frottement φ (degrés)	35	/
Cohésion, c (kPa)	2	/
Angle de dilatance, Ψ (degrés)	5	/
Poids spécifique γ (kN/m ³)	19	20
Module de rigidité (kPa)	30000	2000000
Coefficient de Poisson ν	0,30	0.2

b) Les géogrilles de renforcement

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux élastiques 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 IV-2.

Les géogrilles ont été insérées horizontalement dans les blocs modulaires pour représenter le raccordement (voir Figure IV-6)

Tableau IV-2: Propriétés du géogrid

Modèle de comportement	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	700

c) Les blocs modulaires et la semelle :

Les éléments constitutifs du parement et la semelle ont été modélisés comme des matériaux homogènes avec des éléments triangulaires à 15 nœuds en utilisant un modèle de comportement purement élastique (Linéaire Élastique). Ce modèle est caractérisé par les paramètres représentés dans le Tableau IV-2 suivant:

Tableau IV-3: Propriétés du bloc modulaire et la semelle.

Modèle de comportement	LinearElastic	LinearElastic
Poids spécifique γ (kN/m ³)	23,5	23,5
Module de rigidité (kPa)	13800000	20000000
Coefficient de Poisson ν	0,21	0,21

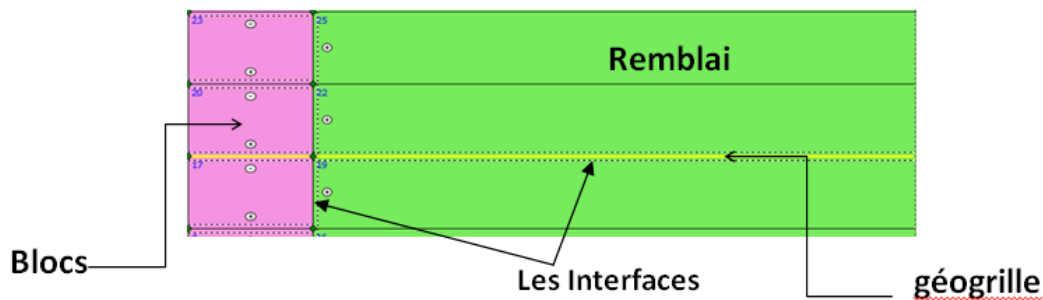


Figure IV-6: Blocs modulaires et connexion géogrille.

d) Les Interfaces :

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est : $R_{inter} = 0,7$ pour les interfaces entre les blocs, et $R_{inter} = 0,67$ pour les interfaces entre le sol et les géogrilles et le sol et les blocs.

IV.3 Processus de construction et Méthodologie de Modélisation :

La construction du mur a été modélisée par la procédure « staged construction », où des couches de sols d'épaisseur 20 cm ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte et en fin on applique le chargement du semelle.

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0.2 m sur la première couche de sol et le premier bloc. Ensuite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement. Par exemple, l'ordre de modélisation d'un mur avec un espacement de renforcement égal à 0.6 m comprend les étapes suivantes (voir Figure IV-7 et IV-8).

- Étape 1 : Modèle de base (l'équilibre sous son poids propre est réalisé ; le module élastique du sol est mis à jour).
- Étape 2 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche.
- Étape 3 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 4 : Installation de la première nappe de géogrille.
- Étape 5 : Installation d'un bloc modulaire pour la deuxième couche.
- Étape 6 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 7 : Mise en place d'une nappe de géogrille.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du mur soit atteinte et la pose de chargement (Étape finale).

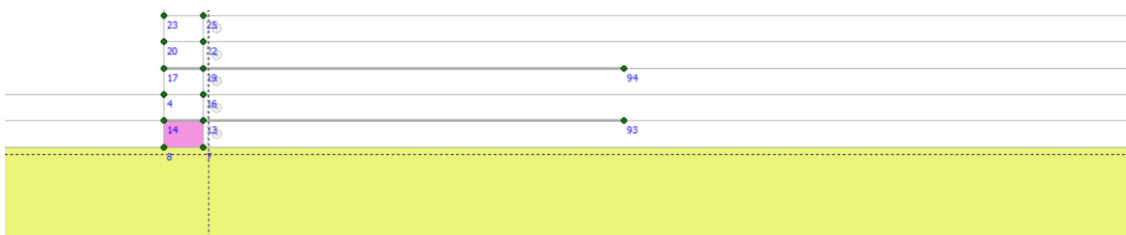


Figure IV-7: Installation des blocs modulaires.

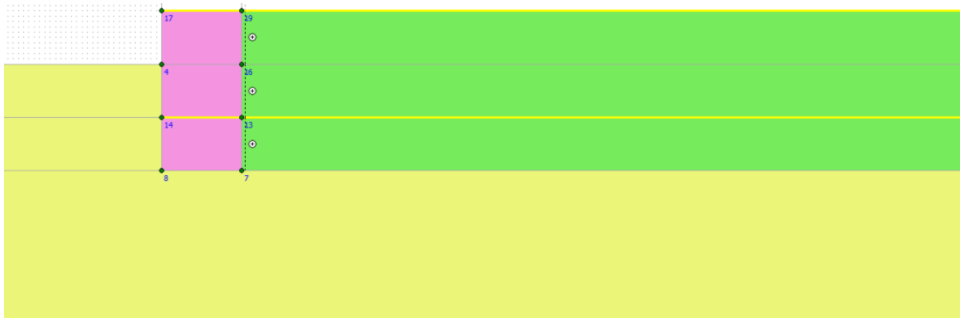


Figure IV-8: Mise en place d'une couche de remblai et Installation de la première

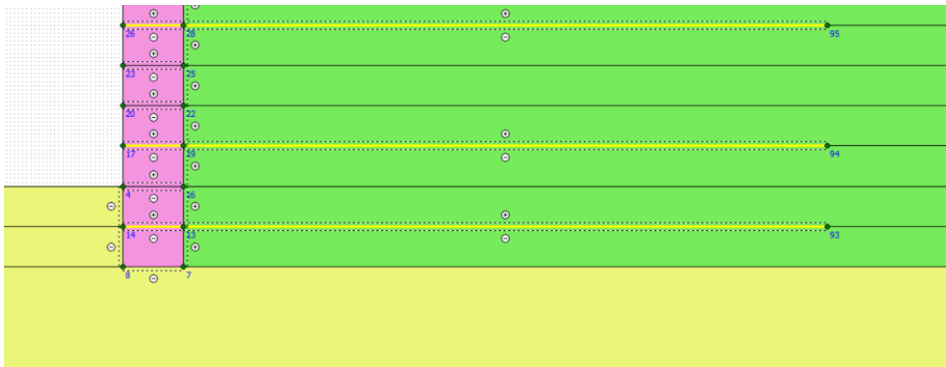


Figure IV-9: Étape 3 : étape - intermédiaire

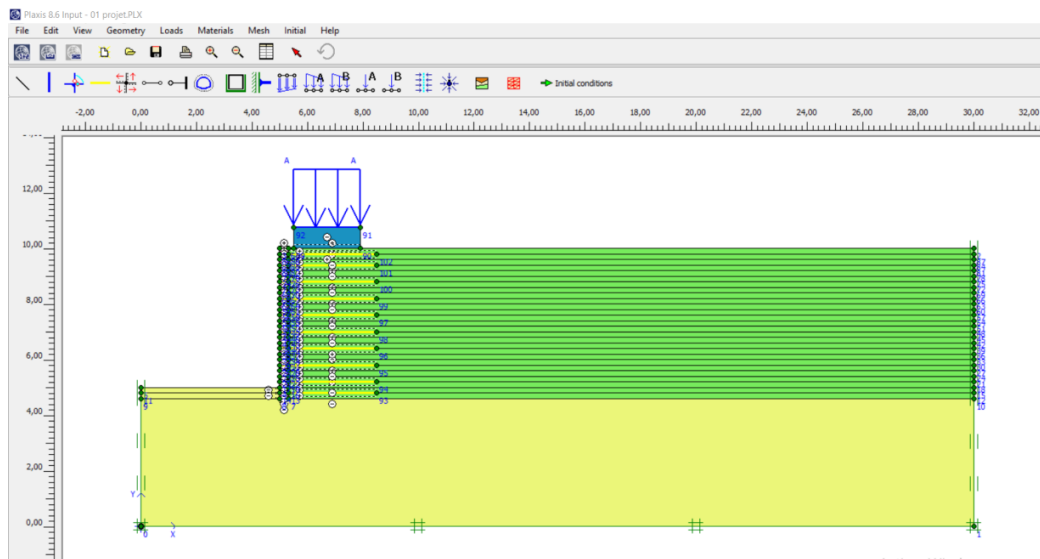


Figure IV-10: étape –finale

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons : Une première phase appelée phase de construction par étapes qui peut être considéré comme l'état de service (condition de travail). Une deuxième phase appelée la phase de « ϕ/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

IV.4 Génération du maillage:

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux,). 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.

Pour les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (Figure IV-11), Le maillage est constitué en totalité de 508 éléments triangles, 7539 nœuds.

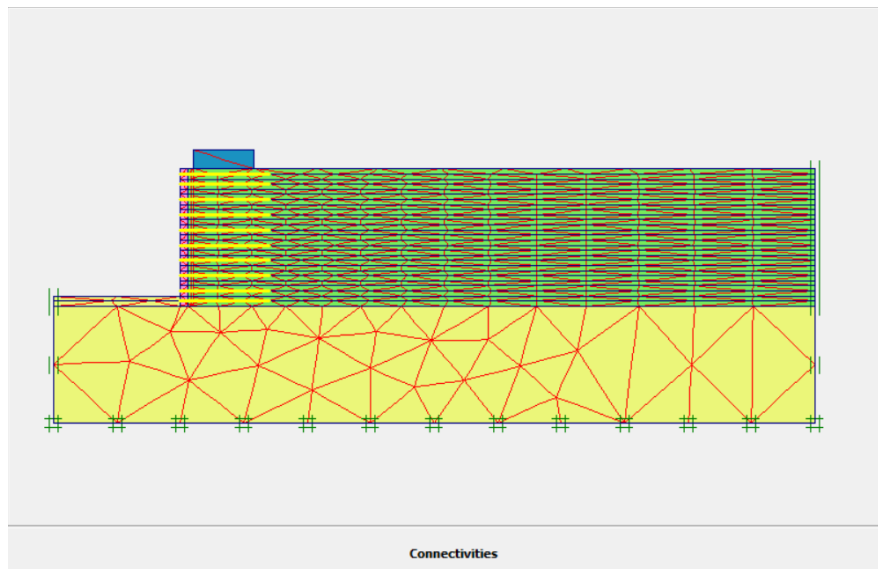


Figure IV-11: Profil représentatif du modèle numérique (Le maillage).

IV.5 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.

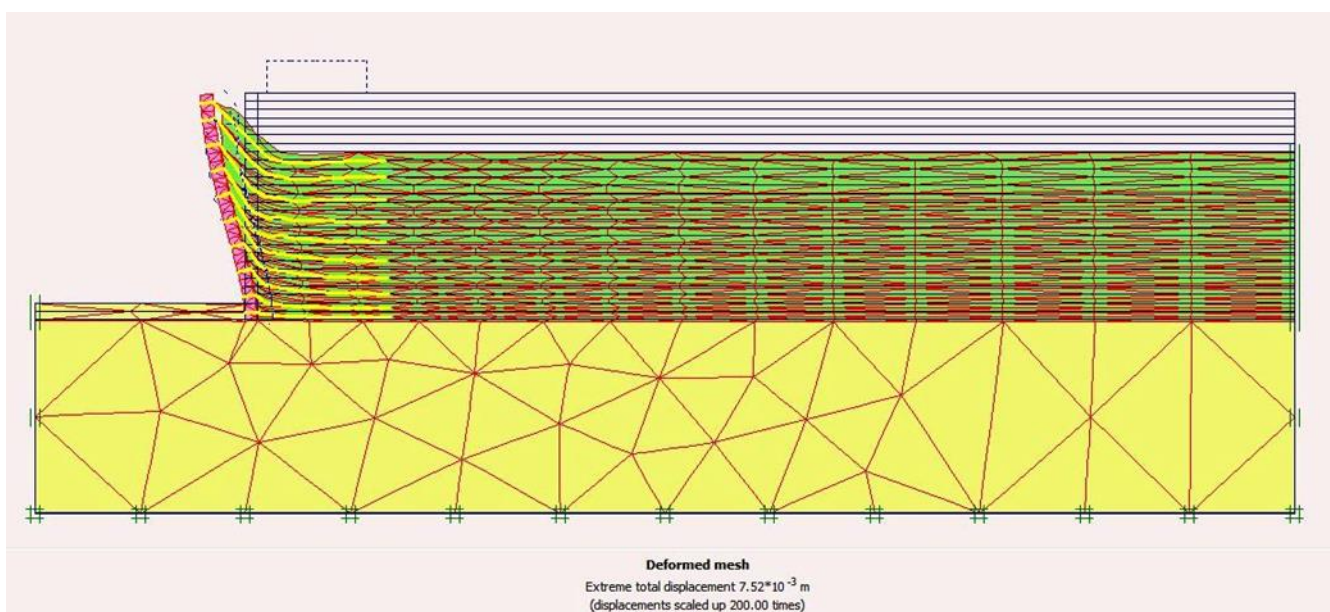


Figure IV-12: Déformation du maillage à la fin de la phase de construction chargement.

❖ Les déplacements du mur

La Figure IV-13 représente le déplacement horizontal du parement calculé avec Plaxis2D à la fin de la phase de construction (avant chargement).

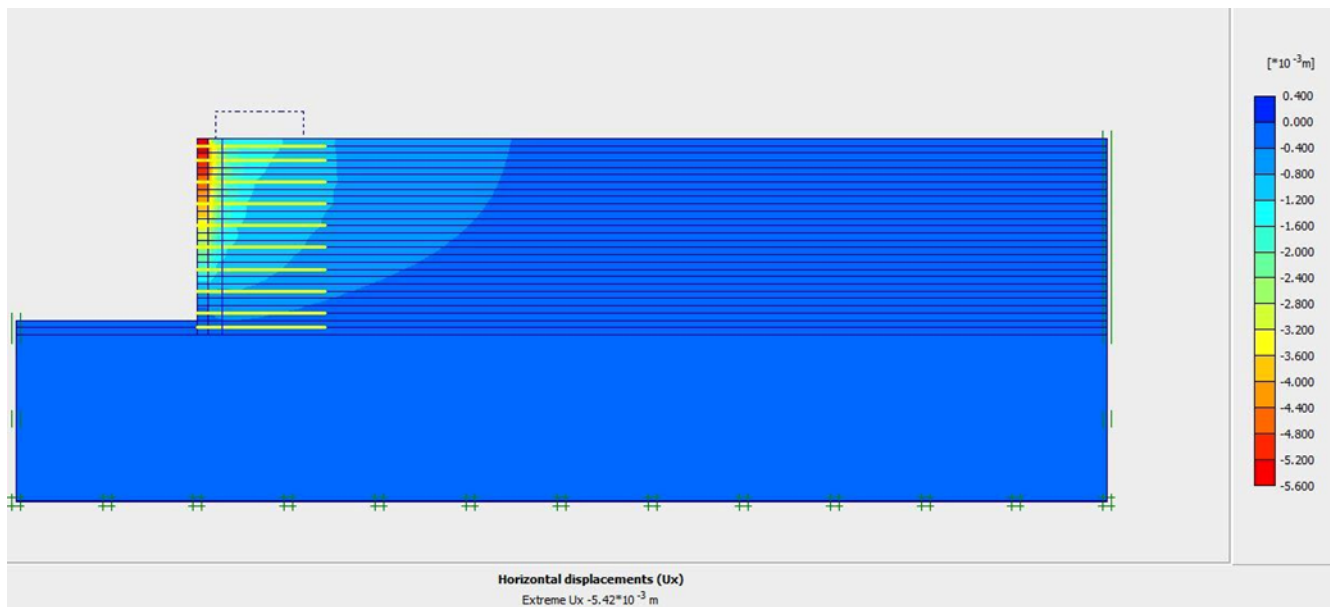


Figure IV-13: Déplacements horizontaux avant chargement.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction (avant chargement) pour ce cas sont les suivants : le déplacement total maximal est 7,52 mm, le déplacement horizontal du mur 5,42 mm (figure IV-13) et le déplacement vertical du mur 7,39 mm (figure IV-14).

