



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne Democratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Genie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : (MERAH Bouthaina, LEULMI Ouiem)

Sujet

ANALYSE NUMERIQUE D'UN REMBLAI D'ACCES DE PONT EN TERRE ARMEE

Présenté et soutenu publiquement, le 12 /06 /2022 , devant le jury composé de :

M. BOUFARH Rafik	MCA	Président
M. BOUCHOUCHA Abdallah	MAA	Rapporteur
M. FERNANE Ali	MAA	Examineur

Promotion : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de notre travail de thèse, nous voudrions d'abord exprimer notre gratitude à Dieu Tout Puissant.

*Nous tenons à exprimer ma sincère gratitude à mon directeur de thèse, **Bouchoucha Abdallah**, pour ses conseils avisés, sa confiance et sa totale disponibilité tout au long de mon travail. remercie également les membres du jury" **M. Fernan Ali et M. Boufarah Rafik** "Pour l'honneur que nous avons reçu de juger notre travail. Nous voudrions remercier Meme **Meriem et Amira** de nous avoir aidés.*

Nous n'oublions pas non plus à remercier tous nos professeurs pour leurs précieuses orientations, conseils et assistance, ainsi que nos collègues du Département de Génie Civil de l'Université de Tébessa.

M.Bouthaina & L.Ouiem

Dédicase

*Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage et la volonté
pour arriver à ce stade de fin d'étude.*

*Je dédie ce travail premièrement à ma chère mère **WARDA** pour ses sacrifices.
et Mon cher père **IBRAHIM** pour sa patience.*

** Mes Sœurs, Ma famille et Tous mes amis **

M. BOUTHAINA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

**Mon père Djamel de m'avoir donné la confiance et la force **

Ma chère mère Djemaa pour sa patience et ses sacrifices

Mes Sœurs Hamida et Manar et Layla

Mes frères Hichem et Yahya

Tous mes amis

L.OUIEM

RÉSUMÉ :

L'utilisation des murs de soutènement en sol renforcé par des géogrilles et notamment pour les remblais d'accès et les culées de ponts, tendent à se développer dans de nombreux pays grâce à leur performance, à leur esthétique et à leur économie. Cependant, le comportement des culées porteuses en sol renforcé par géogrilles est très complexe, il fait intervenir certains facteurs importants tels que le phasage de construction, les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction.

L'utilisation du logiciel Plaxis permet une meilleure représentation de la géométrie, du phasage de construction et de diverses charges extérieures.

Dans cette étude numérique on a met en évidence l'impact de modèle de comportement du sol, ainsi que l'influence de plusieurs paramètres sur les déformations des culées porteuses en sol renforcé par géogrilles.

Mots-Clés :

Terre armée, remblai d'accès, culée de pont, géogrilles, Plaxis 2D, modélisation numérique.

Abstract:

The use of retaining walls in soil reinforced by geogrids, and in particular for access embankments and bridge abutments, is tending to develop in many countries thanks to their performance, their aesthetics and their economy. However, the behavior of load-bearing abutments in soil reinforced by geogrids is very complex; it involves certain important factors such as the phasing of construction, the geometric data of the work, the properties of the soils, of the reinforcing materials and their interaction. .

The use of the Plaxis software allows a better representation of the geometry, the construction phasing and the various external loads.

In this numerical study, we gonna highlighted the impact of the soil behavior model, as well as the influence of several parameters on the deformations of the load-bearing abutments in soil reinforced by geogrids.

Keywords:

Reinforced earth, access embankment, bridge abutment, geogrids, Plaxis 2D, numerical modeling.

ملخص:

استخدام الجدران الأرضية الاستنادية التي يعززها الجيوجرید ، ولا سيما في حواجز الوصول ودعامات الجسور ، ادى إلى التطور في العديد من البلدان بفضل أدائها وجماليتها واقتصادها. ومع ذلك ، فإن سلوك الدعامات الحاملة في التربة المقواة بالجيوجرید معقد للغاية ، حيث ينطوي على بعض العوامل المهمة مثل مراحل البناء ، والبيانات الهندسية للهيكل ، وخصائص التربة ، ومواد التسليح وتفاعلها.

يسمح استخدام برنامج بلاكسيس بتمثيل أفضل للهندسة ومراحل البناء والأحمال الخارجية المختلفة.

في هذه الدراسة العددية ، تم تسليط الضوء على تأثير نماذج سلوك التربة ، وكذلك تأثير العديد من الاعدادات على تشوهات الدعامات الحاملة في التربة المقواة بالجيوجرید.

الكلمات المفتاحية :

الأرض المعززة ، جسر الوصول ، دعامة الجسر ، جيوجرید ، بلاكسيس 2d ، النمذجة الرقمية.

Table des matières

Dédicace

Remerciement

Résumé

Liste des notations et abréviations.....	I
Liste des figures	II
Liste des tableaux.....	VII

Introduction générale

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 1 : Généralités sur les remblais

1. Introduction.....	3
2. Définition de remblai	3
3. Les types de remblai et leur comportement	4
4. Modélisation théorique de la construction d'un remblai.....	4
4.1. La Géométrie du remblai.....	4
4.2. Méthodes de dimensionnement des remblais.....	5
4.3. Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai.....	7
5. Choix des matériaux de remblai à partir de la classification du GTR	9
5.1. Informations nécessaires pour l'établissement de la classification GTR	9
5.1.1. Les matériaux meubles.....	9
5.1.2. Les matériaux rocheux.....	10
5.1.3. Les matériaux de sols organiques et sous-produits industriels	10
5.2. Les étapes d'application du guide GTR pour l'utilisation des matériaux en remblai.....	10
5.2.1. Classification des matériaux selon le GTR.....	10
5.2.2. Précision des conditions d'utilisation de chaque classe de matériau.....	13
6. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	15
6.1. Problèmes de stabilité.....	15
6.2. Problèmes de tassment.	15

7. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais	16
7.1. Notion de facteur de sécurité	16
7.2. Études de la stabilité des pentes.....	16
7.2.1. Méthodes Analytiques.....	17
7.2.2. Méthodes Numériques.....	19
8. Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis	20
9. Le compactage des remblais.....	21
9.1. Le matériel de compactage	21
9.2. Les objectifs de compactage.....	21
9.3. Le contrôle du compactage.....	22
10. Choix d'une méthode d'amélioration des remblais	
11. Les types de renforcement	24
11.1. Technique Pneusol	24
11.2. Renforcement par grillage ou par treillis métalliques.....	26
11.3. Renforcement par terre armée	26
11.4. Les culées de pont en terre armée.....	29
12. Conclusion	30

Chapitre 2 : Généralités sur la terre armée

Partie 1 : Aperçu général sur la terre armée

1. Historique et développement.....	31
2. Définition..	32
3. Les éléments de la terre armée	32
3.1. Le renforcement.....	33
3.1.1. Les armatures métalliques.....	34
3.1.2. Les Géo-synthétique.....	34

3.2. Remblais.....	35
3.2.1. Remblai général.....	35
3.2.2. Remblai dit technique.....	35
3.3. Le parement.....	38
3.4. Autre éléments secondaire.....	40
3.4.1. Plots d'appuis.....	40
3.4.2. Semelle de réglage.....	40
3.4.3. Connexion parements/armatures.....	41
4. Mise en œuvre de la terre armée	41
4.1 Montage d'un niveau d'éléments de parement	42
4.2 Remblayer avec une couche de terre et éventuellement compacter	43
4.3. Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage ...	44
5. Domaine d'application de la terre armée.....	44
5.1. Les ouvrages routiers.....	45
5.2. Les Ouvrages ferroviaires.....	45
5.3. Les Ouvrages hydraulique.....	46
5.4. Les Ouvrages industriels et protection.....	46
6. Les avantages de terre armée	47
6.1. Avantages de conception.....	47
6.2. Avantages de résistance.....	48
6.3 Avantages économiques.....	48
7. Les inconvénients	48
Partie II : justification et fonctionnement des ouvrages en terre armée	
1. Introduction	49
2. Fonctionnement et justification de la terre armée.....	49
2.1. Principe de fonctionnement	50

2.2. Analyse.....	52
2.2.1. Analyse externe.....	52
2.2.2. Analyse interne.....	52
3. Frottement sol – armature.....	56
4. Facteur influant sur le frottement sol-armature	57
4.1 Influence de la densité du remblai	57
4.2 Influence de l'état de surface des armatures	58
4.3 Influence du poids des terres.....	59
5. Pré-dimensionnement.....	59
6. Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée	60
6.1 Ruptures dues à la Stabilité interne	60
6.2 Ruptures dues à la Stabilité externe.....	61
7. Quelques réalisations des ouvrages en sol renforcé en Algérie	61
8. Conclusion.....	62

Chapitre 3 : Présentation d’outil de simulation numérique

1. Introduction.....	63
2. Aperçu de la méthode des éléments finis	63
2.1. Bref historique.....	63
2.2. Concepts de base.....	64
2.3. Calculs par la MEF.....	64
3. Présentation du logiciel.....	65
3.1. Les points forts de PLAXIS.....	65
3.2. Les sous-programmes de PLAXIS.....	66
4. La démarche de modélisation avec PLAXIS	69
5. Modèles de comportement de PLAXIS.....	72
5.1. Modèle élastique linéaire	
5.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	72

5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model).....	75
5.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	75
5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model).....	75
5.6. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model).....	76
5.7. Modèle défini par l'utilisateur.....	76
6. Types de calcul dans PLAXIS	76
6.1. Calcul en plastique.....	76
6.2. Analyse de consolidation.....	76
6.3. Analyse de la réduction ϕ/C	76
8. Conclusion.....	77

Chapitre 4 : modélisation numérique

1. Introduction	78
2. Présentation de l'ouvrage.....	78
2.1. Géométrie de l'ouvrage	78
3. Présentation de la procédure de simulation	80
3.1. Modèle numérique.....	80
3.2. Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux	81
3.2.1. Le sol	81
3.2.2. Le parement	82
3.2.3. La semelle et la dalle de transition de pont	83
3.2.4. Les géogrilles.....	84
4. Validation de l'étude	84
4.1. Saisie des données.....	84
4.2. Les conditions aux limites.....	86
4.3. Phasage de calcul.....	86
4.4. Génération du maillage.....	87
4.5. Les conditions initiales.....	88

4.6. Présentation des résultats de la modélisation numérique.....	90
5. Étude paramétrique.....	100
6. Conclusion.....	112

Conclusion générale

Conclusion générale.....	113
--------------------------	-----

Références bibliographique

Annexes

Annexe 1 : Modèle de sol avec écroissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)...

Liste des notations et abréviations

Notations

C	La cohésion des sols.
E	Module d'Young.
EA	Rigidité axiale.
EI	Rigidité flexionnelle.
E₅₀^{ref}	Module d'Young triaxial
E_{oed}^{ref}	Module d'Young oedométrique.
E_{ur}^{ref}	Module d'Young en déchargement-rechargement.
FS	Coefficient de sécurité.
m	Exposant du niveau de contrainte.
R_f	Rapport d'approchement de la rupture.
T_{max}	L'effort de traction maximum.
U_x	Déplacement horizontale.
U_{tot}	Déplacement totale
V_{ur}	coefficient de Poisson en déchargement-rechargement.
W	Poid de parement.
γ	Masse volumique sec.
γ_{sat}	Masse volumique saturé.
φ	Angle de frottement de sol.
ν	Coefficient de Poisson.
ψ	Angle de dilatance.
σ_v	Contrainte verticale
σ_h	Contrainte horizontal.