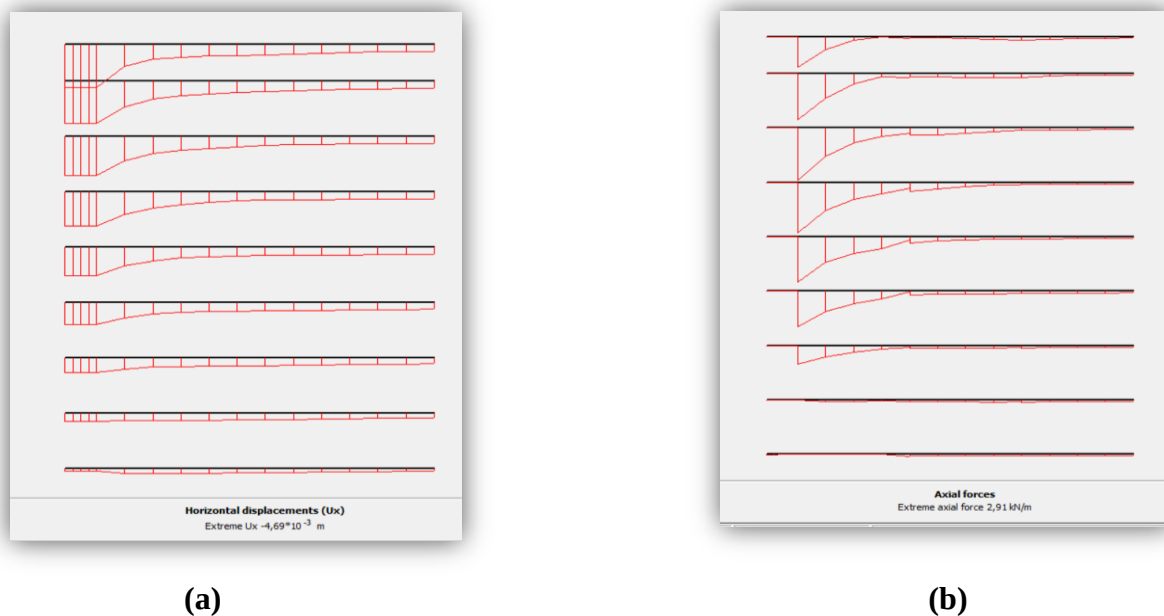


Figure IV-14: Les déplacements totaux et les forces axiales résultantes dans les nappes Géosynthétiques avant chargement

Pour les résultats de calcul lié à la fin de construction après l'application de chargement ont présentée ci-dessous :

La (Figure IV-15) représente la déformation du maillage calculés par Plaxis liée à la fin de construction après l'application de chargement.

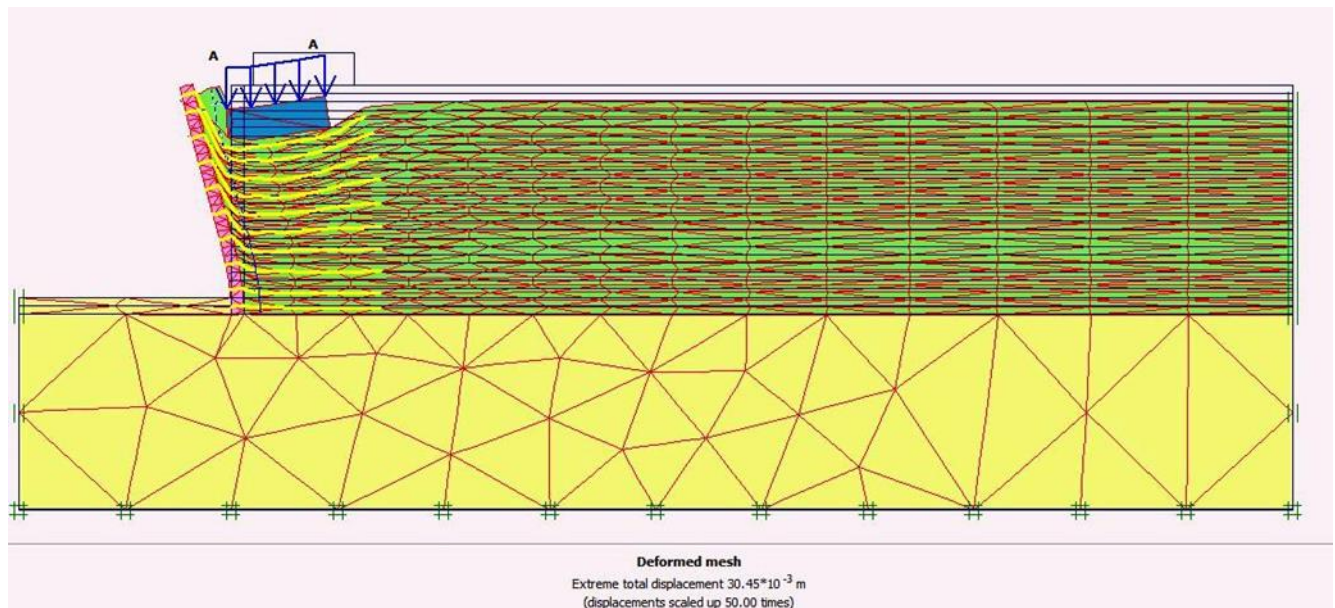


Figure IV-15: Déformation du maillage à la fin de la phase de construction après chargement

❖ Les déplacements du mur

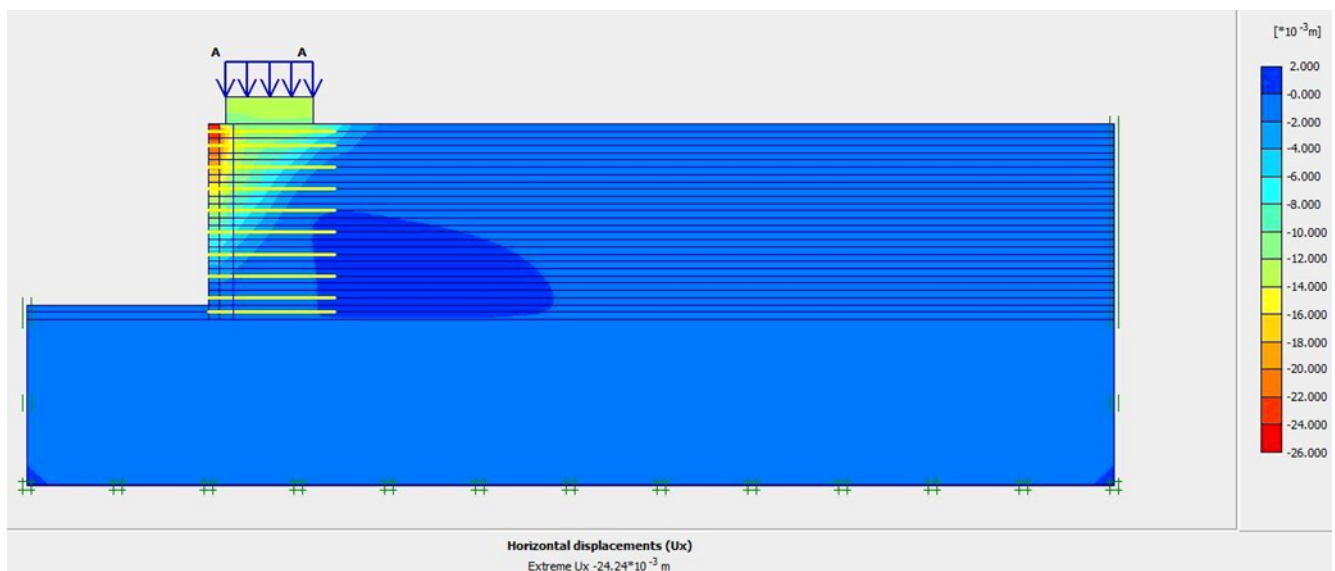


Figure IV-16: Déplacements horizontaux après chargement.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction (après chargement) pour ce cas sont les suivantes : le déplacement total maximal est 30,45 mm, le déplacement horizontal du mur 24,24 mm (Figure IV-16) et le déplacement vertical du mur 27,29 mm (Figure IV-17).

Le coefficient de sécurité de ce mur calculé par Plaxis égale à 3.45 ce coefficient est calculé à la fin de construction du mur après chargement avec l'utilisation de la méthode de réduction «méthode ϕ/c réduction».

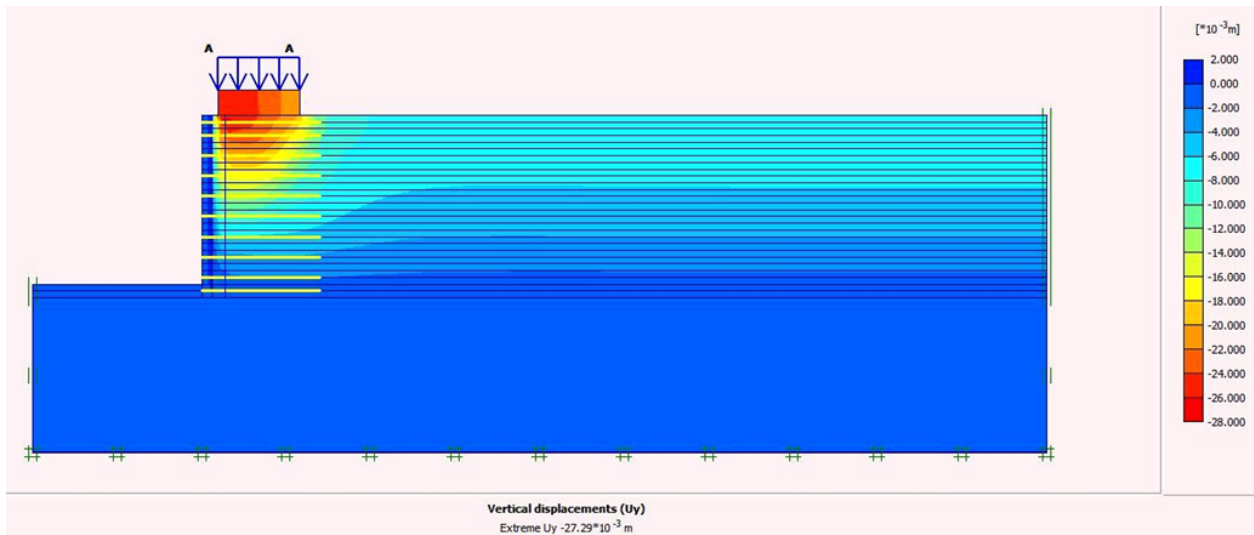


Figure IV-17: Déplacements verticaux après chargement.

❖ Le déplacement et l'effort de traction dans les géogrilles

La Figure IV-18 représente les déplacements totaux et les efforts de traction respectivement calculés par Plaxis sur le long des nappes liée à la fin de construction après l'application de chargement.

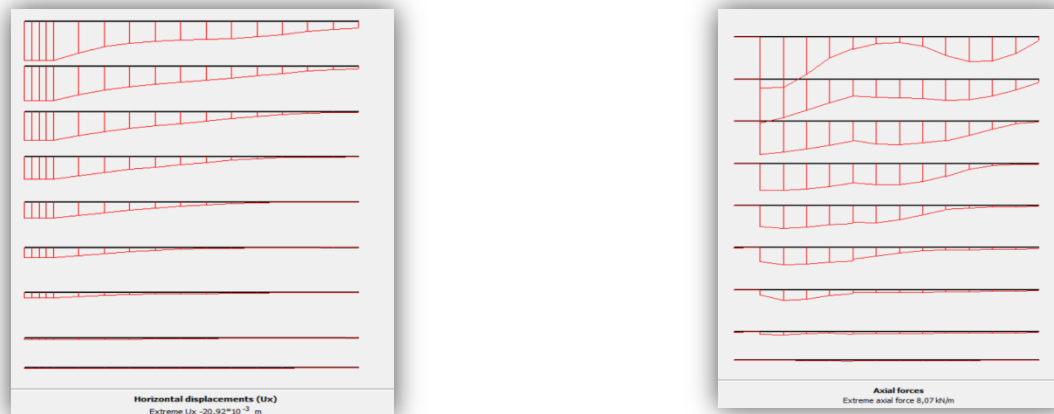


Figure IV-18: Les déplacements totaux et les forces axiales résultantes dans les nappes géosynthétiques après chargement

La figure IV-19 compare entre les déplacements horizontaux du mur simple pour les deux cas avant et après chargement.

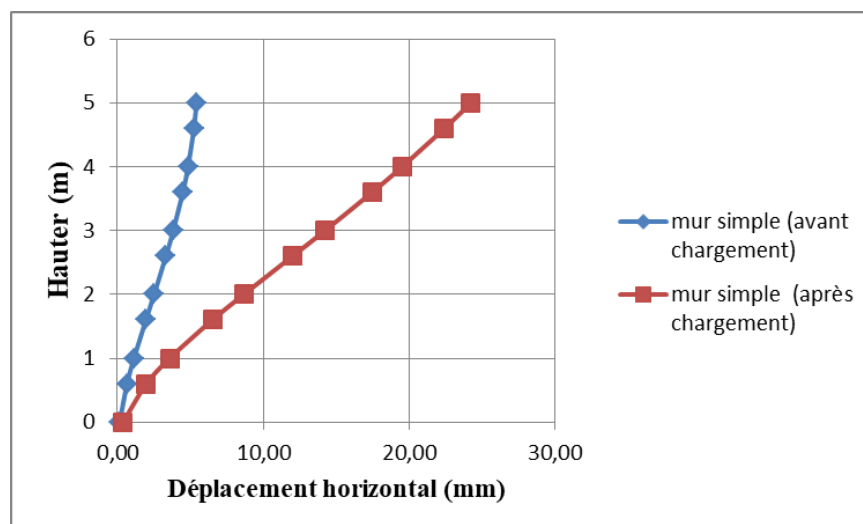


Figure IV-19: Déplacements horizontaux du mur avant et après le chargement.

La comparaison entre les résultats obtenus à la fin de la phase de construction avant le chargement et les résultats trouvés après le chargement montre que l'application du chargement en tête du massif en sol renforcé augmente le déplacement horizontal et vertical notamment dans la partie supérieure du mur, le chargement augmente aussi les forces axiales dans les nappes des renforcements.

IV.6 Etude paramétrique :

L'étude paramétrique établie dans ce travail comporte deux parties principales dans la première, nous nous sommes intéressées au comportement d'un mur simple en sol renforcé par géosynthétique. La deuxième partie est consacrée à l'analyse de comportement des murs superposés (en deux gradins) comme le cas de l'ouvrage réel. La comparaison entre les résultats des deux parties permet de montrer l'effet de la géométrie de l'ouvrage sur le comportement d'un massif de soutènement en sol renforcé.

Les paramètres étudiés dans les deux parties sont l'effet de l'espacement et la longueur des éléments de renforcement sur les déplacements horizontaux du parement et le facteur de sécurité sous le chargement de son poids propre et sous chargement statique.

Les différentes combinaisons utilisées pour cette étude paramétrique sont résumées comme suit :

- **Dans la première partie** (comportement d'un mur simple) sept modèles sont étudiés regroupé de façon suivante :
 - ❖ Les modèles (A1-A4, effet de l'espacement vertical des renforcements): l'espacement de renforcement (e) ont été choisies comme 0.6 m pour toute la hauteur (modèle A1 modèle de référence), on diminue l'espacement à 0.2 pour la partie inférieure (3m en bas) et la partie supérieure (2m en haut) pour les modèles A2 et A3 respectivement. On choisi un espacement de 0.2m pour toute la hauteur pour le modèle A4.
 - ❖ Les modèles (B1-B3, effet de la longueur de renforcement): longueurs de renforcement (L) ont été choisies comme 3.5 m pour toute la hauteur (modèle B1), 7.5m ($L / H=1.5$) pour la partie inférieure (3m en bas) et la partie supérieure (2m en haut) pour les modèles B2 et B3 respectivement. Pour le modèle B3 on choisi une longueur de 7.5m ($L / H=1.5$) pour toute la hauteur du mur.
- **Dans la deuxième partie** (comportement d'un mur superposé en deux gradins) huit modèles sont étudiés regroupé de façon suivante :
 - ❖ Les modèles (C1-C2, effet de distance de décalage entre les deux murs superposés (gradins) D): la distance de décalage (D) ont été choisie comme 1m et 3m pour les modèles C1 et C2 respectivement. Il faut noter que le modèle C1 représente le modèle de référence pour les murs superposés.
 - ❖ Les modèles (D1-D3, effet de l'espacement vertical des renforcements): on diminue l'espacement renforcement (e) à 0.2 pour le mur inférieur et le mur supérieur pour les modèles D1 et D2 respectivement. On choisi un espacement de 0.2m pour toute la hauteur pour le modèle D3.
 - ❖ Les modèles (E1-E3, effet de la longueur de renforcement): on augmente les longueurs de renforcement (L) à 7.5m ($L / H=1.5$) pour le mur inférieur et le mur supérieur pour les modèles E1 et E2 respectivement. Pour le modèle E3 on choisi une longueur de 7.5m ($L / H=1.5$) pour toute la hauteur du mur.