Abréviations

GTR : guide de terrassement routier.

NF P94-270 : Normes française de calcul des ouvrages géotechniques.

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées.

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Exemples de Remblai	3
Figure 1.2 : Caractéristiques géométrique d'un remblai	5
Figure 1.3 : la construction par couches du remblai	6
Figure 1.4 : Remblai isolé.	7
Figure 1.5 : Répartition des contraintes à la base du remblai.	8
Figure 1.6 : Augmentation progressive du poids volumique.	8
Figure 1.7 : Phasage de la construction par couches.	
Figure 1.8 : Résumé des trois niveaux pour la classification des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000)	11
Figure 1.9 : Classification des matériaux selon leur nature (Setra and LCPC 2000).	12
Figure 1.10 : Schématisation du déroulement de la précision des conditions d'utilisation des matériaux	13
Figure 1.11 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	16
Figure 1.12 : Surface de rupture potentielle	17
Figure 1.13 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.	18
Figure 1.14: Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie.	23
Figure 1.15 : Plage d'utilisation optimale des procédés du traitement	23
Figure 1.16: Technique Pneusol	24
Figure 1.17 : Renforcement par grillage ou treillis métalliques	25
Figure 1.18: Les types de géotextiles : (a) géotextiles tissés (b) géotextiles non tissés.	26
Figure 1.19 : Renforcement par géocomposite.	26
Figure 1.20 : Combinaison des géogrilles en terre armée.	27
Figure 1.21 : Exécution du mur en terre armée combine avec des géogrilles.	28
Figure 1.22: Composants d'une terre armée.	28

Chapitre 2

Figure 2.1 : Mur en terre armée	32
Figure 2.2 : Éléments d'un mur en terre armée	33
Figure 2.3 : les armatures de renforcement métalliques :(a.b) armatures à haute adhérence,(c)treillis soudés	34
Figure 2.4 : Utilisation du géotextile dans le renforcement	34
Figure 2.5 : Utilisation du géogrille dans le renforcement	35
Figure 2.6 : Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée	36
Figure 2.7 : Parement à éléments métallique	38
Figure 2.8 : le parement de mur en terre armée	39
Figure 2.9 : Ecaille cruciforme de la façade de mur	39
Figure 2.10 : Ecaille en béton	40
Figure 2.11 : Connexion Parement/Armature	41
Figure 2.12 : Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée	42
Figure 2.13 : Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement.	43
Figure 2.14 : Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol	43
Figure 2.15 : Photo de la pose d'un lit d'armatures	44
Figure 2.16 : Ouvrages ferroviaires	45
Figure 2.17 : Ouvrages hydraulique	46
Figure 2.18 : Ouvrages industriels et protection	47
Figure 2.19 : Stabilité interne	50
Figure 2.20 : Stabilité externe	51
Figure 2.21 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en terre armée.	52
Figure 2.22 : Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en terre armée.	54

Figure 2.23 : Variation de α i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton	55
Figure 2.24 : repartition des contraintes sur un lit d'armatures	58
Figure 2.25 : influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent	58
Figure 2.26 : influence du poids des terres sur le coefficient de frottement apparent	59
Figure 2.27 : Rampes d'accès à un échangeur à Constantine	61
Figure 2.28 : Rampes d'accès à un OA à Mellala Bejaia	61

Chapitre 3

Figure 3.1 : Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D	66
Figure 3.2 : Le programme d'entrée de données	66
Figure 3.3 : Le programme de calcul (Calculations)	67
Figure 3.4 : Le programme de résultats (Output)	68
Figure 3.5 : Le programme courbe (Curves)	68
Figure 3.6 : Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.	72
Figure 3.7 : Définition du module à 50% de la rupture.	73

Chapitre 4

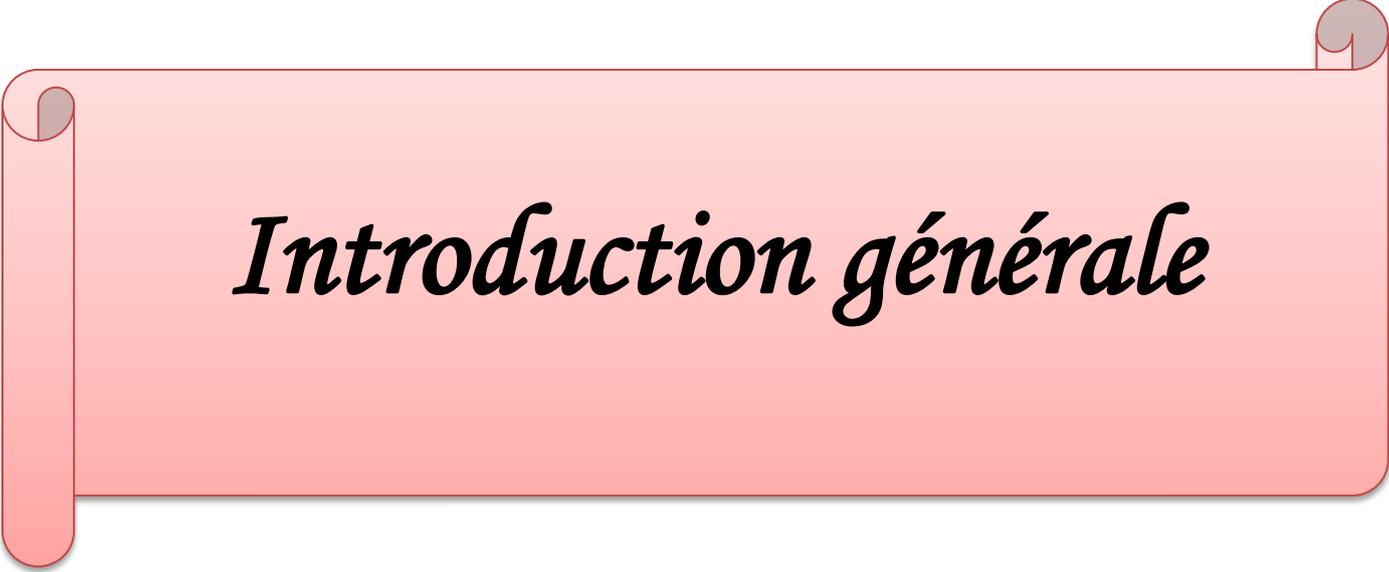
Figure.4.1. Vue de l'ouvrage achevé de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al. 2000)	79
Figure.4.2. Vue générale de l'ouvrage en service de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al.2002)	79
Figure.4.3 Vue en plan de pont de Founders/Meadows	80
Figure 4.4 : géométrie du modèle numérique	81
Figure 4.5 : Menu « General settings »	85
Figure 4.6 : fenêtre pour les dimensions géométriques.	85
Figure 4.7 : Les phases de calcul.	87
Figure 4.8 : Maillage du modèle.	88
Figure 4.9 : Pression interstitielle-phase initiale.	89

Figure 4.10 : Contrainte effective - phase initiale.	89
Figure 4.11 : Déformation du maillage (mode de rupture)	90
Figure 4.12 : Zones de ruptures maximales.	91
Figure 4.13 : Contrainte totale	91
Figure 4.14 : Contraintes totales en fonction des phases de construction.	92
Figure 4.15 : Déplacement total maximal à la fin de la phase de construction	93
Figure 4.16 : Déplacement total à la fin de la phase de construction	93
Figure 4.17 : Déplacement vertical maximal	94
Figure 4.18 : Déplacement vertical	94
Figure 4.19 : Déplacement horizontal maximal	95
Figure 4.20 : Déplacement horizontal	95
Figure 4.21 : déplacement horizontal en fonction des phases de construction	96
Figure 4.22 : variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur	97
Figure 4.23 : Déplacements horizontaux du parement calculés en fonction des phases de construction	99
Figure 4.24 : Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.	98
Figure 4.25 : Variation des efforts de tractions le long des différents lits des Renforcements	99
Figure 4.26 : Fenêtre « calcul information »	99
Figure 4.27 : Surface de rupture après Phi/C réduction	100
Figure 4.28 : Influence de l'angle de frottement du sol sur le comportement du mur	102
Figure 4.29 : Influence de la cohésion sur F_s et U_x	103
Figure 4.30 : Influence du coefficient de poisson	104
Figure 4.31 : Influence du module de Young	105
Figure 4.32 : Effet de l'interface	106
Figure 4.33 : influence de la rigidité axiale des géogrilles sur F_s et U_x	107

Figure 4.34 : influence de changement le modèle de comportement du sol (HSM)	109
Figure 4.35 :influence de déplacement horizontal entr model MC et HSM en fonction des phases	110
Figure 4.36 : influence de déplacement horizontal entr model MC et HSM en fonction de hauteur	111

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur	6
Tableau 1.2 : Conditions d'utilisation des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000)	14
Tableau 2.1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H	60
Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du sol	82
Tableau 4.2 : Caractéristiques du parement du mur	83
Tableau 4.3 : Caractéristiques de la semelle et du mur en béton armé de la culée	84
Tableau 4.4 : Caractéristiques des géogrilles	84
Tableau 4.5 : contraintes totales en fonction des phases	92
Tableau 4.6 : déplacement horizontal maximal en fonction des phases de construction	96
Tableau 4.7 : variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur	96
Tableau 4.8 : Résultats du calcul numérique de T_{max}	98
Tableau 4.9 : Les caractéristiques choisies pour l'étude paramétrique	101
Tableaux 4.10 : Influence de l'angle de frottement ϕ ($^\circ$) du remblai	101
Tableau 4.11 : Influence de la cohésion du sol de remblai	102
Tableaux 4.12 : L'influence du coefficient de Poisson	103
Tableaux 4.13 : résultat de l'influence du module de Young	104
Tableaux 4.14 : résultat de l'influence de l'interface	105
Tableaux 4.15 : résultat de l'effet de rigidité axiale des géogrilles	106
Tableau 4.16 : Caractéristiques du sol pour Hardening Soil Model	108
Tableaux 4.17 : résultat de l'effet du modèle de comportement du sol	108
Tableau 4.18 : déplacements horizontaux maximum en fonction des phases (MC et HSM)	109
Tableau 4.19 : déplacements horizontaux maximum en fonction de la hauteur (MC et HSM)	111



Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le domaine de la géotechnique, le renforcement des sols est une technique récente et particulière de l'amélioration des sols. Dans la plupart des applications pratiques, les sols sont renforcés en incorporant des inclusions continues de renforcement comme les bandes et les barres. Les ouvrages réalisés avec la technique sol renforcé sont essentiellement de deux types : mur de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts. Les renforcements généralement utilisés dans ces deux types de structures sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces éléments de renforcement métalliques sont remplacés par des bandes géosynthétiques non corrosives qui ont une plus grande extensibilité. Ce type de renforcement devient actuellement plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures en acier. Ces renforts géosynthétiques permettent de supporter les charges de tractions importantes, à des déformations limitées pendant des durées de vie étendues.