IV.6.1 Etude paramétriques d'un mur simple en sol renforcé par géosynthétique

L'étude paramétrique établie dans cette partie concerne l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs simple en sol renforcé par géogrid. On utilise les mêmes données de modèle référence modèle A1 et on change à chaque fois le paramètre à comparer, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

Les paramètres étudiés sont l'effet de l'uniformité de l'espacement et de la longueur des éléments de renforcement sur les déplacements horizontaux du parement et le facteur de sécurité.

IV.6.1.1 Effets de l'uniformité de l'espacement vertical des renforts:

Pour étudier l'influence de l'uniformité de l'espacement vertical des renforcements sur la réponse du massif de soutènement en sol renforcés sous le chargement de son poids propre et sous chargement statique on propose d'étudier en plus de modèle de référence A1, trois modèles. Ces modèles A2, A3 et A4 sont analysés avec une longueur des renforts de 3.5m et un espacement vertical entre les renforts différents:

- Modèle A2: un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour la partie inférieure du mur et de $0,6\text{m}$ pour le reste du mur.
- Modèle A3: un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour la partie supérieure du mur et de $0,6\text{m}$ pour le reste du mur.
- Modèle A4 : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour toute la hauteur du mur.

➤ La modèle A2 : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour la partie inférieure du mur et de $0,6\text{m}$ pour le reste du mur avec une longueur $L = 3,5\text{m}$.

➤

Les principaux résultats de calcul du modèle A2 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

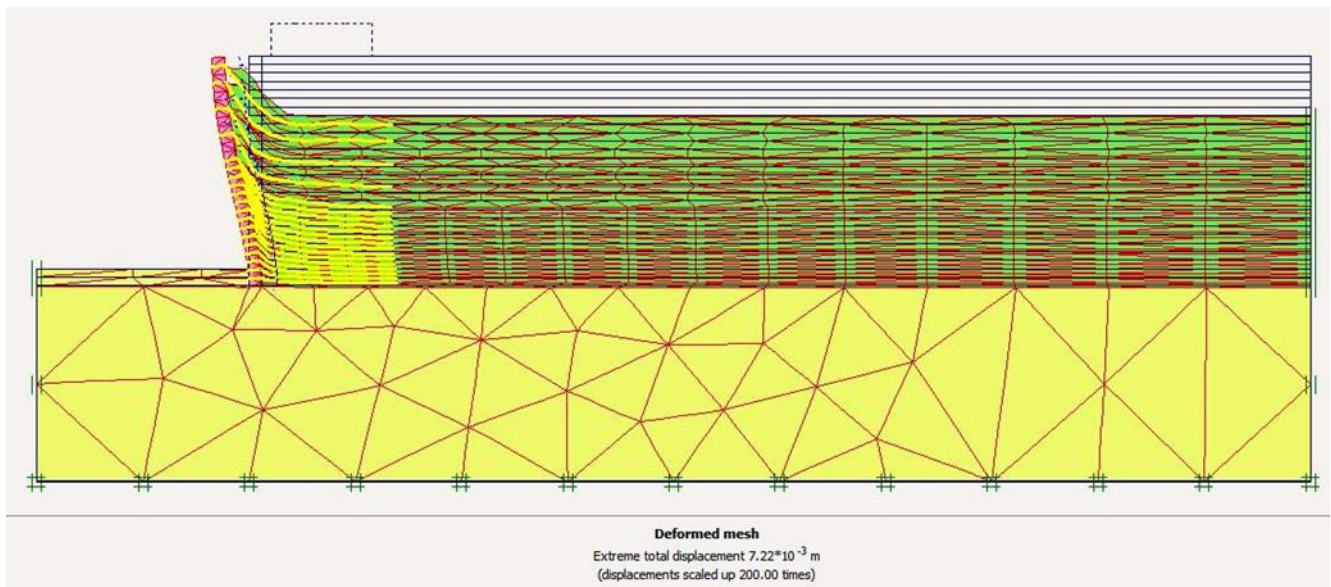


Figure IV-20: Déformation du maillage avant chargement (modèle A2).

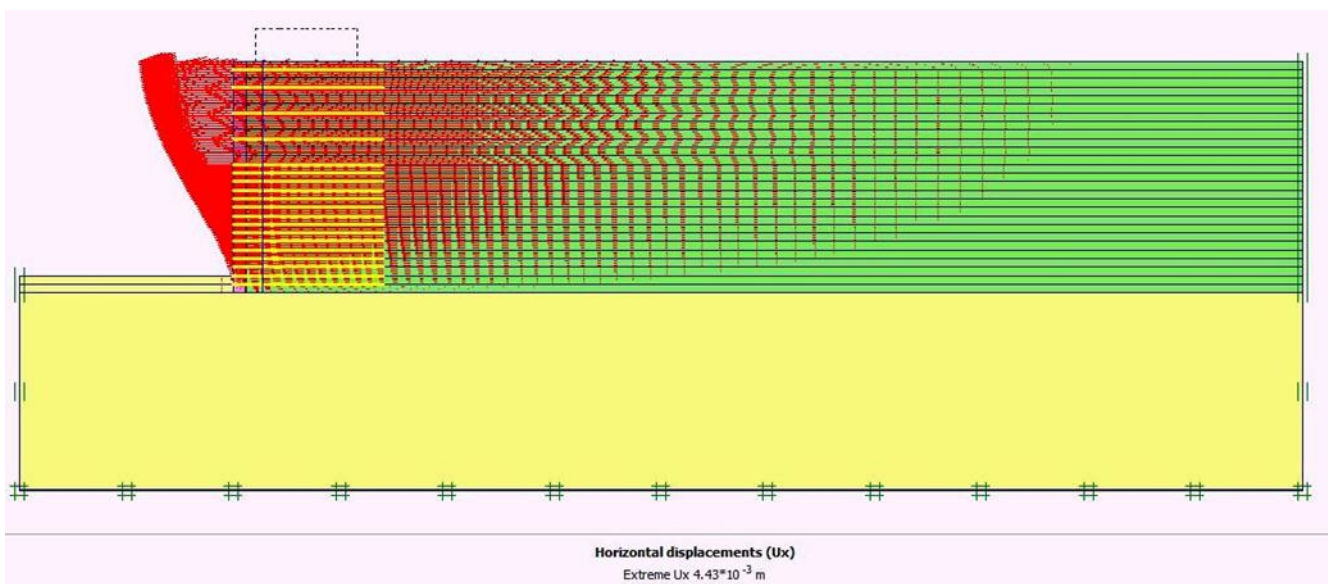


Figure IV-21: Déplacement horizontal avant chargement (modèle A2)

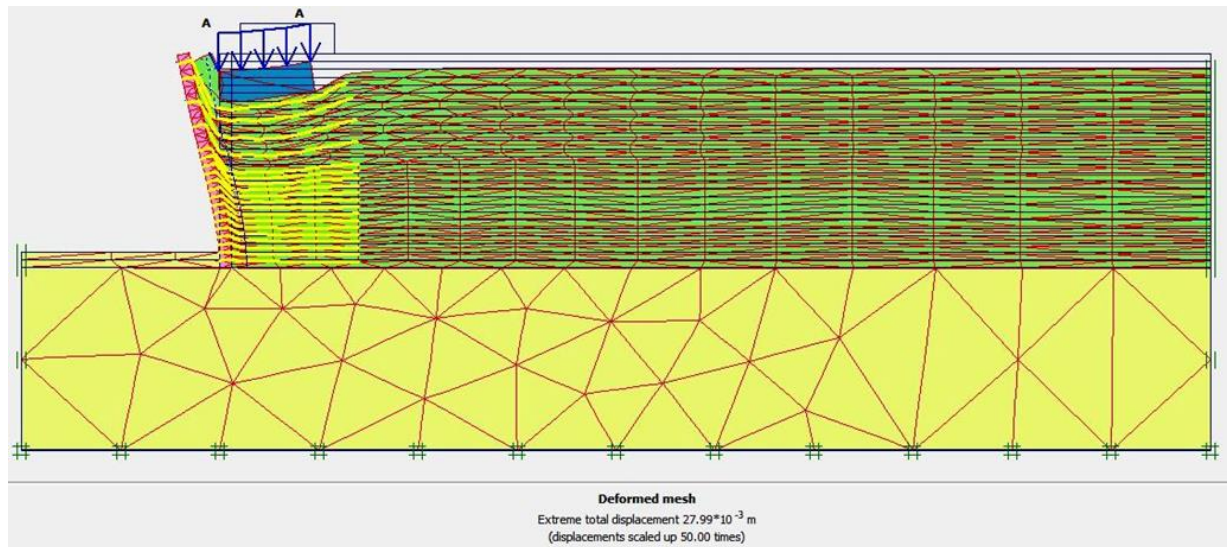


Figure IV-22: Déformation du maillage après chargement (modèle A2).

- La modèle A3 : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour la partie supérieure du mur et de $0,6\text{m}$ pour le reste du mur avec une longueur $L = 3,5\text{m}$.

Les principaux résultats de calcul du modèle A3 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

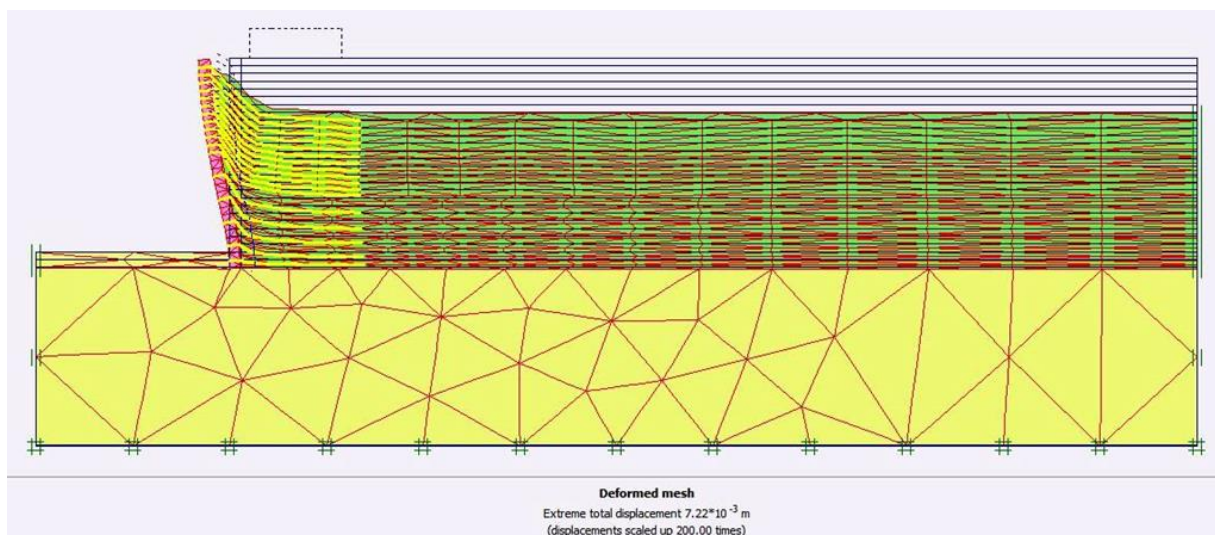


Figure IV-23: Déformation du maillage avant chargement (modèle A3).

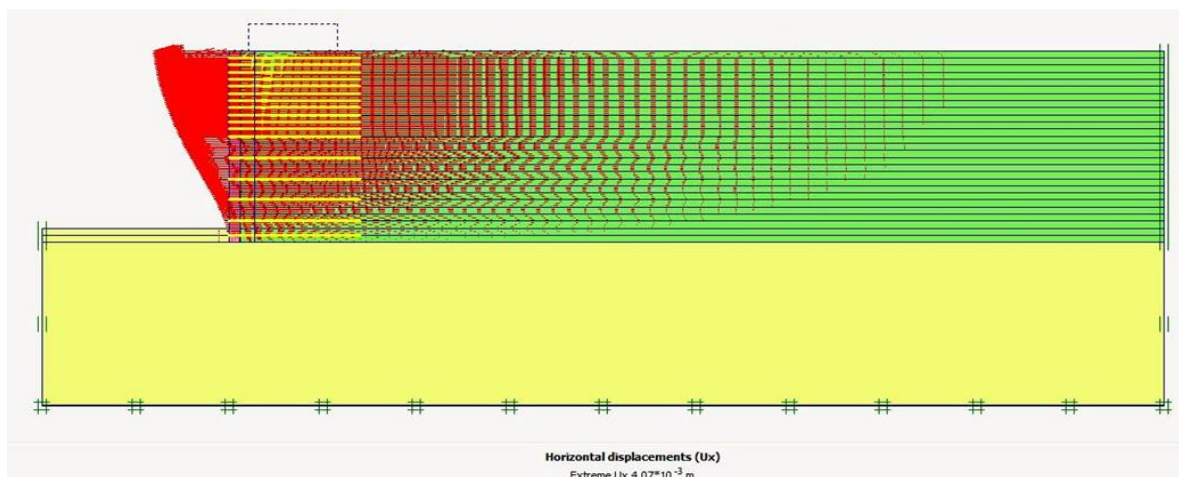


Figure IV-24: Déplacement horizontal avant chargement (modèle A3).

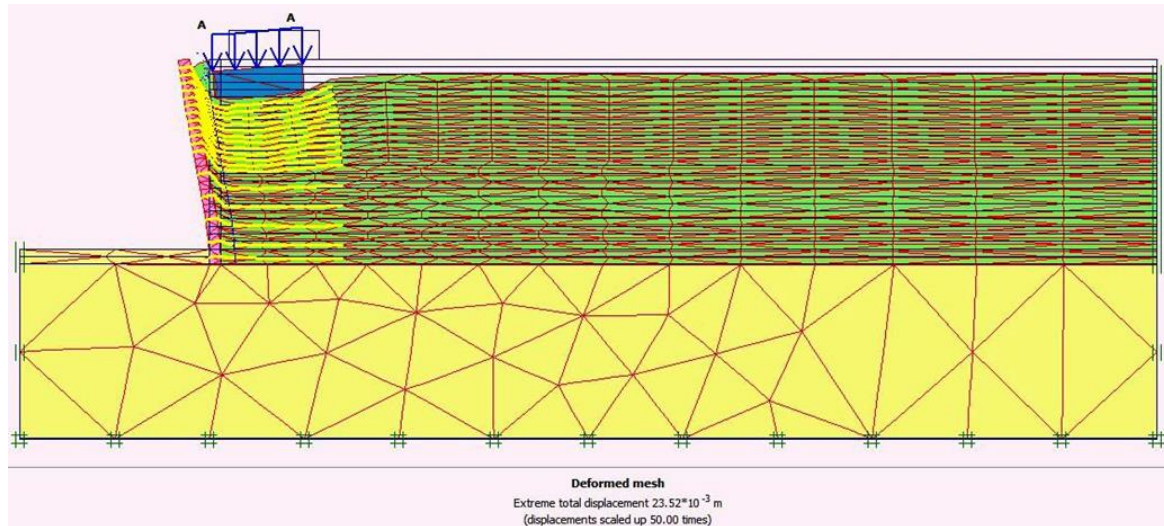


Figure IV-25: Déformation du maillage après chargement (modèle A3).

- **La modèle A4** : un espacement $S_v = 0,2$ m pour la partie supérieure du mur et de 0.6 m pour le reste du mur avec une longueur $L = 3.5$ m.

Les principaux résultats de calcul du modèle A4 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

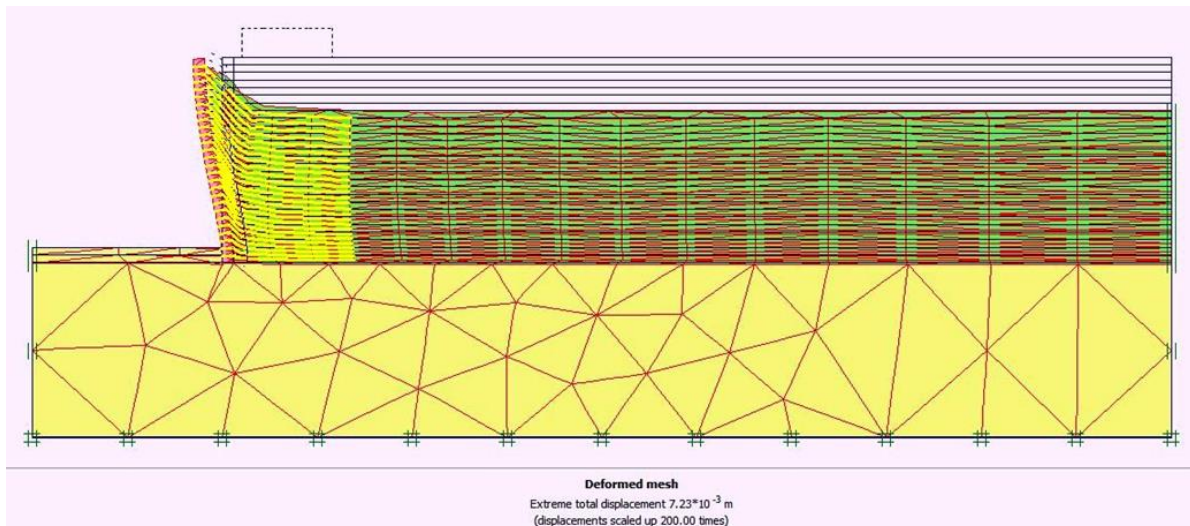


Figure IV-26: Déformation du maillage avant chargement (modèle A4).