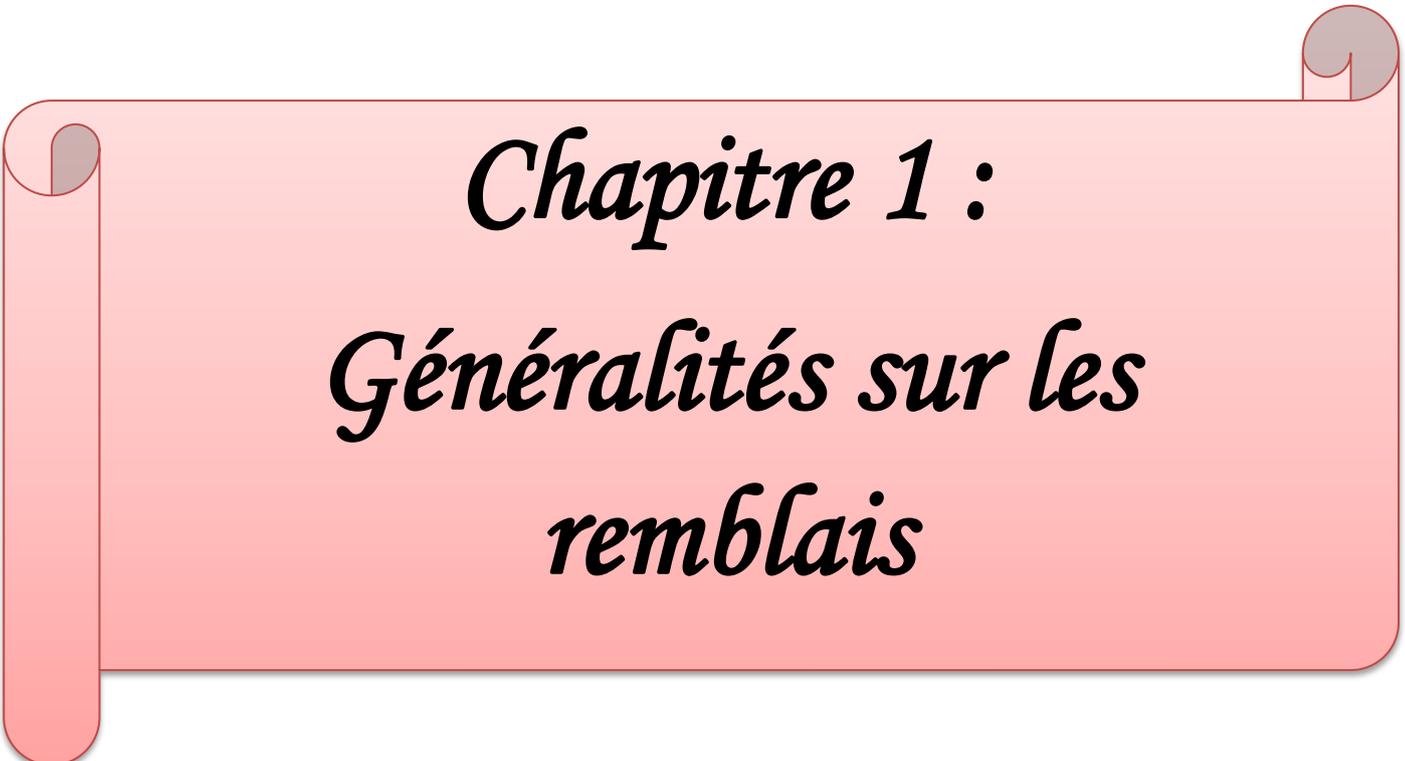
Le comportement des culées porteuses en sol renforcé par géosynthétique est très complexe, il fait intervenir certains facteurs importants tels que le phasage de construction, les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. La complexité de ce phénomène limitant l'utilisation des calculs analytiques.

L'analyse numérique du comportement en service des remblais d'accès et culées porteuses renforcés par des bandes géosynthétiques a permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles. Dans cette étude, la modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 2D version 8.2 cas statique.

Pour atteindre le but visé, le travail sera divisé en quatre chapitres y compris une introduction générale et une conclusion générale.

1. Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les remblais et leurs comportements, la géométrie des remblais et les méthodes de dimensionnement, les problèmes rencontrés par la construction des remblais ainsi les matériaux utilisés et les méthodes d'analyse de leurs stabilités.
2. Le deuxième chapitre est une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé et est divisé en deux parties. La première partie de ce chapitre est consacrée aux principaux composants d'un remblai renforcé : le matériau de remblai et leurs caractéristiques techniques, les systèmes de parement et les renforcements métalliques et synthétiques. Dans la deuxième partie on expose les méthodes de dimensionnement et justification des ouvrages en terre armée.

3. Le troisième chapitre comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.
4. Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation numérique. Il porte sur la modélisation de la culée porteuse, section 200, du pont de Founders/Meadows à Colorado (États-Unis). Ce chapitre présente la modélisation numérique de la culée porteuse du pont de Founders/Meadows à l'aide de deux modèles de comportement (modèle de Mohr-Coulomb et modèle HSM (Hardening Soil Model)). Après la présentation des résultats du cas de référence, une étude paramétrique est effectuée en fonction des paramètres qui gouvernent le comportement de ce type d'ouvrage tels que l'angle de frottement, la cohésion, le module d'élasticité, le coefficient de Poisson du remblai ainsi l'interface sol-structure et la rigidité axiale des géogrilles.



Chapitre 1 :
Généralités sur les
remblais

1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, l'utilisation des ouvrages de soutènement est très intéressante, car ils sont des constructions qui soutiennent et retiennent la terre afin d'empêcher la rupture et parmi les remblais.

La construction de remblais pose au moins trois problèmes géotechniques ; le premier concerne la stabilité et la préparation de l'assise, le second concerne le choix et la mise en œuvre du matériau utilisé, le troisième concerne la stabilité propre de l'ouvrage et en particulier de la plate-forme qui est son organe fonctionnel.

Dans ce chapitre on pose une vue générale pour la construction d'un remblai à l'aide d'éléments de terre armée.

2. Définition de remblai :

Un remblai (Figure 1.2) est une structure en terre créée en plaçant des matériaux pour élever ou niveler un terrain naturel. Il doit pouvoir résister aux sollicitations ultérieures (trafic routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures, etc.) sans déformations néfastes (tassement, glissement, etc.).

La qualité du remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de sa mise en œuvre. Les matériaux provenant des déblais sur place ou des bancs d'emprunt (y compris l'abaissement du niveau du sol en enlevant la boue) doivent être placés à la bonne teneur en humidité (pour assurer une capacité portante adéquate) et compactés (pour assurer sa stabilité). [5]



Figure 1.2: Exemples de Remblai [22]

3. Les types de remblai et leur comportement :

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons :

- **La craie** : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- **Les roches argileuses** : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.
- **Les roches siliceuses** : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.
- **Les roches salines** : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai.
- **Les terres de remblai** : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.
- **Les matériaux de démolition** : les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc... [4]

4. Modélisation théorique de la construction d'un remblai :

On doit tout d'abord présenté la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement affinent mené à bien l'étude théorique.

4.1. La Géométrie du remblai :

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant (figure 1.2) modélise le profil transversal d'un remblai.

h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.

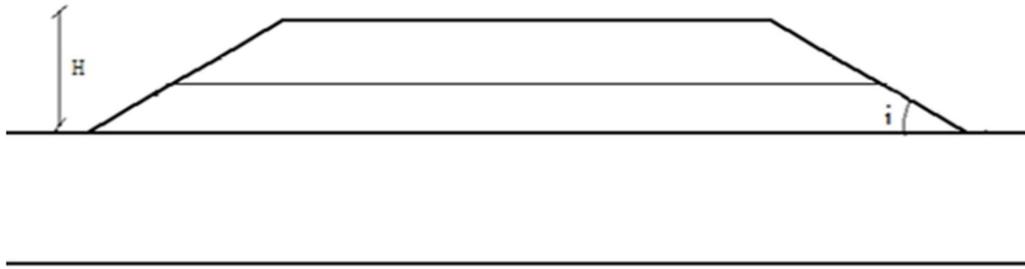


Figure 1.2 : Caractéristiques géométrique d'un remblai. [23]

4.2. Méthodes de dimensionnement des remblais :

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

● Pente de remblai :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définir :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale

$$\text{Pente: } \text{Tg } (i) = h / b$$

- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé φ .

- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau 1.1 ci-après :

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur. [23]

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5$ m	$5 \leq h \leq 10$ m	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

(*) Les pentes de talus considérées dans le présent document sont exprimées par la tangente de l'angle formé par le plan du talus avec le plan horizontal.

• l'épaisseur des couches de remblai :

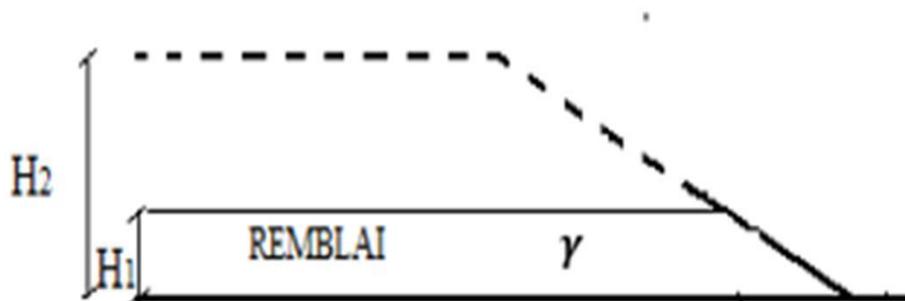
On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de $f=1,5$) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée C_u qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta C_u = \gamma H_1 \cdot \text{Tg} \phi C_u$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} (c^{(0)} + \Delta c_u)$$

Où $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

**Figure 1.3** : la construction par couches du remblai. [23]

H1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

• **Hauteur totale du remblai à construire :**

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m,
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m,
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$R_t = H_r * 100 / (100 - T)$$

Où

R_t : hauteur totale du remblai à construire.

H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge ;

T : pourcentage de tassement prévu.