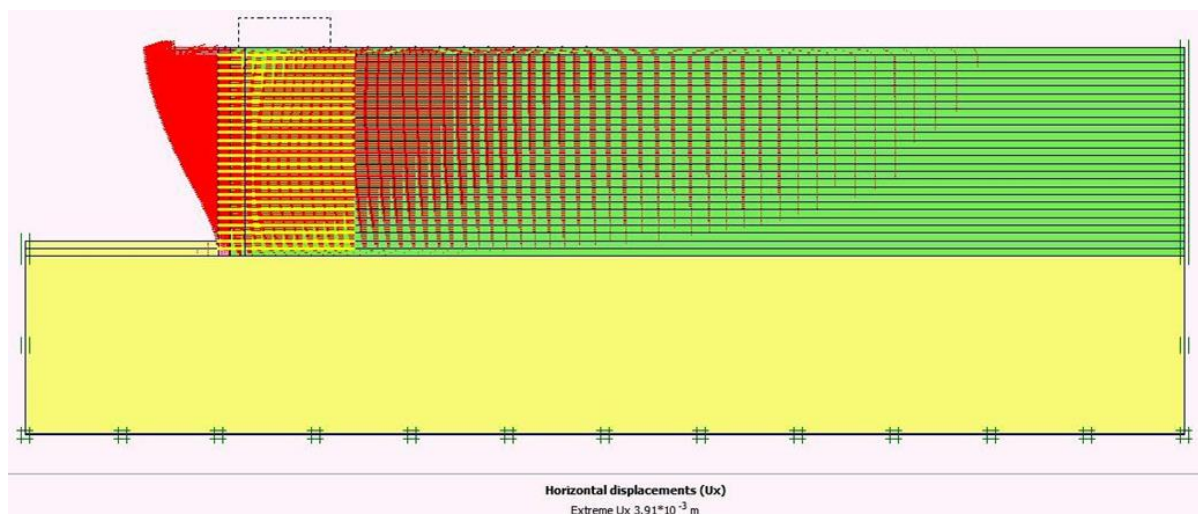


Figure IV-27: Déplacement horizontal avant chargement (modèle A4).

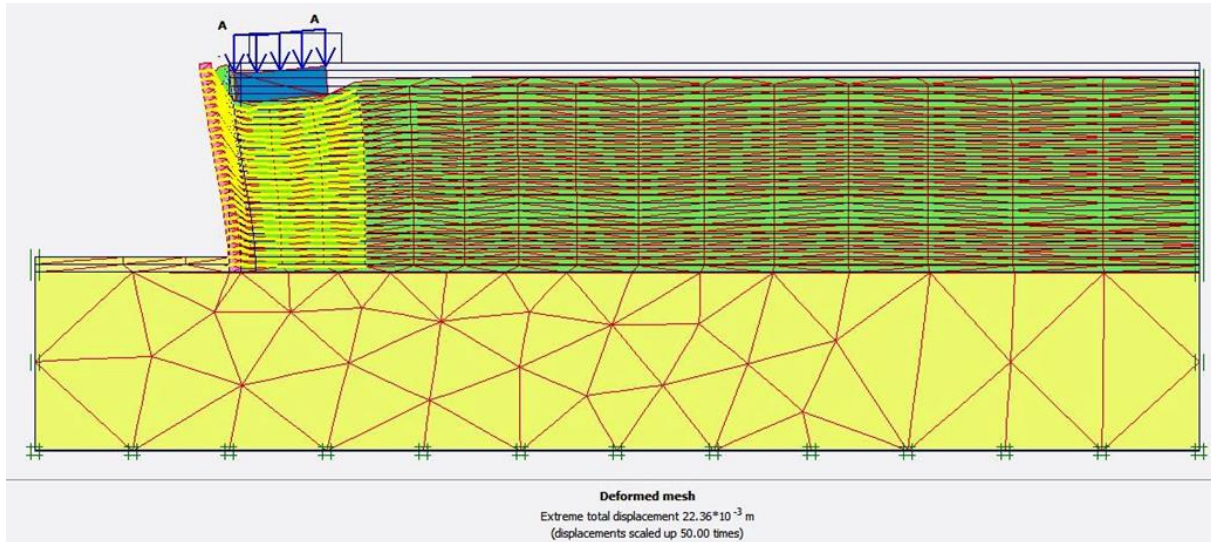


Figure IV-28: Déformation du maillage après chargement (modèle A4).

La comparaison des résultantes des trois modèles A2, A3 et A4 avec le modèle de référence A1 montre que la diminution de l'espacement vertical entre les renforcements permet d'améliorer le comportement du mur notamment dans la zone supérieure du mur et pour toute la hauteur du mur.

IV.6.1.2 Effets de l'uniformité de la longueur des renforts:

Pour avoir l'effet de variation de la longueur des renforts sur le comportement d'un massif en sol renforcé on va augmenter la longueur des renforts du modèle de référence de façons différentes comme suit :

- Modèle B1: une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour la partie inférieure du mur et de 3.5m pour le reste du mur.
- Modèle B2: une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour la partie supérieure du mur et de 0.6m pour le reste du mur.
- Modèle B3 : une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour toute la hauteur du mur.
- **La modèle B1** : une longueur $L= 7,5$ m ($L/H=1,5$) pour la partie inférieure du mur et de 3.5m pour le reste du mur avec un espacement $S_v= 0.6$ m

Les principaux résultats de calcul du modèle B1 liés à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont été présentés ci-dessous

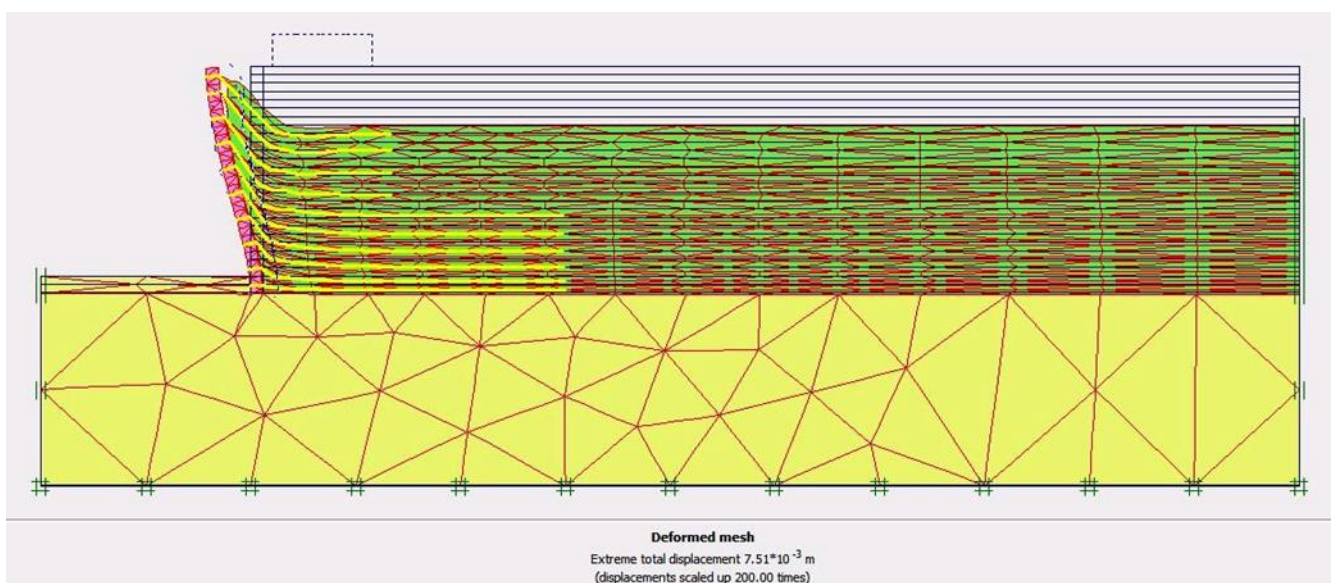


Figure IV-29: Déformation du maillage avant chargement (modèle B1).

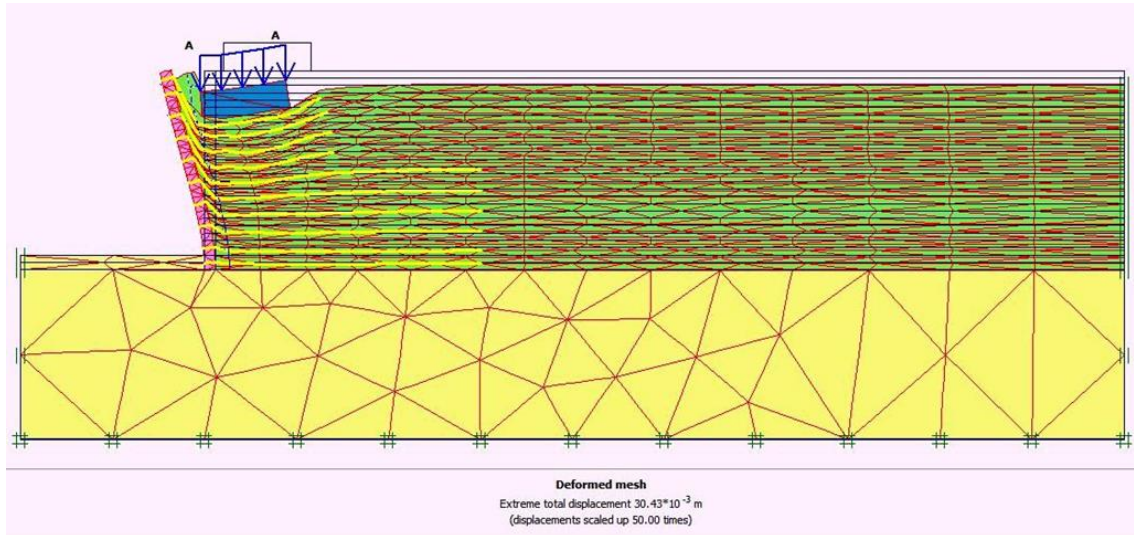


Figure IV-30: Déformation du maillage après chargement (modèle B1).

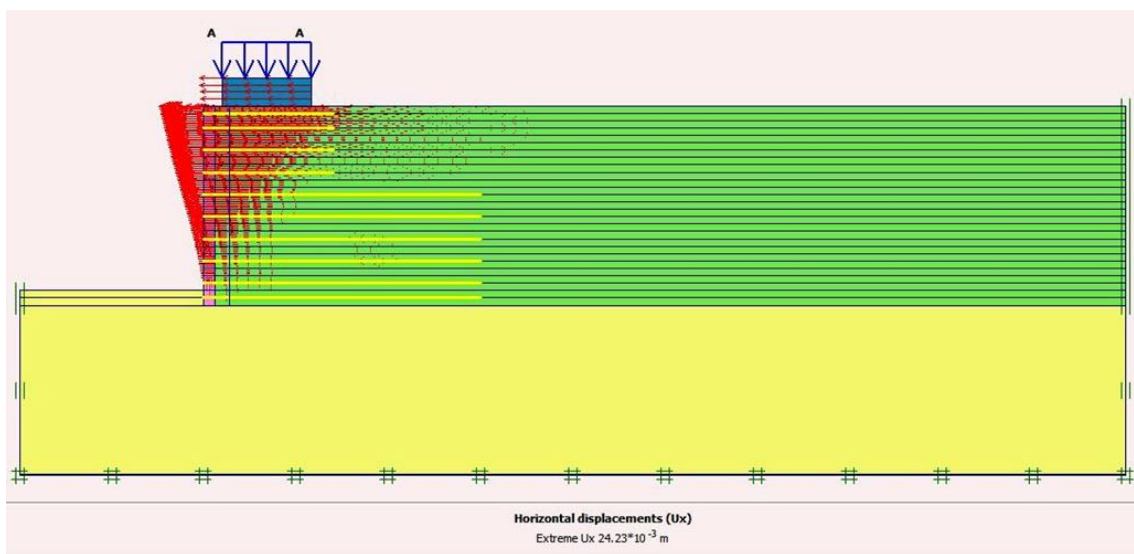


Figure IV-31: Déplacement horizontal après chargement (modèle B1).

- **La modèle B2** : une longueur $L = 7,5$ m ($L/H=1,5$) pour la partie supérieure du mur et de 3.5m pour le reste du mur avec un espacement $S_v = 0.6$ m

Les principaux résultats de calcul du modèle B2 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

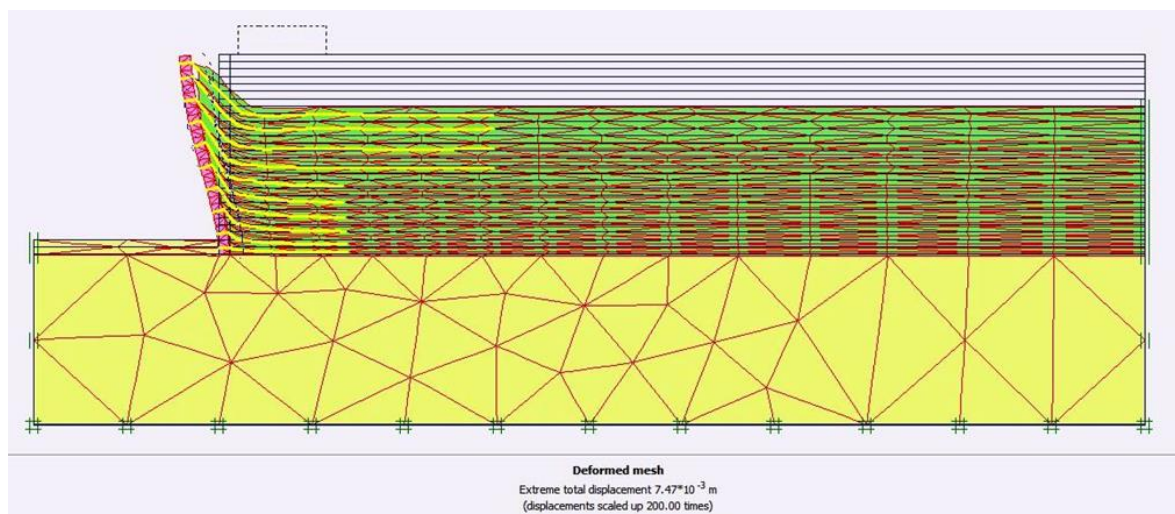


Figure IV-32: Déformation du maillage avant chargement (modèle B2).

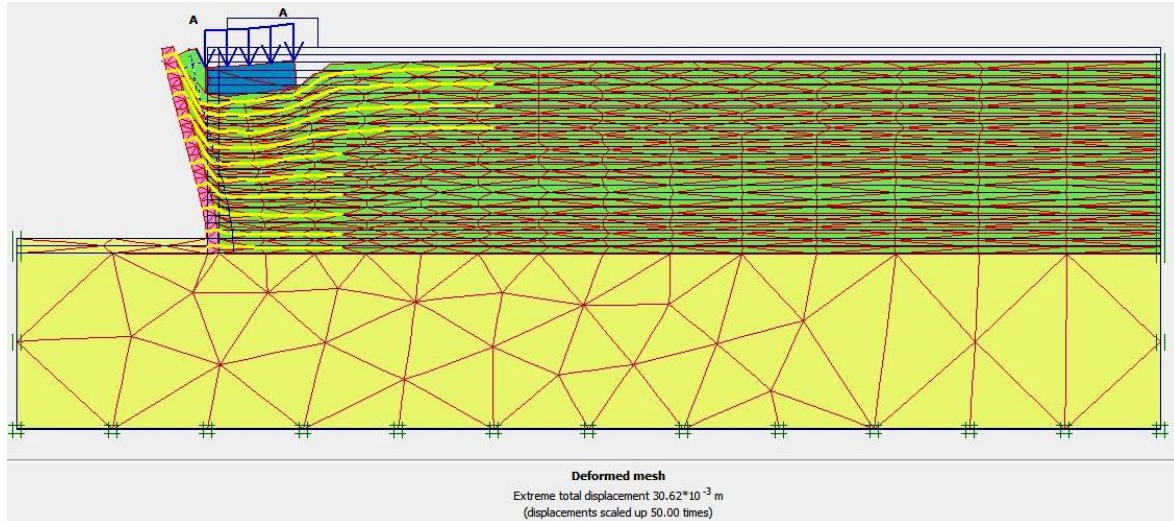


Figure IV-33: Déformation du maillage après chargement (modèle B2).

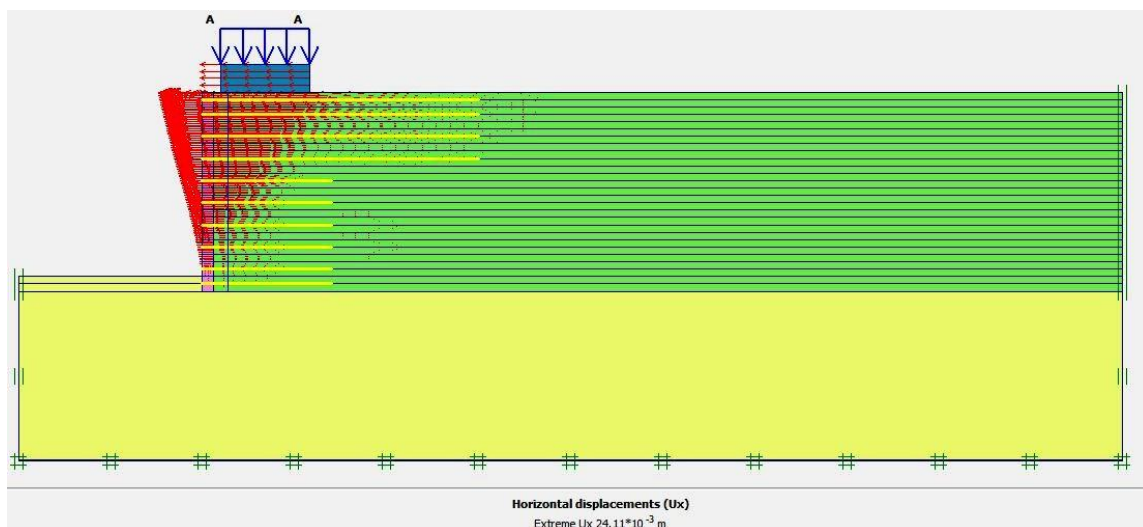


Figure IV-34: Déplacement horizontal après chargement (modèle B2).

- **La modèle B3** : une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour toute la hauteur du mur avec un espacement $S_v = 0.6$ m.

Les principaux résultats de calcul du modèle B3 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présenté les figures suivantes :

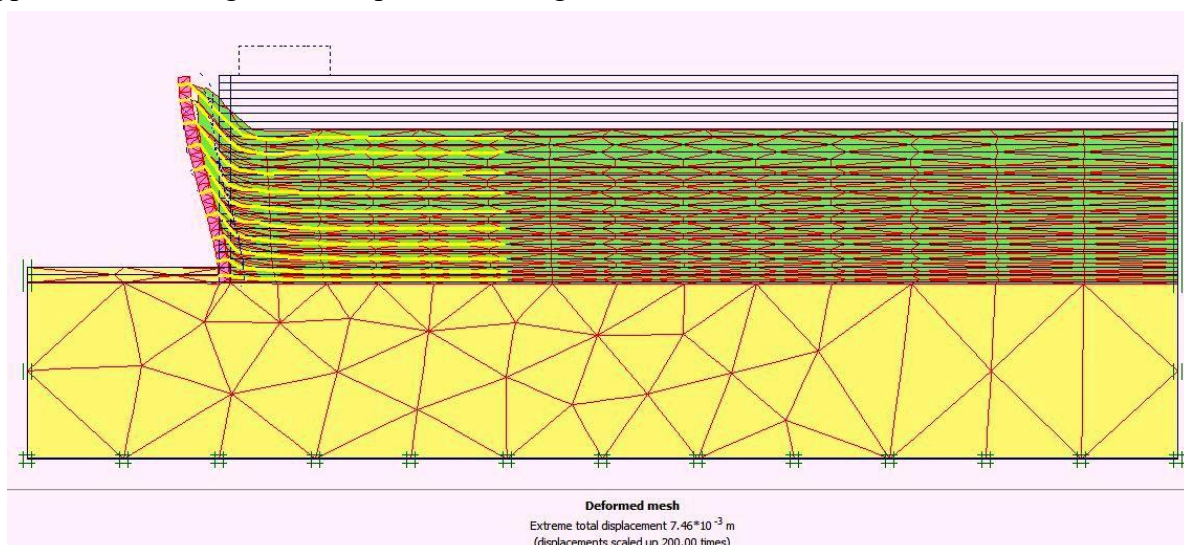


Figure IV-35: Déformation du maillage avant chargement (modèle B3).

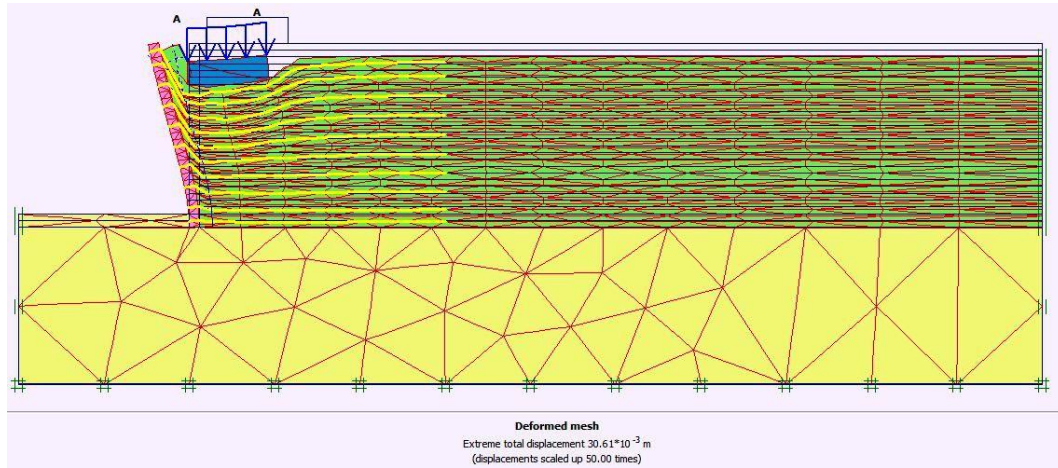


Figure IV-36 :Déformation du maillage après chargement (modèle B3).

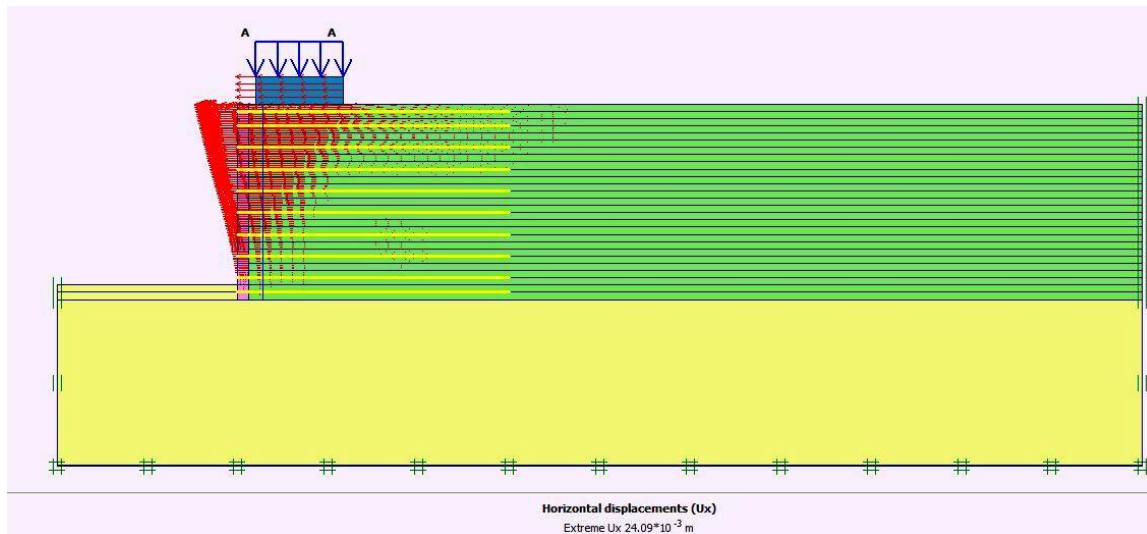


Figure IV-37: Déplacement horizontal après chargement (modèle B3).

La comparaison des résultantes des trois modèles B1, B2 et B3 avec le modèle de référence A1 montre l'augmentation de la longueur des renforts permet d'améliorer légèrement le comportement du mur notamment dans le cas d'augmentation de la longueur pour toute la hauteur du mur et le cas pour la partie supérieure du mur. La légère amélioration dans le comportement du mur pour notre cas peut être due aux bonnes caractéristiques du sol de remblai de notre modèle.

IV.6.2 Etude paramétriques d'un mur superposé en sol renforcé par géosynthétique

Afin d'étudier l'effet de la géométrie de l'ouvrage sur le comportement d'un massif de soutènement en sol renforcé par géosynthétique on propose d'analyser une série de modèles avec des murs superposés (en deux gradins) et les résultats trouvés sont comparés aux résultats trouvés dans le cas des murs simples.

Les modèles C1-2, D1-3 et E1-3 sont similaires au modèle de référence sauf que le mur dans ce cas est divisé en deux murs (deux gradins) le mur supérieur a une hauteur de 3m et le mur inférieur a une hauteur de 2m, les deux murs sont décalés entre eux par une distance de décalage D (figure IV 38).

IV.6.2.1 Effets de distance de décalage entre les deux murs superposés:

Pour comprendre l'effet de distance de décalage entre les deux murs superposés sur la réponse du mur en sol renforcé, les modèles C1, C2 ont été analysés avec une distance horizontale de 1 m et de 3 m et les résultats obtenus sont comparés aux résultats du modèle de mur simple (modèle A1 de référence). Il faut noter que le modèle C1 représente la même géométrie de l'ouvrage réel.

➤ **Présentation des résultats de Modèle C1 :**

Le modèle C1 possède les mêmes données de modèle de référence A1 sauf que le mur divisé en deux murs superposés et décalés entre eux par une distance de 1m. La figure IV 12 représente la géométrie de la modèle C1 cette géométrie est la même géométrie de l'ouvrage réel.

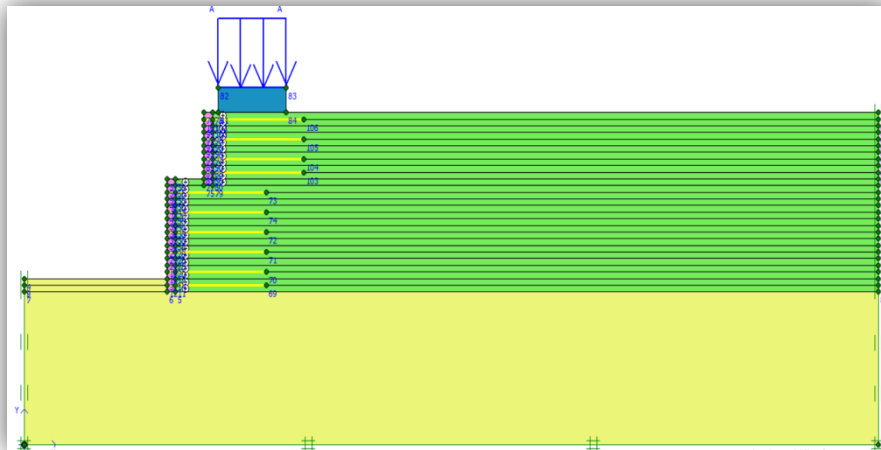


Figure IV-38: géométrie du modèle numérique C1

Le maillage déformé de modèle C1 due à la fin de construction (avant de l'application de chargement) et après chargement est présenté sur les figures IV.39 et IV.40 respectivement.

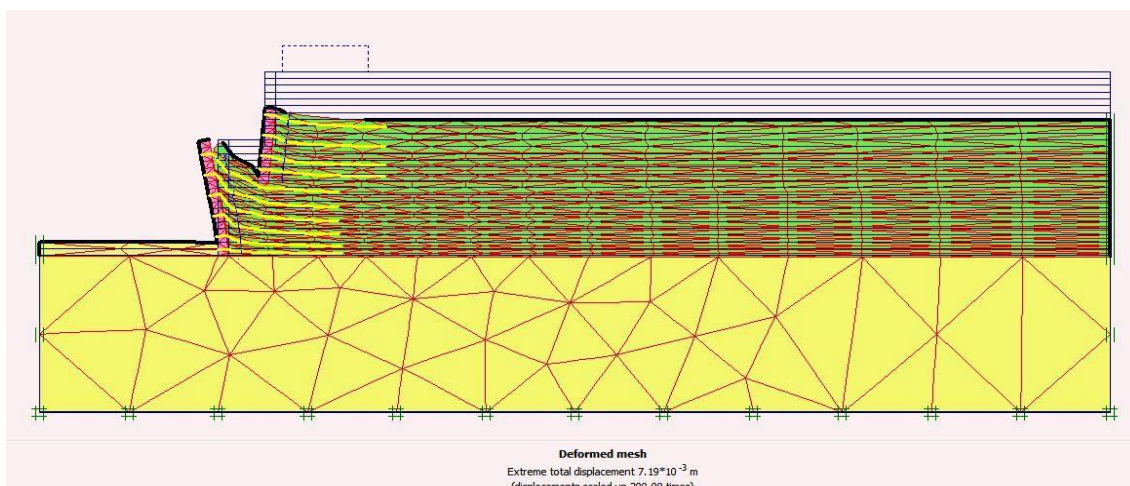


Figure IV-39: Déformation du maillage avant chargement (modèle C1)

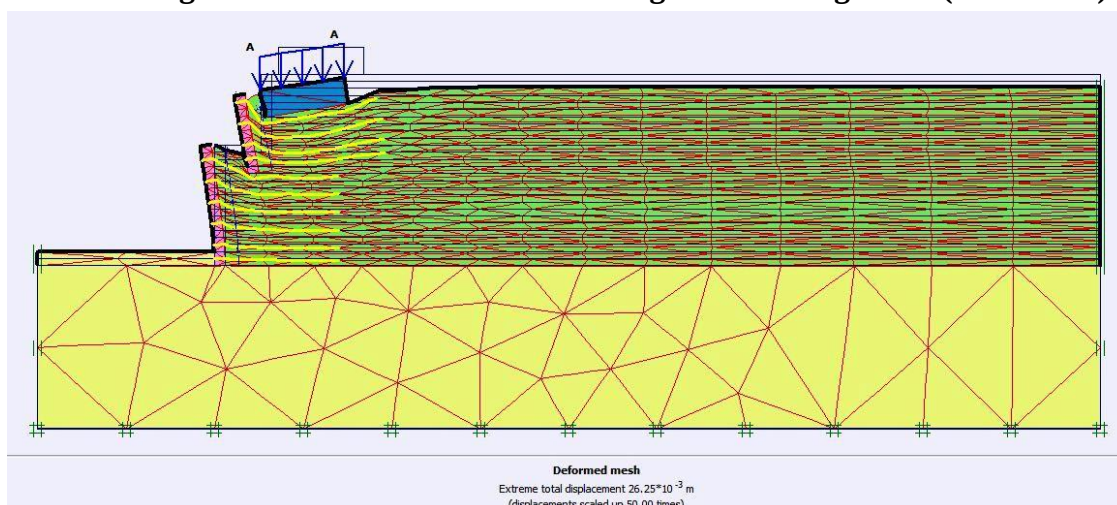


Figure IV-40: Déformation du maillage avant chargement (modèle C1)

Les Figure IV-41 et IV-42 représentent le déplacement horizontal du mur à la fin de construction avant de l'application de chargement et après chargement respectivement pour le cas de modèle C1.