4.3. Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai:

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :

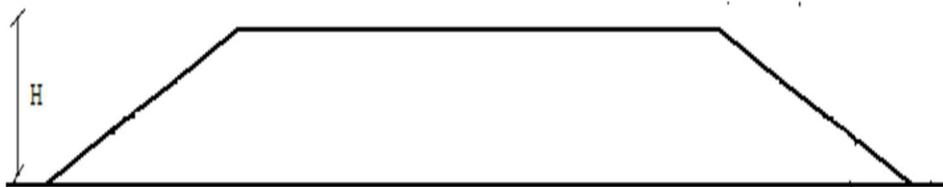


Figure 1.4 : Remblai isolé. [23]

- **Une pression trapézoïdale, uniforme sur une grande longueur :**

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les Déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.4). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H , il est normal de supposer que, dans la région central, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma.H$;

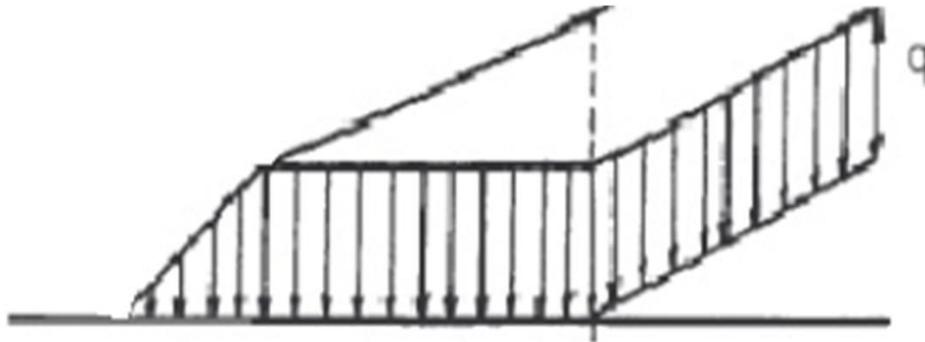


Figure 1.5 : Répartition des contraintes à la base du remblai. [23]

- **Une augmentation progressive du poids volumique dans le remblai :**

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Toutes les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation dont alors exploitables ;

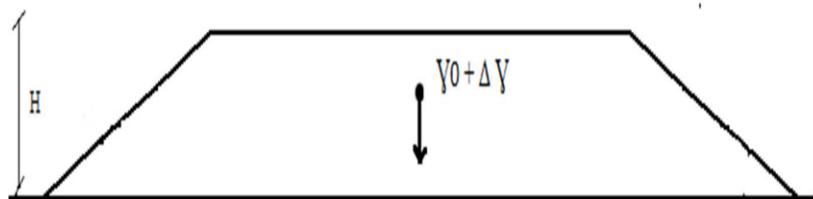


Figure 1.6 : Augmentation progressive du poids volumique. [23]

- **Un phasage de la construction par couches du remblai :**

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la Construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis

S'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées. [23]

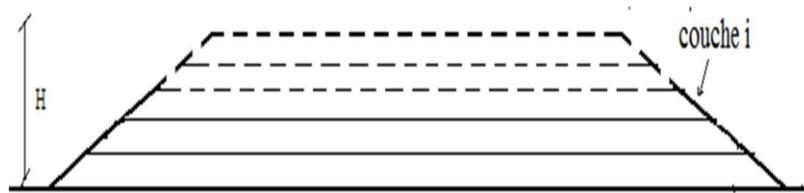


Figure 1.7 : Phasage de la construction par couches. [23]

5. Choix des matériaux de remblai à partir de la classification du GTR :

Les conditions de mise en oeuvre des matériaux en remblai se font par l'application du guide des terrassements routiers GTR. Ce document intitulé « réalisation des remblais et des couches de forme » est organisé en deux fascicules. Le principe du document est de prévoir le comportement des sols dans les terrassements en fonction de leur nature, de leur état hydrique, des conditions météorologiques. Ainsi, cette classification définit les modalités d'extraction nécessaire à la maîtrise de la teneur en eau des matériaux, les limites d'utilisation des matériaux (hauteur maximale de remblai), l'épaisseur des couches de remblai et l'énergie de compactage à mettre en oeuvre.

5.1. Informations nécessaires pour l'établissement de la classification GTR :

Le guide GTR distingue trois grandes familles de matériaux à utiliser dans les remblais : - les matériaux meubles ; les roches ; les sols organiques et sous-produits industriels.

5.1.1. Les matériaux meubles:

Pour classer un sol, le GTR utilise trois types de paramètres :

- Les paramètres de nature

Représentés par la granularité et l'argilosité (Valeur au bleu de méthylène « VBS » et indice de plasticité d'Atterberg « IP ») ;

- Les paramètres d'état représenté par l'état hydrique d'un sol (teneur en eau naturelle du matériau « W_n », teneur en eau optimale Proctor « W_{opt} », indice de consistance Atterberg I_c , indice de portance immédiat « IPI ») ;

- et enfin les paramètres de comportement mécanique représentés par le coefficient « Los Angeles » (LA), le coefficient « Micro-Deval en présence d'eau » (MDE), et le coefficient de « friabilité des sables » (FS).

5.1.2. Les matériaux rocheux :

Pour classer les matériaux rocheux, le GTR utilise également trois types de paramètres :

- les paramètres de nature représentés par l'étude pétrographique et minéralogique, et la masse volumique sèche ρ_d ;
- les paramètres d'état représentés par la teneur en eau naturelle et la teneur en éléments solubles ;
- et enfin les paramètres mécaniques représentés par le coefficient « Los Angeles » (LA), le coefficient « Micro-Deval en présence d'eau » (MDE), le coefficient de « fragmentabilité » (FR), le coefficient de dégradabilité (DG).

5.1.3. Les matériaux de sols organiques et sous-produits industriels :

Les matériaux organiques sont identifiés en fonction de leur teneur, et les produits industriels sont identifiés en fonction du type de déchet.

5.2. Les étapes d'application du guide GTR pour l'utilisation des matériaux en remblai:

Pour identifier le potentiel d'utilisation d'un sol en remblai, la classification GTR passe Principalement par deux étapes :

1* **la première étape** permet de distinguer le type de sol (c'est-à-dire classer le sol selon le GTR) ;

2* **la deuxième étape** consiste à préciser les dispositions (c'est-à-dire les conditions) pour l'utilisation de ce sol en remblai (s'il est utilisable).

5.2.1. Classification des matériaux selon le GTR, 1ère étape :

Cette classification passe par trois niveaux (figure 1.8):

- Le premier niveau permet d'identifier les six principales classes de matériaux. Ce niveau de classification **se base sur les propriétés géotechniques de nature.**
- Le deuxième niveau permet de préciser les sous-classes pour chaque grande classe. Ce niveau de classification se base **sur les propriétés géotechniques de nature.**

- Le troisième niveau de classification permet de préciser l'état hydrique et/ou le type de comportement mécanique de chaque sous-classe de matériau. [15]

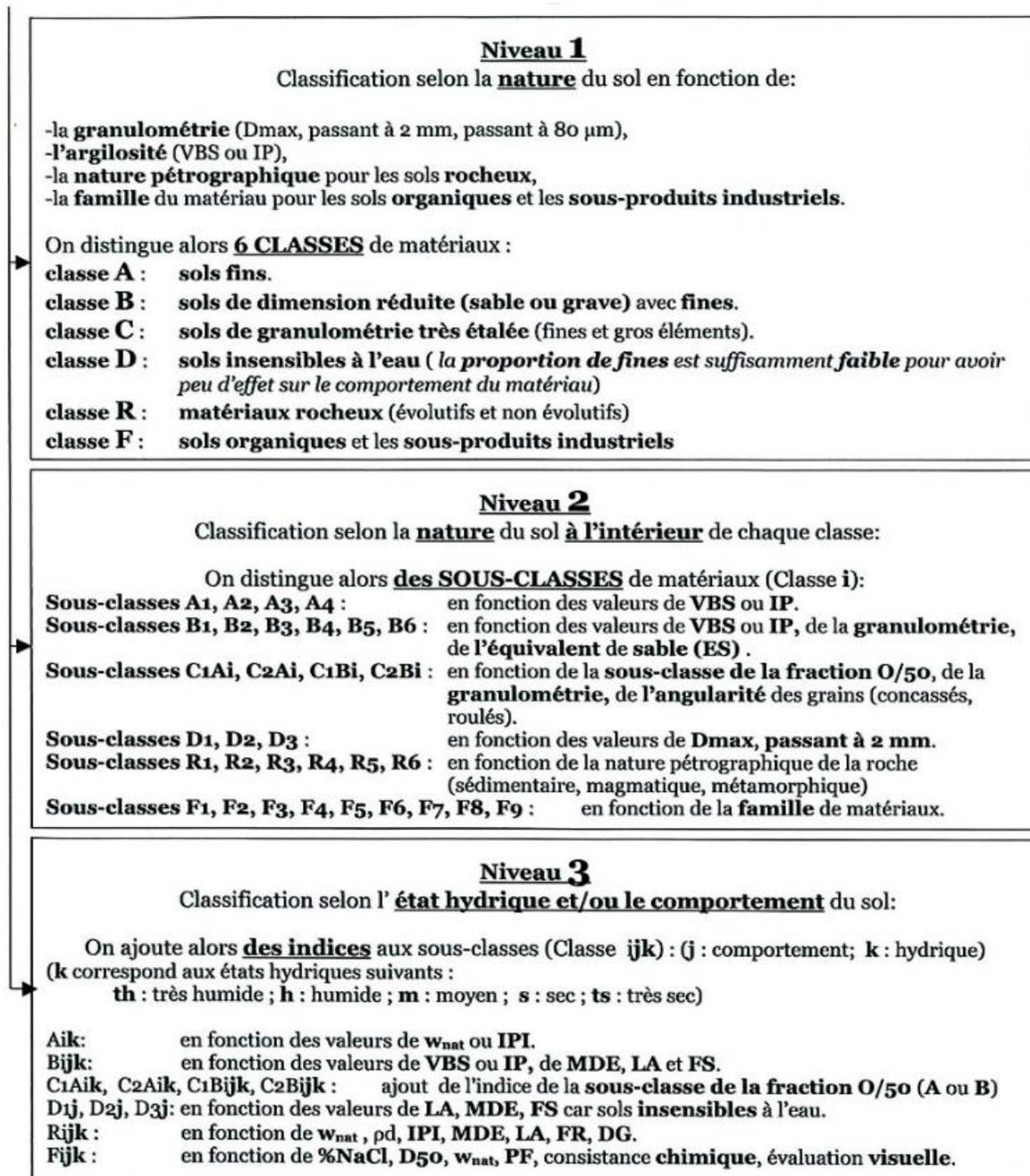


Figure 1.8 : Résumé des trois niveaux pour la classification des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000). [15]

La figure 1.9 montre le résultat de la classification GTR à la fin du deuxième niveau de classification. C'est-à-dire que c'est la classification qui se base sur les propriétés géotechniques de nature. (Le troisième niveau concerne l'état hydrique et/ou les propriétés mécaniques).

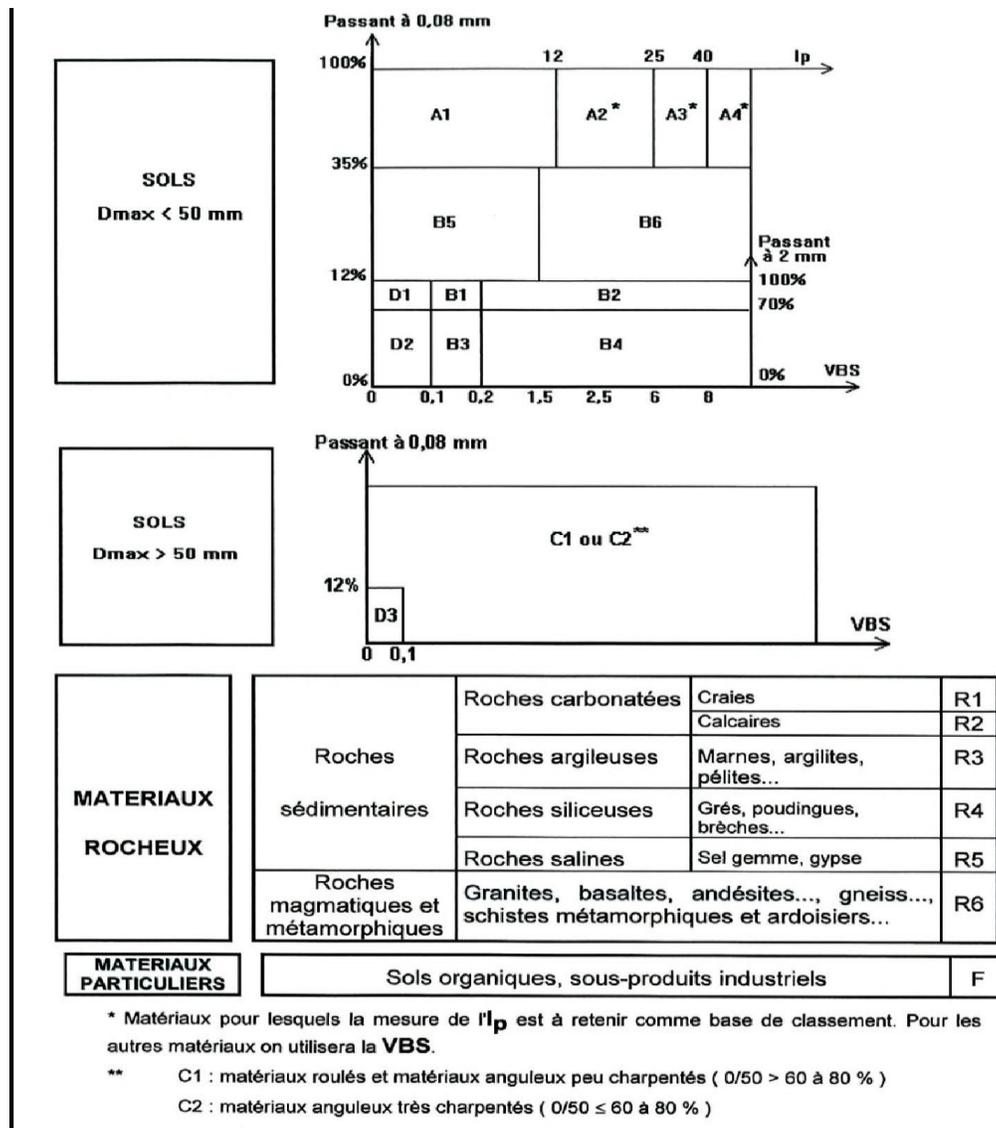


Figure 1.9 : Classification des matériaux selon leur nature (Setra and LCPC 2000). [15]

La figure 1.9 représente un extrait des tableaux qui identifient l'ensemble des classes de matériaux prévues par la classification du guide GTR. Elle comporte les trois niveaux de classification principale.

5.2.2. Précision des conditions d'utilisation de chaque classe de matériau, 2ème étape :

La précision des conditions d'utilisation d'un matériau en remblai nécessite de (figure 1.10) :

- définir la classification GTR du matériau au troisième niveau (comme décrit dans la première étape) ;
- et ensuite d'identifier les conditions météorologiques dans lesquelles la mise en oeuvre

Du remblai sera effectuée. Ainsi pour chaque type de matériaux, les conditions de mise en oeuvre en remblai varient en fonction des conditions météorologiques.

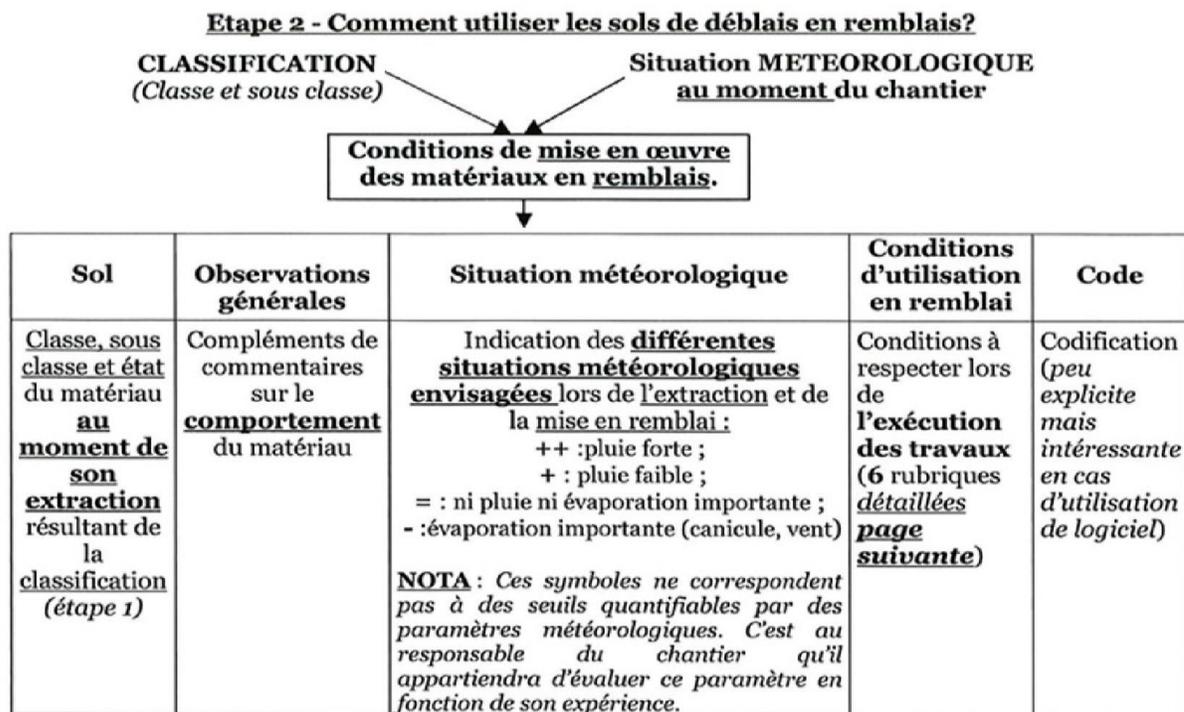


Figure 1.10 : Schématisation du déroulement de la précision des conditions d'utilisation des matériaux. [15]

Les conditions d'utilisations des matériaux qui seront précisées dans cette étape concernent les différents aspects de la mise en oeuvre du remblai (tableau 1.2) ; ces aspects sont classés en 05 rubriques (E ; G ; W ; T ; R ; C ; H). Pour chaque rubrique, plusieurs actions peuvent être appliquées qui correspondent aux conditions d'utilisation (en fonction des conditions météorologiques). Chaque condition possède un code particulier (de 0 à 4).

Tableau 1.2: Conditions d'utilisation des matériaux selon le GTR (Setra and LCPC 2000). [8]

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Elimination des éléments > 800mm
	2	Elimination des éléments > 250 mm pour traitement
	3	Fragmentation complémentaire après extraction
W Action sur la teneur en eau	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
T Traitement	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Traitement avec un réactif ou un additif adaptés
	2	Traitement à la chaux seule
R Régalage	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
C Compactage	1	Compactage intense
	2	Compactage moyen
	3	Compactage faible
H Hauteur des remblais	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Remblai de hauteur faible ($\leq 5m$)
	2	Remblai de hauteur moyenne ($\leq 10m$)

❖ **Conditions d'utilisation des matériaux en remblais selon SETRA :**

Pour chaque classe ou sous-classe de matériaux définie dans la classification du guide technique du SETRA, (réalisation des remblais et des couches de formes fascicule II), ils sont indiqués les conditions de mise en oeuvre à respecter en fonction de la situation météorologique constatée au moment où le matériau est mis en remblai et des conditions d'utilisation. [15]

6. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles :

La construction de remblais sur un sol compressible présente souvent des défis. Il fallait d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur, qui pourrait mettre en péril le reste du bâtiment et causer des dommages importants aux structures adjacentes. Ensuite, il y a le problème de la sédimentation, qui a un effet plus lent mais tout aussi néfaste. Lorsque ces tassements sont importants et non pris en compte dès le début de la construction, ils peuvent :

- conduire à la déformation du remblai, inadapté à l'usage initial ;
- Provoque des poussées parasites sur les ouvrages enterrés proches (pieux, palplanches...) jusqu'à leur rupture.

6.1. Problèmes de stabilité

L'installation de remblai sur un sol meuble peut entraîner une augmentation du stress du sol. Si cette augmentation de contrainte dépasse un seuil critique dépendant des propriétés mécaniques du sol, celui-ci se rompt lors de la construction, entraînant un affaissement important et brutal du remblai. Accompagnant ce tassement, le sol porteur se déforme, provoquant d'importantes turbulences dans le sol naturel entourant le remblai.

6.2. Problèmes de tassement

À l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit :

- ✓ Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- ✓ Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation ;
- ✓ Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible. [18]

7. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais :

7.1. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture

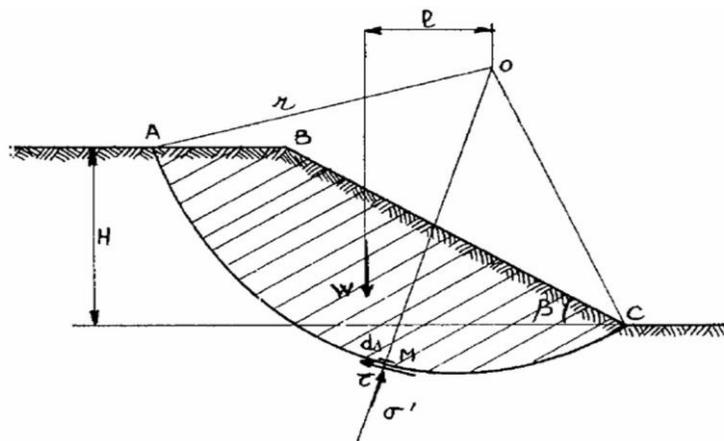


Figure 1.11: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture. [23]

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;

Si $F < 1$, il y a rupture ;

Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

7.2. Études de la stabilité des pentes :

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- ❖ Les méthodes analytiques ;
- ❖ Les méthodes numériques.

7.2.1. Méthodes Analytiques :

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

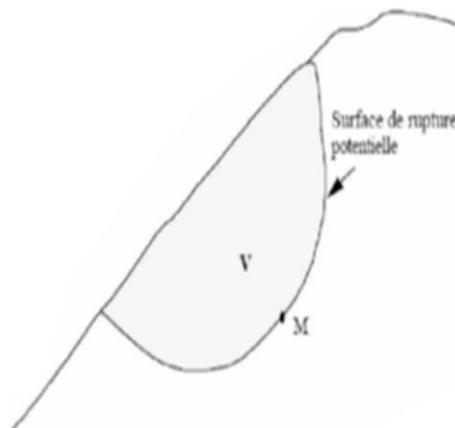


Figure 1.12: Surface de rupture potentielle. [23]

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

➤ Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al. 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure 1.13 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche i , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

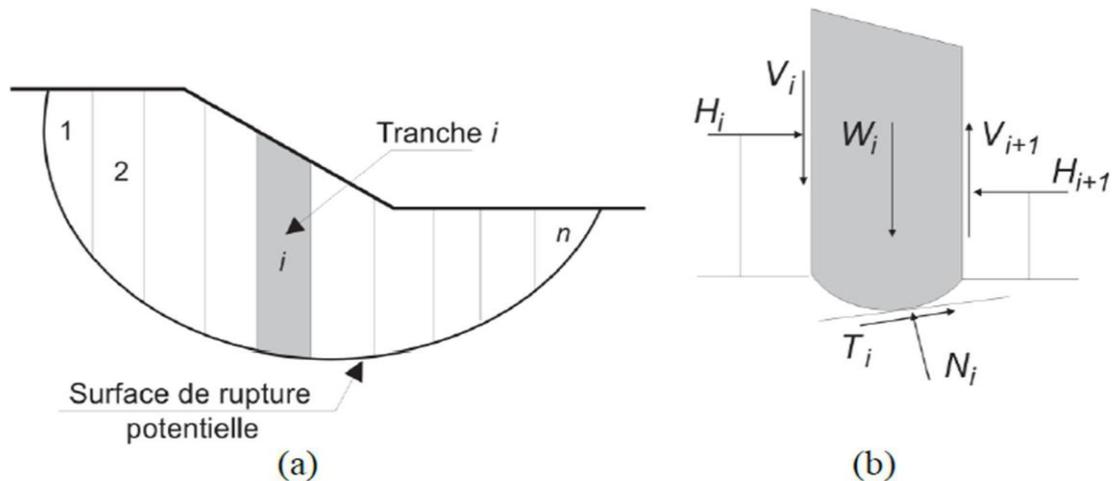


Figure 1.13 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle. [23]

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en n tranches verticales successives (Fig. 1.7 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6n-2$, (Fig. 1.7 (b)).