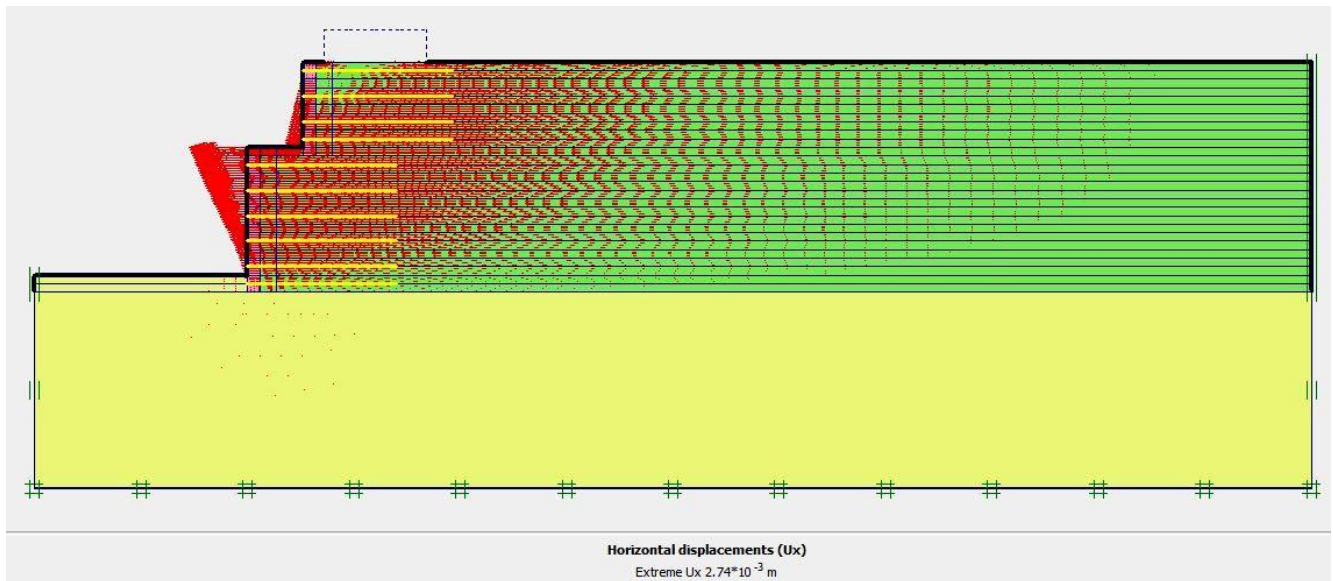


Figure IV-41: Déplacement horizontal avant chargement (modèle C1).

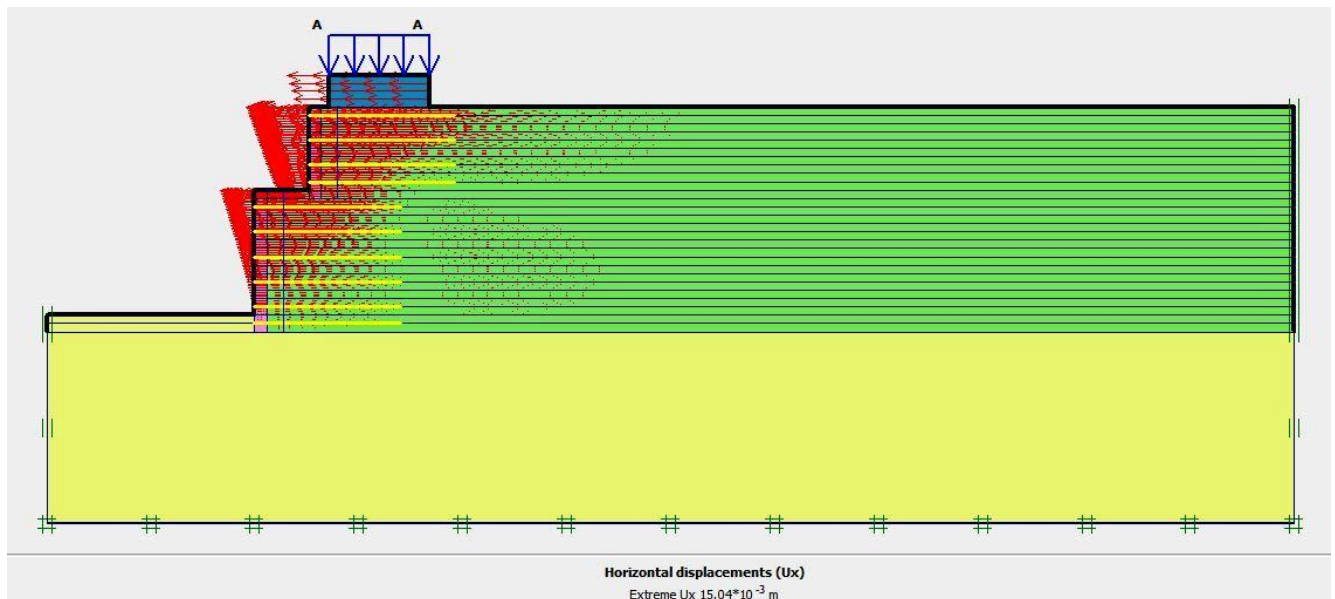


Figure IV-42: Déplacement horizontal après chargement (modèle C1).

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction et avant chargement pour ce cas sont le déplacement maximal 7,19 mm, le déplacement horizontal maximal du mur 2,74 mm et le déplacement vertical maximal du mur 7,18 mm.

Pour Les résultats obtenus après le chargement sont le déplacement maximal 26,25 mm, le déplacement horizontal maximal du mur 15.04 mm et le déplacement vertical maximal du mur 24,26 mm.

L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,65.

La comparaison entre le déplacement horizontal due à la fin de construction (avant de l'application de chargement) et après le chargement indique le chargement augmente considérablement le déplacement du mur supérieur par rapport le mur inférieur.

La figure IV-43 compare entre les déplacements horizontaux du mur simple et du mur superposé pour les deux cas avant et après chargement. Les obtenus montre que la géométrie des murs superposés démunie considérable le déplacement horizontal.

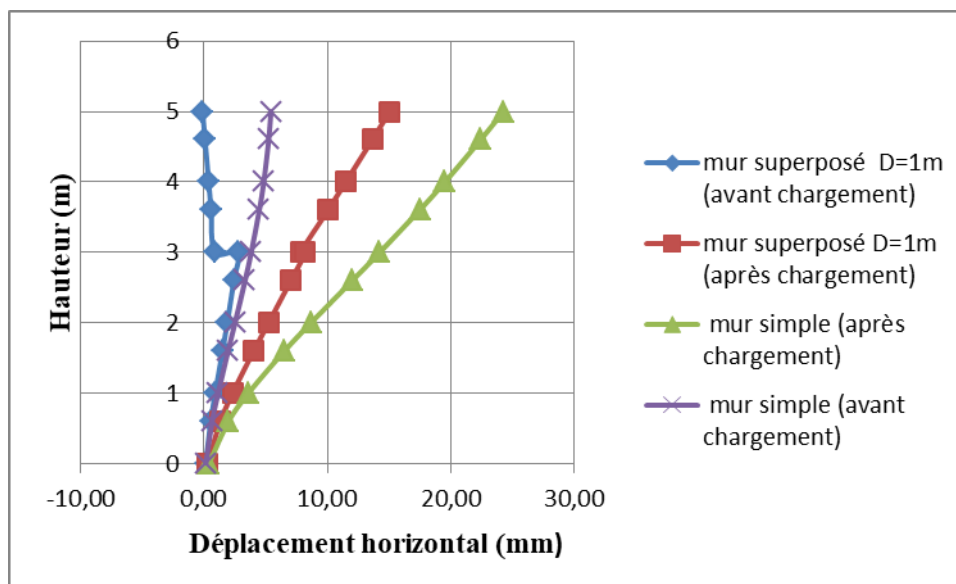


Figure IV-43: Déplacement horizontal avant et après chargement pour les deux modèles A1 et C1.

➤ Présentation des résultats de Modèle C2 :

Le modèle C2 possède les mêmes données de modèle de référence A1 sauf que le mur divisé en deux murs superposés et décalés entre eux par une distance de 3m. La figure IV 44 représente la géométrie de la modèle C2.

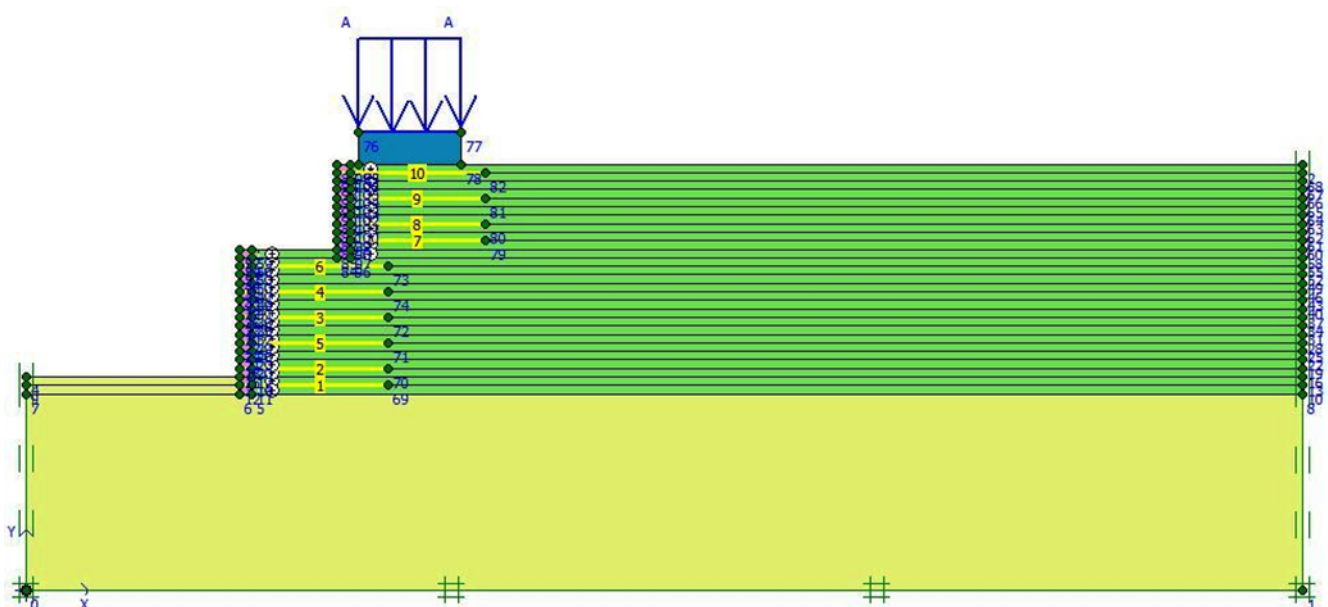


Figure IV-44: géométrie du modèle numérique C2

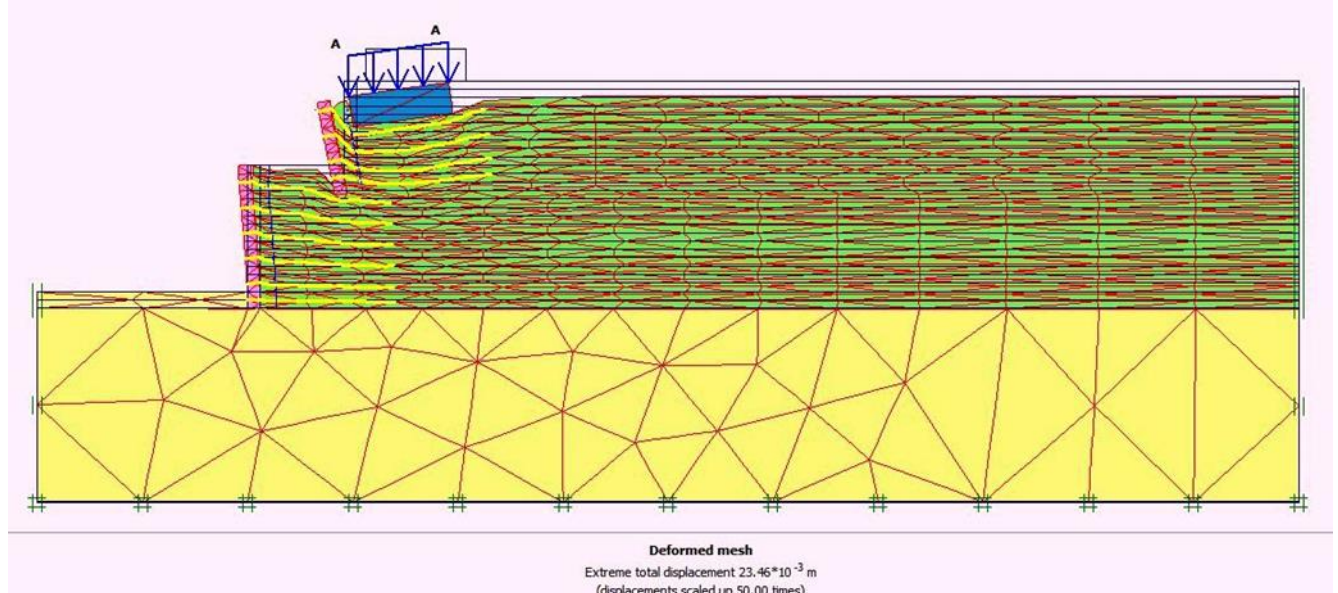


Figure IV-45: Déformation du maillage après chargement (modèle C2)

Le tableau IV.5 compare entre les valeurs de déplacement maximal calculées par Plaxis obtenu sous l'effet de poids propre de mur seul et sous l'effet de placement de chargement pour les deux cas mur simple (A1) et mur superposé (C1) et (C2).

Tableau IV-4: Déplacement maximal du mur en fonction de distance de décalage avant et après le chargement.

Modèle	Distance de décalage D(m)	Avant chargement		Après chargement	
		Ux max (mm)	Taux (%)	Ux max (mm)	Taux (%)
A1 (Référence)	0 (Mur simple)	5.42	-	24.24	-
C1	1	2.74	-49.45	15.04	-37.95
C2	3	1.91	-64.76	12.97	-46.49

Les résultats présentés indiquent que l'augmentation de distance de décalage entre les deux murs pour les deux cas avant et après chargement permet de diminuer le déplacement horizontal du mur.

La Figure IV.46 représente une comparaison entre les variations des déplacements horizontaux du parement en fonction de distance de décalage pour les deux cas avant et après chargement.

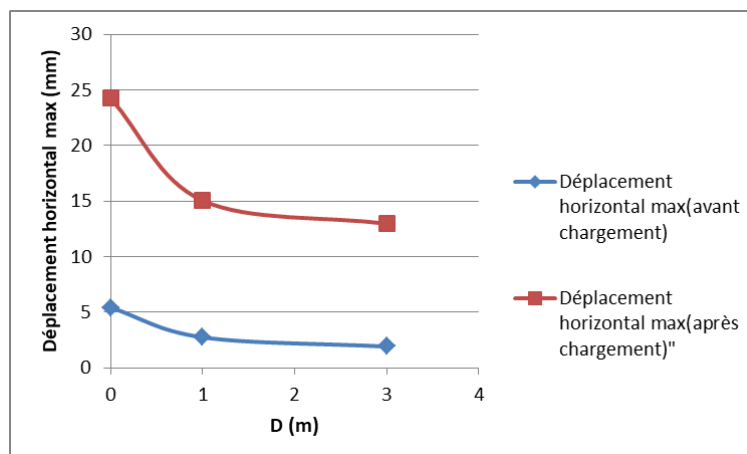


Figure IV-46: Variations des déplacements horizontaux du mur en fonction de distance de décalage avant et après le chargement.

Les résultats obtenus indiquent que l'augmentation de la distance de décalage diminue le déplacement horizontal notamment dans le cas d'un chargé en tête (cas après chargement), la diminution du déplacement sera négligeable pour une distance D supérieur de 1m pour notre étude.

IV.6.2.2 Effets de l'uniformité de l'espacement vertical des renforts:

Pour étudier l'influence de l'uniformité de l'espacement vertical des renforcements sur la réponse du massif de soutènement en sol renforcés avec une géométrie superposée (mur en gradins) sous le chargement de son poids propre et sous chargement statique on propose d'étudier en plus de modèle de référence C1, trois modèles. Ces modèles D1, D2 et D3 sont analysés avec une longueur des renforts de 3.5m et un espacement vertical entre les renforts différents:

- Modèle D1: un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour le mur inférieur et de 0.6m pour le mur supérieur.
- Modèle D2: un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour le mur supérieur et de 0.6m pour le mur inférieur.
- Modèle D3 : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour les deux murs.

➤ **La modèle D1** : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour le mur inférieur et de 0.6m pour le mur supérieur avec une longueur $L = 3.5\text{m}$.

Les principaux résultats de calcul du modèle D1 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

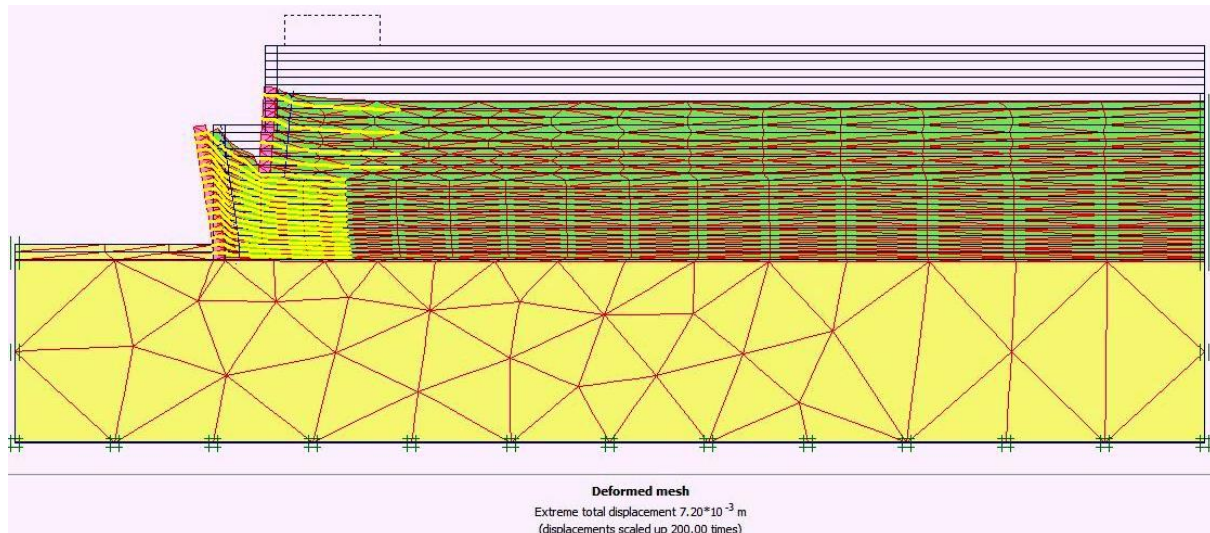


Figure IV-47: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D1).

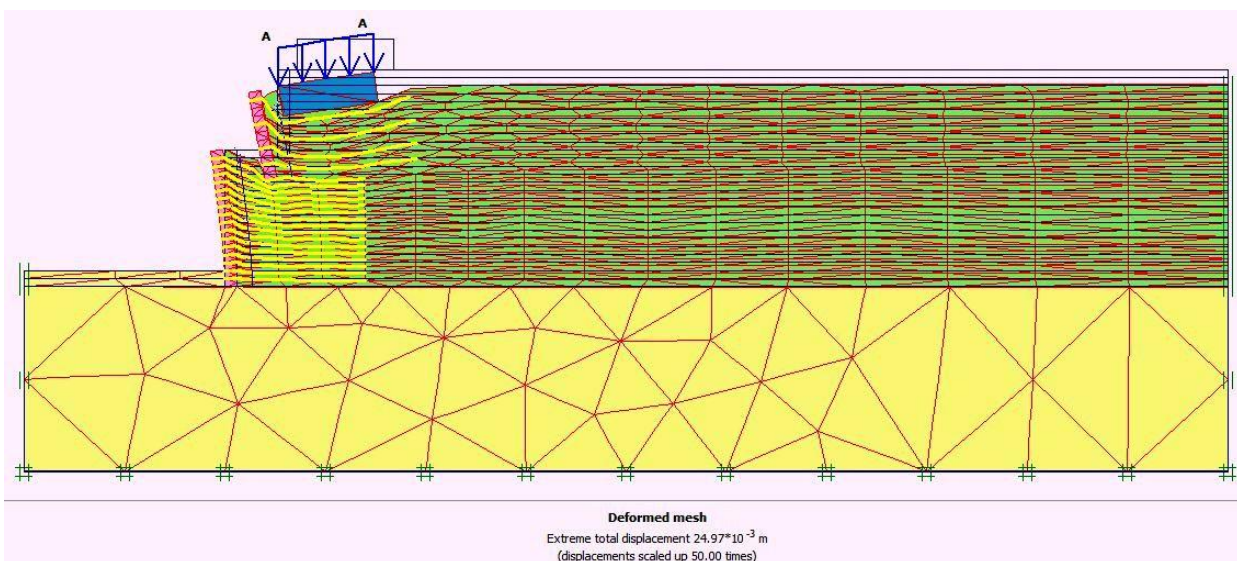


Figure IV-48: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement (modèle D1).

- **La modèle D2** : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour le mur supérieur et de $0,6\text{m}$ pour le mur inférieur avec une longueur $L = 3,5\text{m}$.

Les principaux résultats de calcul du modèle D2 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

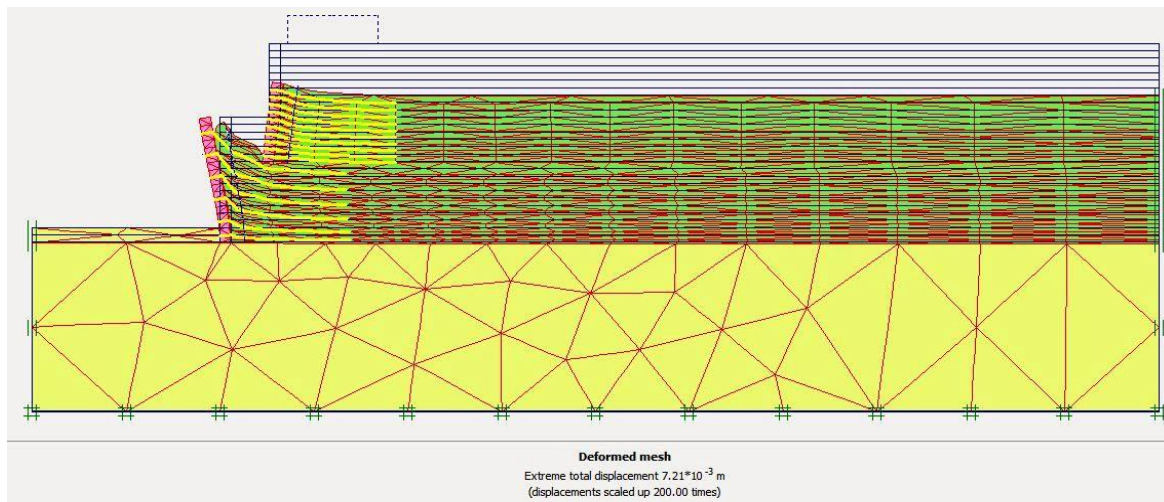


Figure IV-49: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D2).

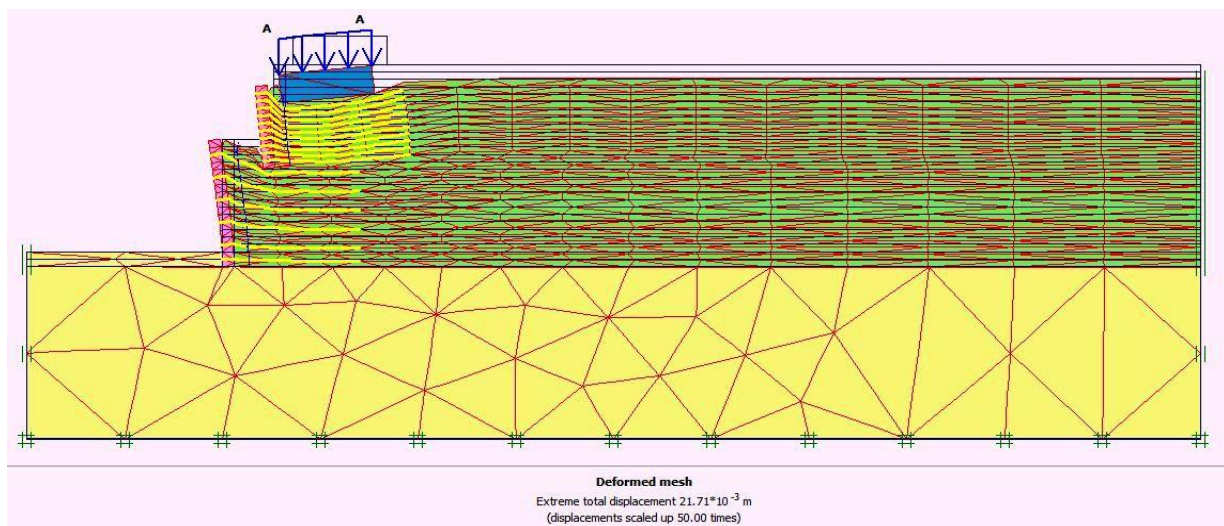


Figure IV-50: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement (modèle D2).

- **La modèle D3** : un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ pour les deux murs avec une longueur $L = 3,5\text{m}$.

Les principaux résultats de calcul du modèle D3 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

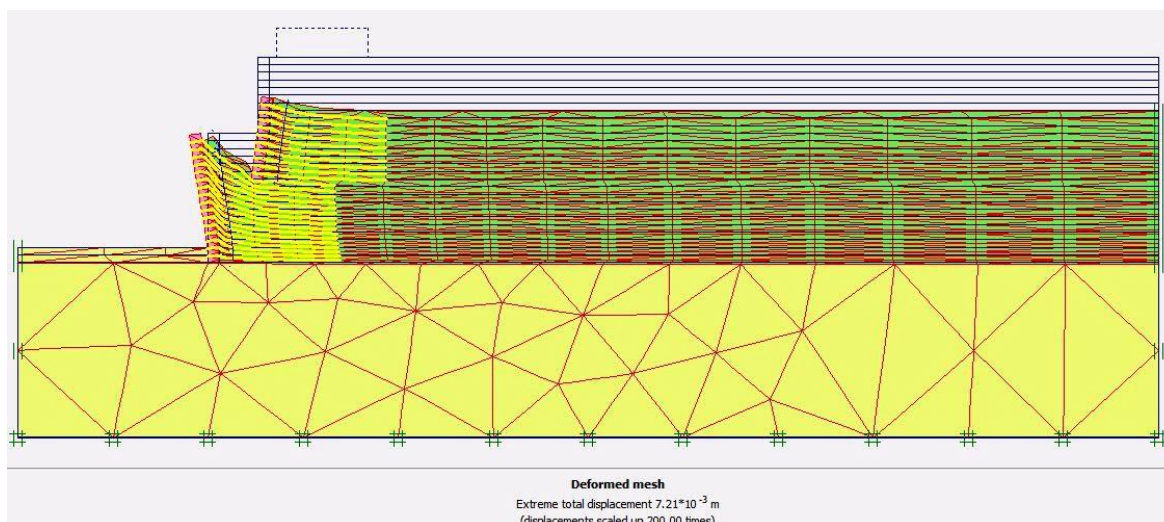


Figure IV-51: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle D3).

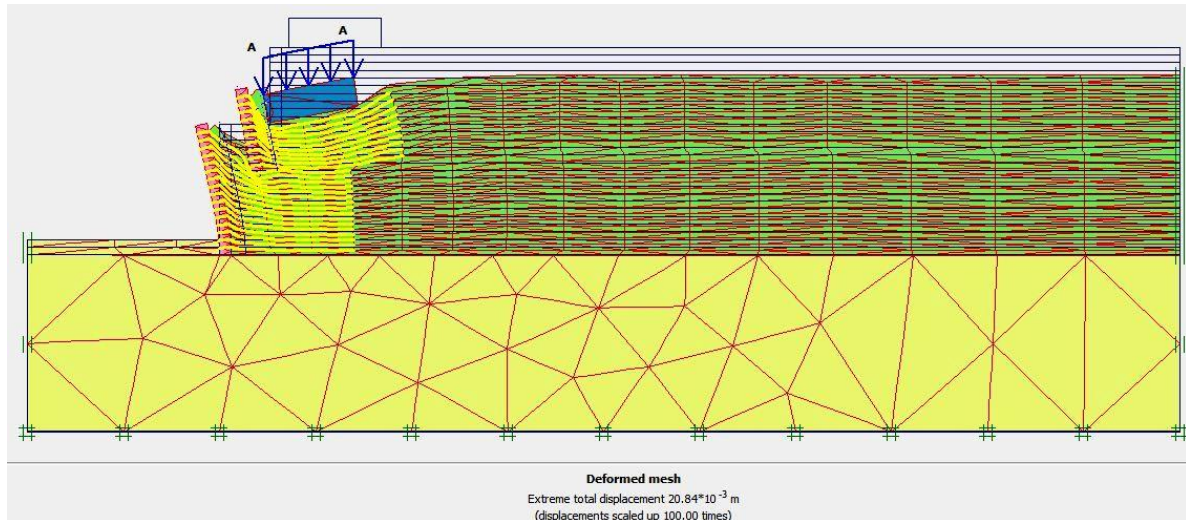


Figure IV-52: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement (modèle D3).

D'après les résultats présentés dans les figures ci-dessus la diminution de l'espacement vertical entre les nappes de renforcement notamment pour le mur supérieur ou pour les deux murs permet de diminuer le déplacement horizontal du mur.

A titre d'exemple une diminution de l'espacement vertical de 33 % (en passant de 0.6m à 0.2m) conduit à une diminution du déplacement horizontal due à l'application de chargement de 41 % (en passant de 15.04mm à 8.87mm)

IV.6.2.3 Effets de l'uniformité de la longueur des renforts:

Pour avoir l'effet de variation de la longueur des renforts sur le comportement d'un massif en sol renforcé sous forme d'un mur de soutènement superposé on va augmenter la longueur des renforts du modèle de C1 de façons différentes comme suit :

- Modèle E1: une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour le mur inférieur et de 3.5m pour le mur supérieur.
- Modèle E2: une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour le mur supérieur et de 0.6m pour le mur inférieur.
- Modèle E3 : une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour les deux murs.

➤ **La modèle E1** : une longueur $L = 7,5$ m ($L/H=1,5$) pour le mur inférieur et de 3.5m pour le mur supérieur avec un espacement $S_v = 0.6$ m

Les principaux résultats de calcul du modèle E1 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

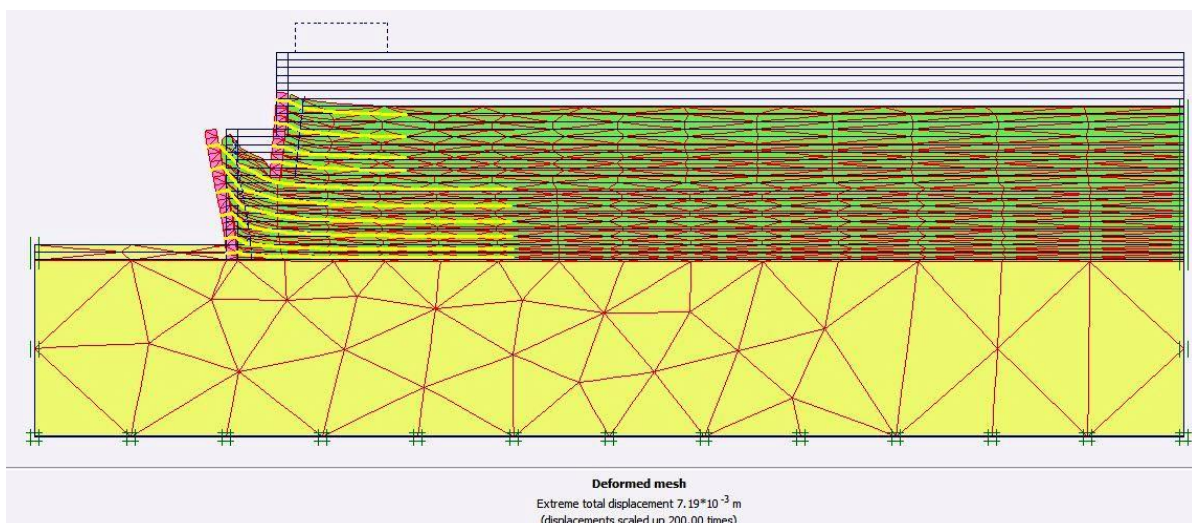


Figure IV-53: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle E1).

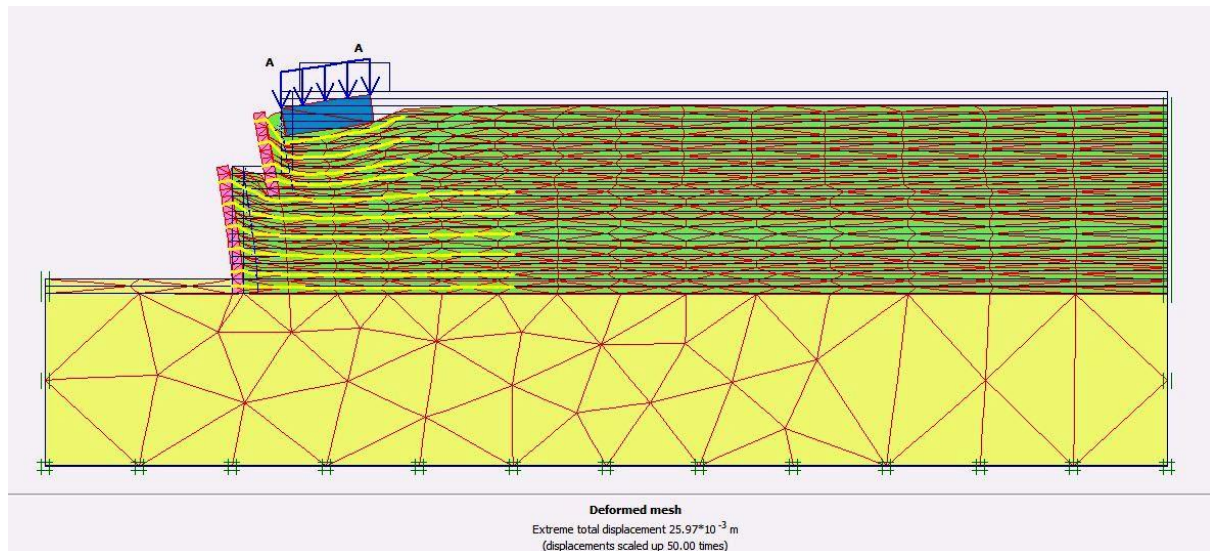


Figure IV-54: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement (modèle E1).