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par $3n$ équations d'équilibre :

- n équations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- $2n$ équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les $3n$ équations d'équilibre et n équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2n-2$. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

- FS=1, il n'y a pas de rupture ;
- FS<1, la rupture se produit).

➤ **Méthode de l'analyse limite :**

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{C}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

D'où C et φ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,

C_m : La cohésion mobilisée et φ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale... [23]

7.2.2.Méthodes Numériques :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

➤ **La méthode des éléments finis :**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

➤ **La méthode des différences finies :**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres..

8. Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis 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 des déplacements réels 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, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. [23]

9. Le compactage des remblais:

En remblai le compactage est destiné à limiter les tassements et assurer la stabilité.

9.1. Le matériel de compactage :

Les engins de compactage font l'objet d'un classement que l'on trouve dans la norme NF P 98-736.

Ils peuvent être divisés en cinq familles classés selon leur efficacité.

- Pi : les compacteurs à pneus,
- Vi : les compacteurs vibrants à cylindres,
- VPi : les compacteurs vibrants à pieds dameurs,
- SPi : les compacteurs statiques à pieds dameurs,
- PQi : les plaques vibrantes,
- i : est le numéro de la classe.

9.2. Les objectifs de compactage:

Deux critères permettent de qualifier la qualité des remblais et des couches de forme :

- La masse volumique sèche moyenne sur l'épaisseur compactée,
- La masse volumique sèche en fond de couche.

Deux objectifs de compactage ont été déduits:

- Objectif «q4» pour les remblais:

La masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée doit être supérieure ou égale à 95 % de la masse volumique sèche maximale de l'essai proctor normal,

La masse volumique sèche sur 8 cm au-dessus du fond de la couche compactée doit être supérieure ou égale à 92 % de la masse volumique sèche maximale de l'essai proctor normal.

- Objectif «q3» pour les couches de forme :

Les valeurs précédemment définies sont respectivement supérieures ou égales à 98,5 % et 96 %.

Ces valeurs relatives de masse volumique ne sont pas à considérer comme des prescriptions, elles constituent seulement des repères.

Les modalités pratiques de compactage ont été déterminées à partir des résultats obtenus sur un grand nombre de planches d'essai, ainsi que la connaissance des sollicitations induites dans le sol (contrainte normale verticale).

Ces modalités pratiques sont traduites dans les tableaux de compactage pour les différents couples « matériaux-matériel » par les paramètres e , q/s et la vitesse de translation.

9.3. Le contrôle du compactage:

Le contrôle du compactage, qui constitue la phase essentielle de la surveillance des chantiers de terrassements peut s'effectuer de deux façons différentes :

En mesurant les densités obtenues,

Par la méthode du contrôle en continu (e , q/s)

Si pour les sols fins l'une ou l'autre des deux méthodes peut être choisie, pour beaucoup de sols (ceux dont au moins 25 % des éléments sont supérieurs à 20 mm) seule la méthode du contrôle en continu doit être envisagée, les mesures de densité n'étant alors plus fiables. [8]

10. Choix d'une méthode d'amélioration des remblais :

Pour les grands projets, où la mécanique des sols occupe une place importante, le coût et le temps de construction correspondants semblent peu prévisibles. L'ingénieur géotechnique devrait être impliqué dès les premiers stades d'un projet et être plus apte à convaincre le client de la nécessité d'une bonne étude des sols. Les enquêtes sur les sites sont déterminées par leur besoin et leur impact, exigences spécifiques au site spécifique et à son environnement, ainsi qu'aux exigences économiques.

Lors de l'étude de faisabilité d'un projet, le recours aux méthodes de traitement des sols implique la connaissance de leurs performances et limites respectives. Une question se pose alors : comment représenter de manière facilement utilisable les domaines d'application de chaque procédé (7). On a choisi de représenter l'aptitude d'une méthode à traiter un sol selon la granulométrie de ce dernier. Elle présente l'avantage de ne faire appel qu'à des critères d'identification obtenus par des mesures simples de laboratoire. (Figure1.14)

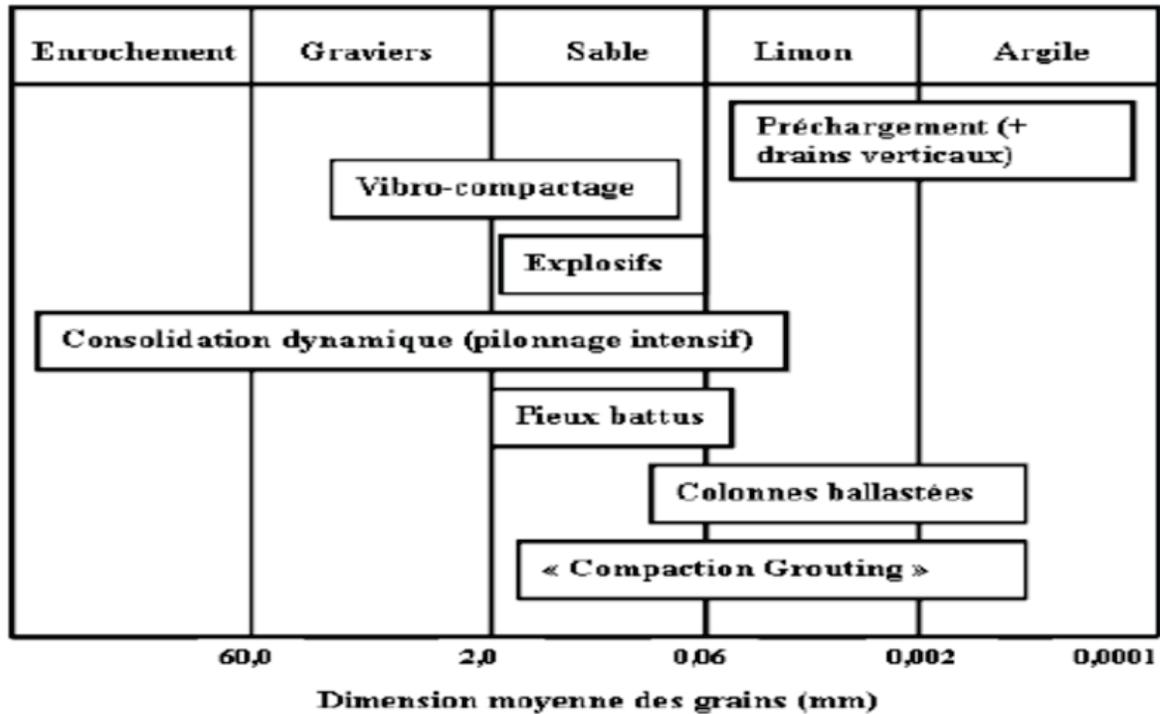


Figure 1.14 : Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie. [17]

Il est cependant clair que les autres facteurs d'identification (notamment la densité relative pour les sols grenus et les limites d'Atterberg pour les sols fins) et les paramètres mécaniques des sols sont à prendre en compte dans la définition précise du traitement de chaque cas concret. Les diagrammes ci-dessous illustrent la plage d'utilisation optimale des procédés du traitement en fonction de la profondeur du sol, de la nature de ses caractéristiques géologiques et du type de structure à supporter.

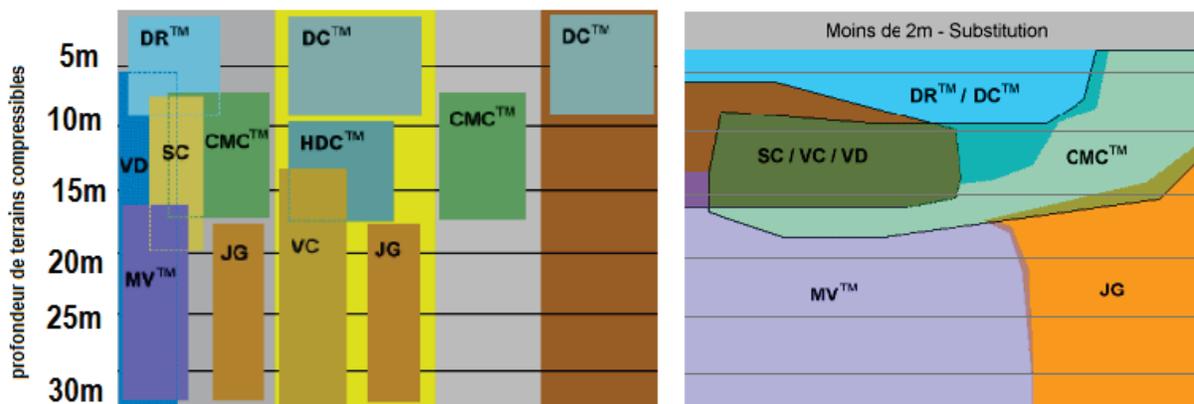


Figure 1.15 : Plage d'utilisation optimale des procédés du traitement. [17]

SC : Colonnes Ballastées ; DR : Plots Ballastés ; CMC : Colonnes à Module Contrôlé ; VC : Vibro Compactage ; DC : Compactage Dynamique ; MV : Menard Vacuum ; HDC : Compactage à Haute Energie ; JG : Jet Grouting ; VD : Drains Verticaux. [17]

11. Les types de renforcement :

Dans la géotechnique il existe une grande variété de type d'éléments de renforcements. Ils seront classés selon leurs formes géométriques :

- Unidimensionnelle : tel la terre armée, bandes de treillis métalliques, clouage, etc...
- Bidimensionnelle : treillis métalliques, nappes en géosynthétiques, technique Pneusol.
- Tridimensionnelle : géogrilles triaxial, micro renforcements (disquette, plaquette).

En outre, les renforcements se diffèrent par les matériaux constitutifs. Un grand nombre de matériaux est disponible : fibre, acier, produit géosynthétiques. Citons les plus récents.

11.1. Technique Pneusol :

La technique Pneusol est une combinaison de pièces de sol et de pneumatiques. Ils sont attachés ensemble par sangles polyester ou par des attaches métalliques dans des chaînes, puis placées en couches. Sa bonne performance a été trouvée appropriée pour la construction d'un mur de soutènement de 5 m de haut et 10 m de long. D'autres structures sont actuellement à l'essai (routes sur les zones karstiques, les travaux de protection des impacts,)

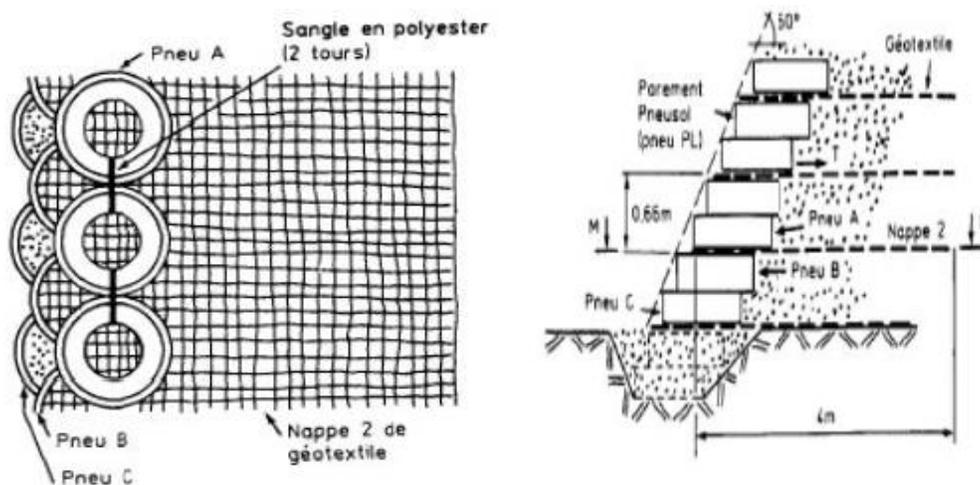


Figure 1.16: Technique Pneusol. [20]

11.2. Renforcement par grillage ou par treillis métalliques :

Cette technique se nomme aussi « Armapneusol » car elle s'apparente à la technique Pneusol, en effet les géotextiles sont remplacées par des treillis métalliques. Elle a l'avantage d'être utilisable lors du renforcement des sols contenant de gros éléments.

Une autre méthode consiste à placer des grillages sur lesquels le sol sera compacté, le parement est en gabion : c'est le système Terramesh. Une autre technique qui peut être dérivée : Terramesh vert, aide à une végétalisation du parement grillagé.



Figure 1.17 : Renforcement par grillage ou treillis métalliques. [20]

11.3. Renforcement par terre armée :

➤ Renforcement par géotextiles :

- Définition :

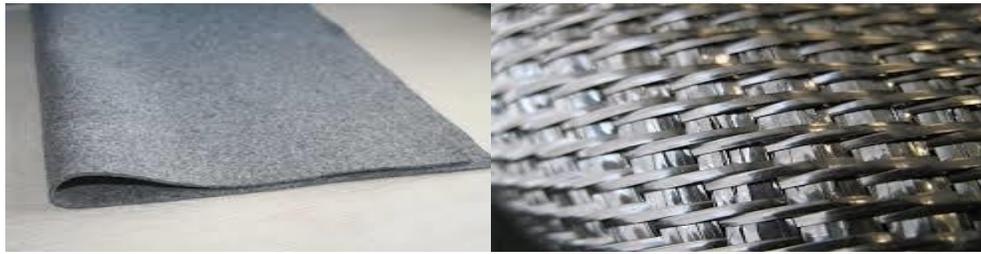
Dès l'année 1970, on a bien remarqué l'utilisation de ce type de renforcement dans le monde entier. Le géotextile est fabriqué à partir de produits pétroliers tels que le polyéthylène, le polyester et le polypropylène.

Notant que les géotextiles ne sont pas d'origine naturelle puisqu'ils ne se décomposent pas très vite.

- Types de géotextiles :

- Les géotextiles tissés : Ils sont composés d'un ensemble de filaments parallèles ou brins de fil symétriquement disposés pour former une structure planaire. Ils sont liés par aiguilletage, puis liés entre eux par extrusion pour être ensuite tissés.

- Les géotextiles non tissés : Ce type est composé des ensembles de courtes fibres disposés d'une manière quelconque ou bien organisée. Ils sont liés ensemble aussi par aiguilletage.



(a) géotextiles tissés

(b) géotextiles non tissés

Figure 1.18: Les types de géotextiles [20]

- **Mode d'action :**

Les géotextiles présentent un rôle très important au niveau du sol. Les plus importantes fonctions du géotextile sont ainsi :

- *Le renforcement : pour éviter des glissements parfois ou renforcer des sols faibles,
- *La protection : la technique la plus employée dans les tunnels, ou les géo membranes
- *La séparation : ce type de dispositif se retrouve dans les constructions ferroviaires.

➤ **Renforcement par géocomposite :**



Figure 1.19 : Renforcement par géocomposite. [20]

Un géocomposite est l'ensemble de matériaux dont un de ses constituants est un composant géosynthétiques, par exemple : il peut être un géotextile tissé avec un géogrilles uniaxiales. Ce type de renforcement se voit d'habitude dans les chaussées, dans les couches de roulement, et en géotechnique pour la filtration.

➤ **Renforcement par géogrilles :**

Les géogrilles se sont des structures à base de matières polymériques, similaires au géotextile mais leurs formes se diffèrent en agrandissant les ouvertures des mailles. Ce type de renforcement présente un phénomène bien connu en génie géotechnique : « l'armement de sol ». Ces mailles permettent aux éléments du sol de s'emboîter dans la nappe de géogrilles. Ce qui a pour effet de transmettre les contraintes horizontales et verticales non seulement par frottement sol/géogrilles mais aussi par auto blocage entre la nappe et le remblai, évitant ainsi l'instabilité et réduisant la surface d'ancrage des nappes de géogrilles.

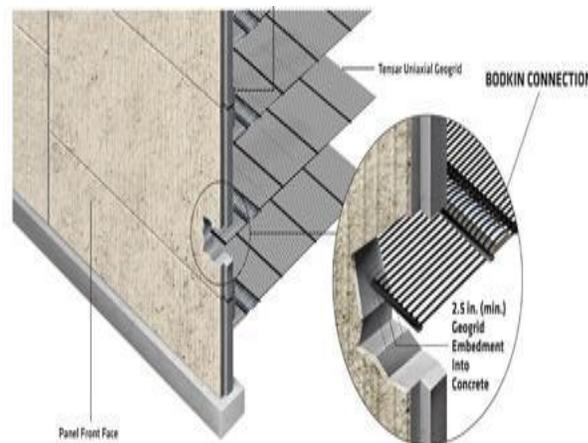


Figure 1.20 : Combinaison des géogrilles en terre armée. [20]

Les géogrilles ont été spécialement conçus pour répondre à ces exigences de performance à long terme, en fournissant une combinaison avec d'autres types de renforcement (terre armée ou grillage).

Les composants du système ne sont en grande partie pas affectés par l'abrasion, la déchirure ou l'hydrolyse, facteurs qui peuvent nuire à la performance d'un système de friction à l'aide d'un renfort de polyester tissé.

Cette technique est actuellement la plus utilisée au marché des transports publics à cause des avantages économiques des géogrilles.



Figure 1.21 : Exécution du mur en terre armée combine avec des géogrilles. [20]

➤ **Renforcement par ancrages métalliques :**

Les murs de terre renforcée sont des murs flexibles. Leurs principaux composants sont :

1. Remblai, qui est le sol granulaire
2. Les bande de renfort, qui sont minces, larges bandes placées à intervalles réguliers,
3. Une couverture ou une peau, sur la face avant du mur

La figure est un diagramme d'un mur de soutènement de terre renforcée. Notez que, à toute Profondeur, les bandes ou les attaches de renfort sont placées avec un espacement horizontal Du centre au centre ; l'espacement vertical des bandes ou des cravates est centré au centre. La Peau peut être construite avec des sections de matériau mince relativement souple. [20]

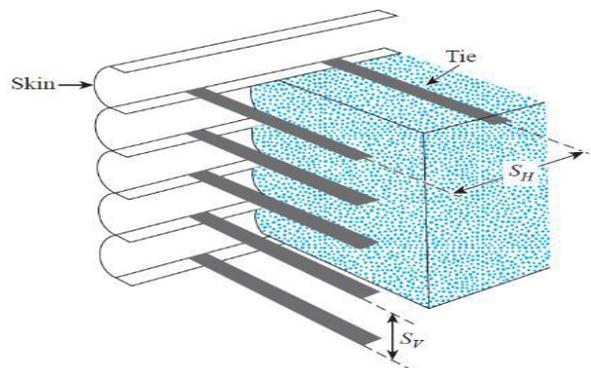


Figure 1.22: Composants d'une terre armée. [20]

11.4. Les culées de pont en terre armée:

La construction de murs de grandes hauteurs, ou soumis à de fortes charges, a permis d'étendre l'utilisation de la Terre Armée aux massifs de culées qui supportent directement les tabliers de ponts.

La souplesse de la Terre Armée permet de réaliser des culées de pont sur des terrains compressibles sans fondations profondes. Pour ce type de construction, la Terre Armée a plusieurs avantages. Les culées intégrales en Terre Armée éliminent la nécessité d'utiliser des appareils d'appui et des joints de dilatation structuraux, ce qui réduit considérablement les coûts d'exploitation et de maintenance.

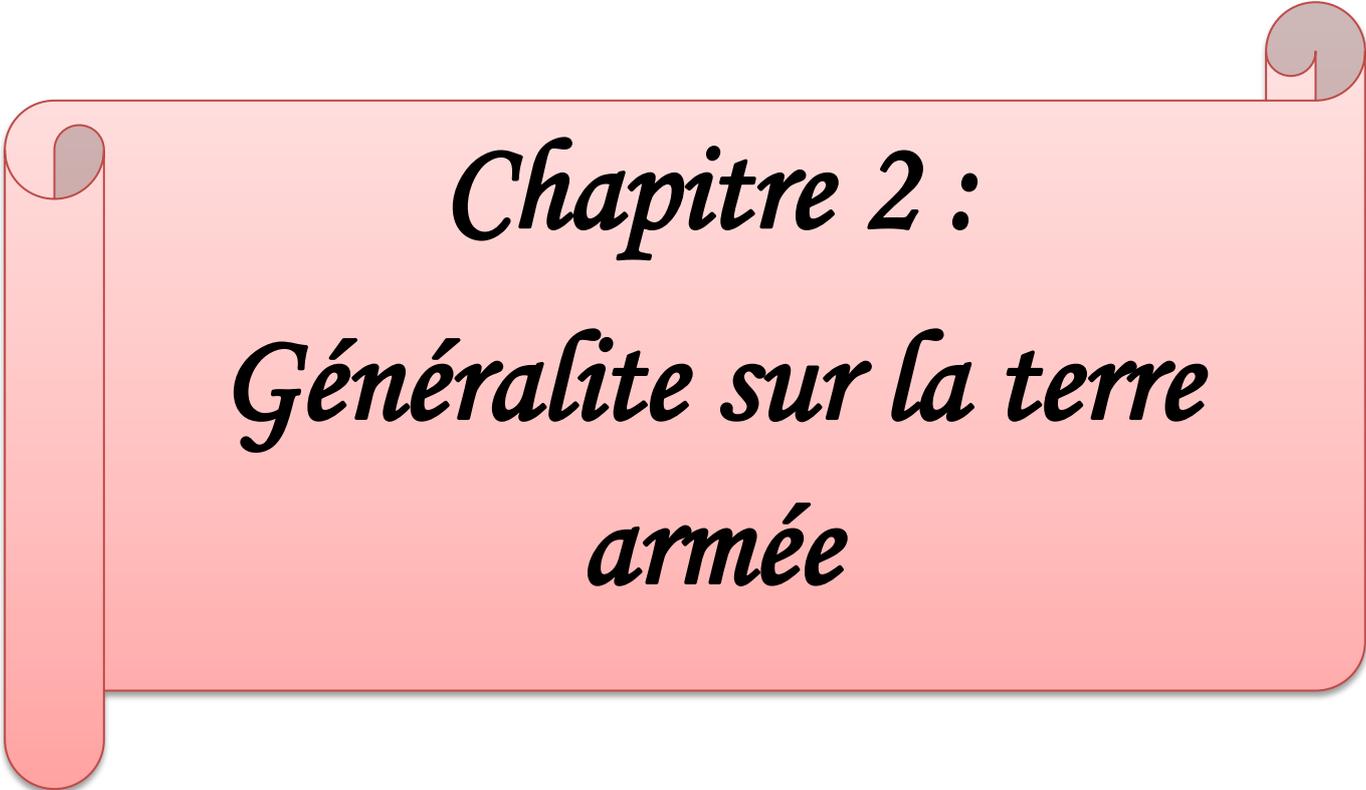
Dans le cas de nombreux ponts, la partie centrale du pont peut être supportée directement par le massif de sol renforcé, ce qui évite le recours à des piles et des pieux afin de maintenir cette partie centrale du pont.