- La modèle E2 : une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour le mur supérieur et de 0.6m pour le mur inférieur avec un espacement $S_v = 0.6$ m

Les principaux résultats de calcul du modèle E2 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

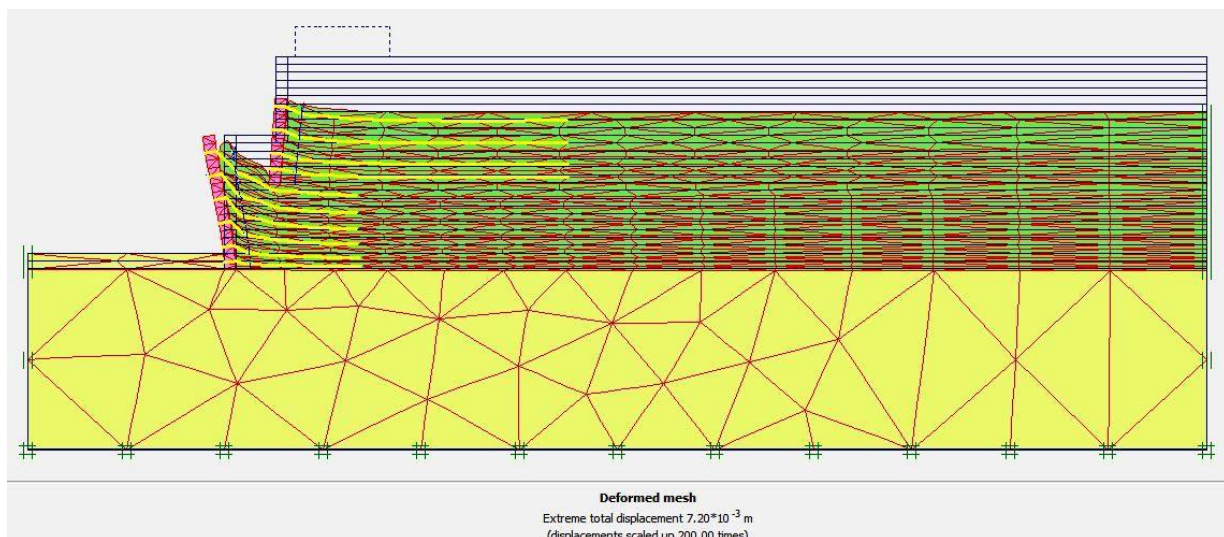


Figure IV-55: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement (modèle E2).

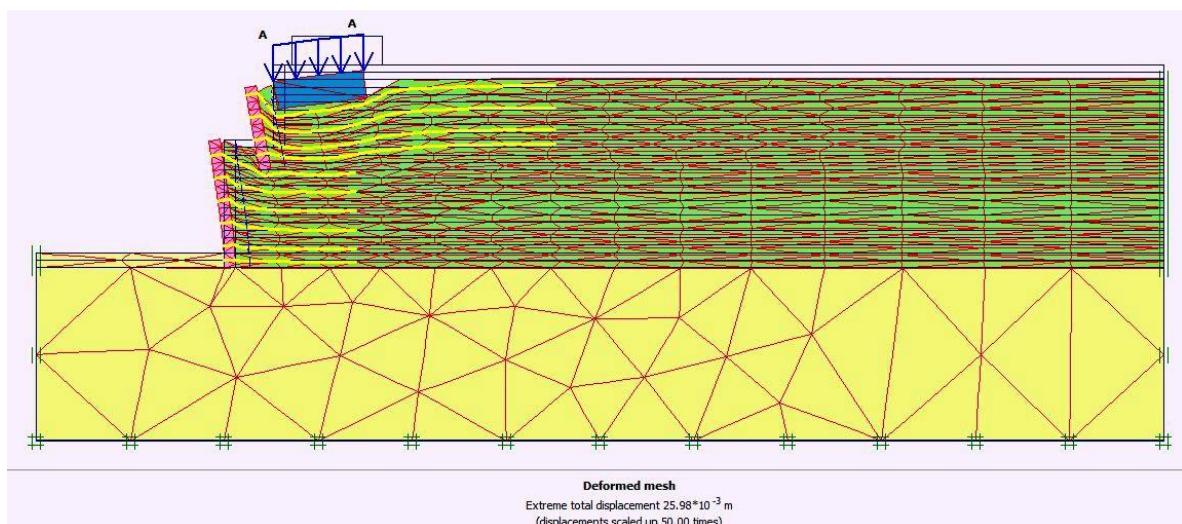


Figure IV-56: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement (modèle E2).

- **La modèle E3:** une longueur de 7.5m ($L/H=1.5$) pour les deux murs avec un espacement $S_v=0.6$ m

Les principaux résultats de calcul du modèle E3 lié à la fin de construction avant et après l'application de chargement ont présentée ci-dessous

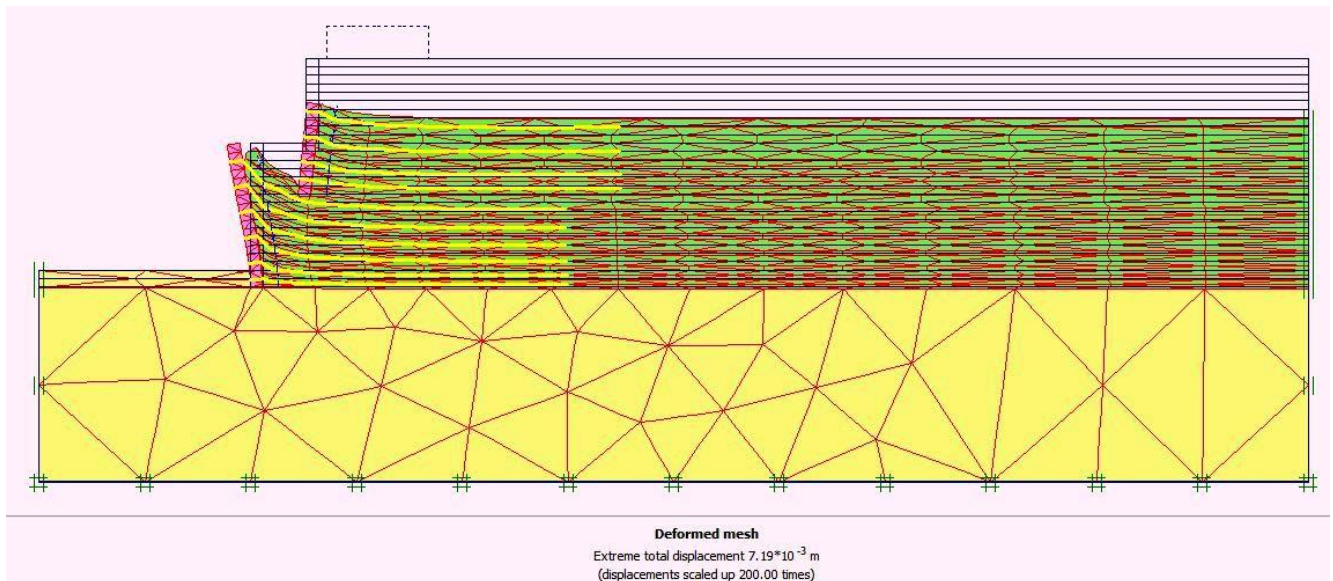


Figure IV-57: Déformation du maillage à la fin de construction avant le chargement(modèle E3).

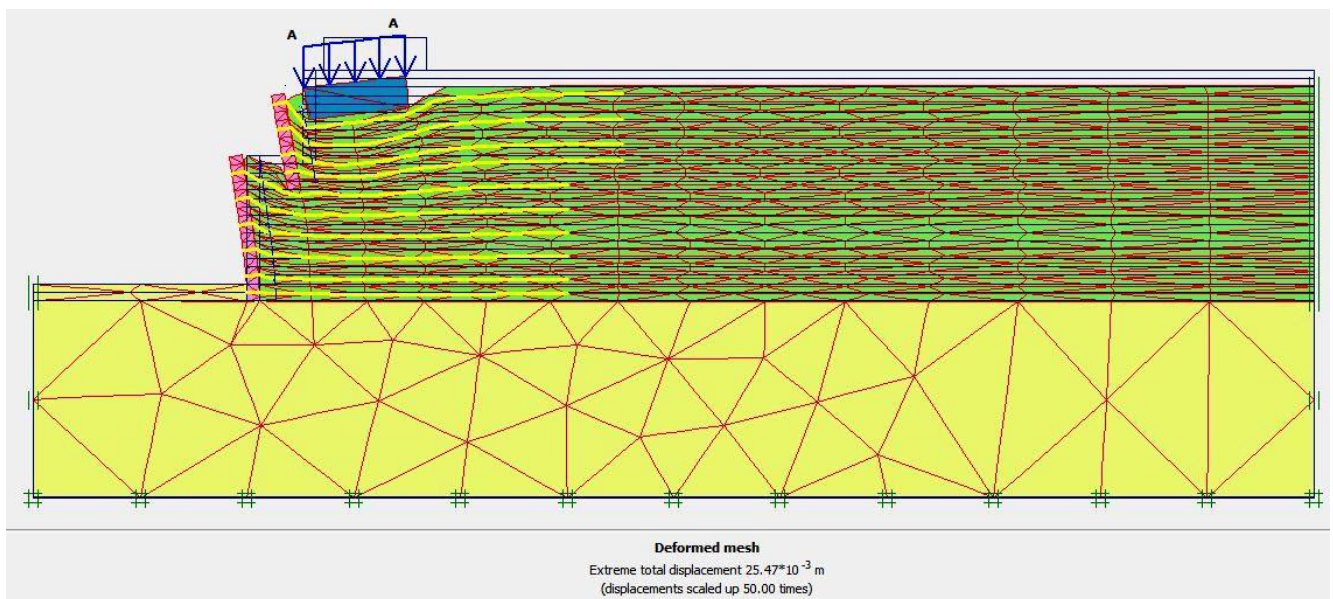


Figure IV-58: Déformation du maillage à la fin de construction après le chargement(modèle E3).

D'après les résultats présentés dans les figures ci-dessus l'augmentation de la longueur des renforts permet de diminuer légèrement le déplacement horizontal du mur. Pour l'effet de la longueur des renforts sur le coefficient de sécurité du mur est négligeable.

IV.7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait une étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des massif en sol renforcé par géosynthétique ainsi que l'importance de chaque paramètre.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- L'application d'une charge en tête d'un massif en sol renforcé par géosynthétique constitue un mur de soutènement augmente le déplacement horizontal et vertical notamment dans la partie supérieur du mur.
- La diminution de l'espacement vertical entre les renforcements permet d'amélioré le comportement du mur en sol renforcé notamment dans la zone supérieure du mur.
- l'augmentation de la longueur des renforts permet d'amélioré le comportement du mur notamment dans le cas d'augmentation de la longueur dans la zone supérieure du mur.
- L'effet de la longueur des renforts et de l'espacement vertical entre les renforcements sur le comportement d'un mur en sol renforcé est faible dans le cas d'un remblai possède des bonnes caractéristique mécaniques et la longueur et l'espacement vertical des renforts est choisi selon les normes de calcul.
- La géométrie superposée (en deux gradins) des murs en sol renforcé présente un avantage par rapport la géométrie simple (en seul grain) notamment en terme de déplacement horizontal.
- l'augmentation de la distance de décalage diminue le déplacement horizontal. Cette diminution du déplacement sera faible pour une distance D supérieur de 1m pour notre étude.

Les effets de la longueur des renforts et de l'espacement vertical entre les renforcements sur le comportement d'un mur en sol renforcé en géométrie simple et sur le comportement d'un mur superposé sont les même

CONCLUSIONS GENERALES

L'objectif du présent mémoire était de développer la compréhension du comportement des massifs en sol renforcé par des renforcements géosynthétiques constitue un mur de soutènement sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des chargements statiques.

L'étude bibliographique menée par la première partie a permis de mettre en évidence l'évolution considérable des procédés de renforcement des sols notamment le renforcement par géosynthétiques à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique.

Dans la deuxième partie du mémoire nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis en éléments finis 2D. Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis a été faite. Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension du comportement des massifs en sol renforcé par géosynthétiques constitue un mur de soutènement, à travers des études paramétriques portant sur plusieurs paramètres de l'ouvrage.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- L'application d'une charge en tête d'un massif en sol renforcé par géosynthétique constitue un mur de soutènement augmente le déplacement horizontal et vertical notamment dans la partie supérieur du mur.
- La diminution de l'espacement vertical entre les renforcements permet d'améliorer le comportement du mur en sol renforcé notamment dans la zone supérieure du mur.
- L'augmentation de la longueur des renforts permet d'améliorer le comportement du mur notamment dans le cas d'augmentation de la longueur dans la zone supérieure du mur.
- L'effet de la longueur des renforts et de l'espacement vertical entre les renforcements sur le comportement d'un mur en sol renforcé est faible dans le cas d'un remblai possède des bonnes caractéristique mécaniques et la longueur et l'espacement vertical des renforts est choisi selon les normes de calcul.
- La géométrie superposée (en deux gradins) des murs en sol renforcé présente un avantage par rapport la géométrie simple (en seul grain) notamment en terme de déplacement horizontal.
- L'augmentation de la distance de décalage diminue le déplacement horizontal. Cette diminution du déplacement sera faible pour une distance D supérieur de 1m pour notre étude.
- Les effets de la longueur des renforts et de l'espacement vertical entre les renforcements sur le comportement d'un mur en sol renforcé en géométrie simple et sur le comportement d'un mur superposé sont les même.

REFERENCES

- [1] NF EN ISO 10318, mai 2006. Géosynthétiques. Termes et définitions
- [2] Sanjay Kumar Shukla and Jian-Hua Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering. Taylor & Francis Ed, Group, London, UK.
- [3] Haidar, S., 1992. Ouvrages renforcés par géosynthétiques : modélisation par la méthode des éléments finis, calcul équilibre limite et validation. Thèse de doctorat, Université de Grenoble I, Grenoble.
- [4] Gourc, J.P., Lalarakotoson, S., Müller-Rochholtz, H., and Bronstein, Z., (1996). Friction measurements by direct shearing or tilting process—Development of a European standard. In: 1st European Conference on Geosynthetics - EUROGEO 1, Maastricht, The Netherlands, 1039–1046.
- [5] Gourc, J.P., (1982). Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols Thèse de doctorat Es-Sciences, Université de Grenoble I, Grenoble.
- [6] Gourc J.P., (1993). Keynote lecture: Geosynthetics in embankments, review of theory. Earth Reinforcement Practice. Balkema, 2, 773-800.
- [7] NF EN ISO 10319, (2008). Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- [8] NF EN ISO 13431, (2001). Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.
- [9] ISO TR 20432 (2007). Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement.
- [10] FHWA (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Publication No, FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA
- [11] ZEROUAL FARIDA, Université Hadj Lakhdar –Batna " ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUMIS A DES SOLlicitations DYNAMIQUES
- [12] François SCHLOSSER, “Mur de soutènement,” Techniques de l’Ingénieur. Paris, C244.
- [13] M. FARIK Ali, Université de Biskra, 2013." Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé
- [14] Institut Supérieur du BATiment et des Travaux Publics Année 2005-2006 " CONCEPTION ET CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMEE "
- [15] Guide de conception générale Décembre 1998 LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT
- [16] M. ATTALLAOUI Samir, Université de Biskra, 2017." Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé

[17]ZERGUINE Salah « ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRESENCE D'EAU SOUS SOLlicitation SISMIQUE » Magister, Génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 06/11/2013

[18] Auvray, R. (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow.

[19]Monsieur J. Brinkgreve, Manuel de référence Plaxis V8 (Delft University of Technology& PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003).

l'importance des terrassements

[20]Norme NF P 94-220-0. (1998). "Renforcement des sols Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : justification du dimensionnement". Éditions AFNOR.

[21] Yoo, C., Jung, H.S., 2004. Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. Geotextiles and Geomembranes 22(5), 359–376.