En ce qui concerne les culées de ponts, on rencontre essentiellement deux types de conception. Le premier type correspond au cas où le tablier repose directement sur le remblai d'accès en terre armée par l'intermédiaire d'une tête de culée. Cette dernière réduite à sa simple expression est directement posée sur le remblai en terre armée, et traitée en surface pour améliorer la transmission des charges. Le deuxième type correspond au cas d'ouvrage dont le tablier repose sur une pile culée indépendante du massif en terre armée, géométriquement reliée au remblai situé à l'arrière. Ainsi la fondation porteuse assurée par la pile culée est dissociée de la fonction soutènement directement assurée par le remblai en terre armée.

12. Conclusion :

Les remblais d'accès sont utilisés depuis longtemps, car ils jouent un rôle très important dans la stabilité des ponts.

Comme nous l'avons vu dans ce chapitre il faut procéder à une étude approfondie du projet dans le but de choisir le type de remblai qui assure la sécurité et le plus économique. Ceux-ci comme les remblais de terre renforcée ont été choisis avec leur utilisation plus répandue. Ces méthodes de renforcement des sols dans le domaine de la géotechnique ont considérablement évolué dans le monde. Cela nécessite le développement de méthodes fiables et la mise à jour des référentiels de dimensionnement des terrassements renforcés. Ceux-ci seront discutés dans le chapitre suivant.



Chapitre 2 :
Généralite sur la terre
armée

Partie I : Aperçu général sur la terre armée

1. Historique et développement :

Un jour de 1958, Vidal Henri (ingénieur des ponts et chaussés et architecte) était sur la plage, a pris son journal, l'a étendu et a versé du sable dessus, a roulé le journal, l'a fermé aux deux extrémités, et a ainsi formé une saucisse dont la peau était le journal et la viande était du sable ! Puis il s'est demandé : Nous ne sommes pas un ingénieur pour rien, à quel point ces saucisses sont "dures" ! N'hésitez pas, il a pris deux morceaux, les a mis perpendiculairement à quelques centimètres l'un de l'autre, a mis le cylindre de sable, comme un pont entre les deux briques et le pressa avec sa main : le cylindre tenait. Vidal s'enhardit et appuya avec plus de force, le cylindre résista. Encore une fois, encourageant Vidal à mettre son pied sur le tambour, il poussa progressivement de plus en plus fort jusqu'à ce qu'il y mette tout son poids : la poulie est jusqu'au bout, il poursuivit pendant des années des expériences sur ce sujet tout seul, et avec beaucoup de difficultés, il est arrivé à une conclusion qui conduisit à la naissance d'un nouveau matériau appelé « La terre armée » [13]

Cette technologie a évolué au fil du temps :

- En 1958-1962: Modèles réduits en papier journal. Réflexions. Intuitions ;
- En 1963: Henri VIDAL publie les premiers résultats de sa recherche;
- En 1965: construction du premier mur en terre armée;
- En 1968: Henri VIDAL convainc un ingénieur des Ponts et chaussées de construire un mur expérimental en Terre Armée et obtient de la Direction du LCPC que ce mur soit instrumenté;
- En 1969 : les premiers ouvrages autoroutiers : Autoroute A8 (Roquebrune –Menton) ;
- À partir de 1971 : l'usage de terre armée c'est beaucoup développé en France et le monde, l'essentiel de la recherche dans ce domaine a été consacré à l'aspect statique (Schlosser et al. 1973 ; Juran et al. 1980) ;
- En 1975 : après beaucoup de recherche Henri VIDAL décide d'utiliser que l'acier galvanisé comme matériau de renforcement. [3]

Les principes de cette technique initialement appliquée restent pleinement valables aujourd'hui.

2. Définition :

La terre armée (Figure2.1) est un mode constructif à base de remblai compacté et d'armatures (minérales ou synthétiques) fixées à la façade. L'alternance de couches de remblai concassé et de bandes de renfort horizontales bien réparties crée un contre-pouvoir et aboutit à un matériau composite parfaitement résistant à son propre poids et aux effets qui s'exercent sur lui tout au long de la vie de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les remblais d'accès techniques et les culées de pont. Chaque élément d'un ouvrage en terre armée a un effet direct sur sa stabilité et ses performances.

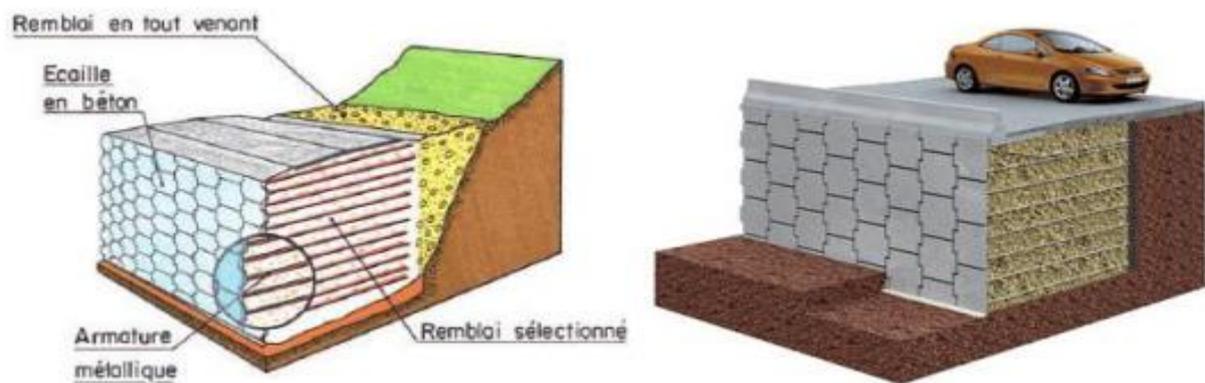


Figure2.1 : Mur en terre armée. [6]

3. Les éléments de la terre armée :

La figure 2.2 présente les principaux composants de la terre armée, chacun des éléments de la structure a une influence directe sur sa stabilité et ses performances.

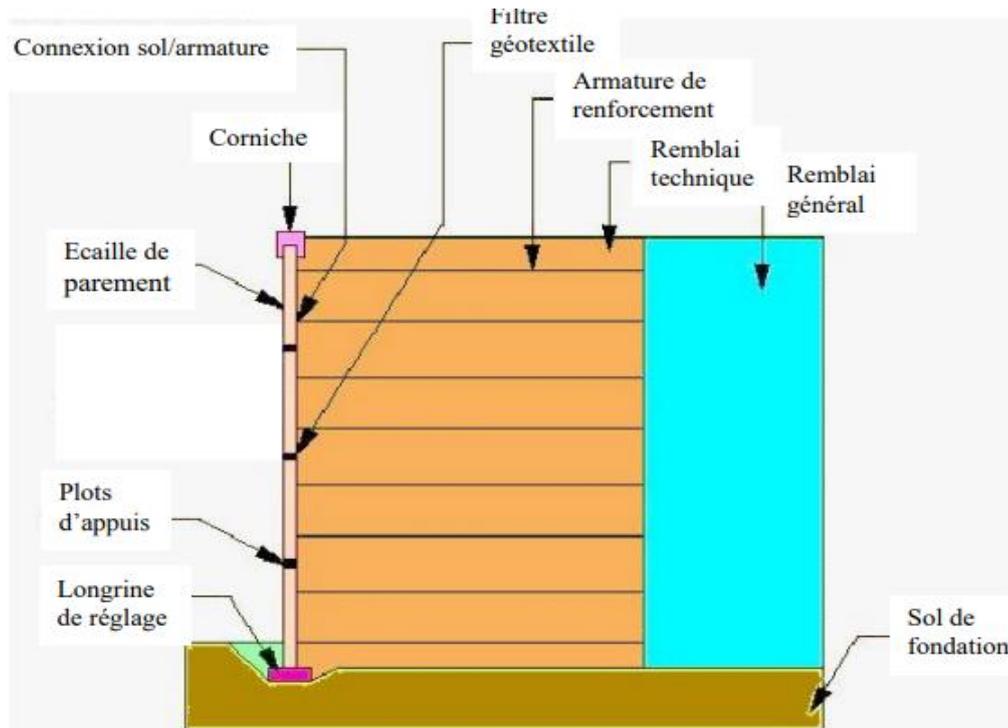


Figure 2.2 : Éléments d'un mur en terre armée. [19]

3.1. Le renforcement :

Le renfort est en bandes de 5-10 cm avec une épaisseur de Quelques millimètres, généralement crantés pour assurer une plus grande frottement avec le sol renforcer. La répartition des armatures et le choix de la longueur sont calculés par Stabilité interne du massif.

Ils doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- Bonne résistance à la traction et rupture non fragile et Bonne flexibilité ;
- Faible déformabilité aux charges de services ;
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai ;
- Durabilité et Économie.

Selon les cas d'application, on distingue :

3.1.1. Les armatures métalliques :

Ils se présentaient à l'origine sous forme de bande métalliques galvanisés lisses (tôles découpées de 60 à 80 mm de large et 3 mm d'épaisseur), leur mode de fabrication s'est développé à partir de 1975 dans le sens du laminage à chaud, ce qui a permis de développer des tôles dites à haute adhérence. raidisseurs. D'autres types d'armatures métalliques, comme les treillis soudés, ont été développés et utilisés pour renforcer les murs en terre. Cependant, les renforts métalliques à haute adhérence sont aujourd'hui les plus utilisés dans le monde, là où les caractéristiques du sol et de l'environnement le permettent.(figure 1.3)

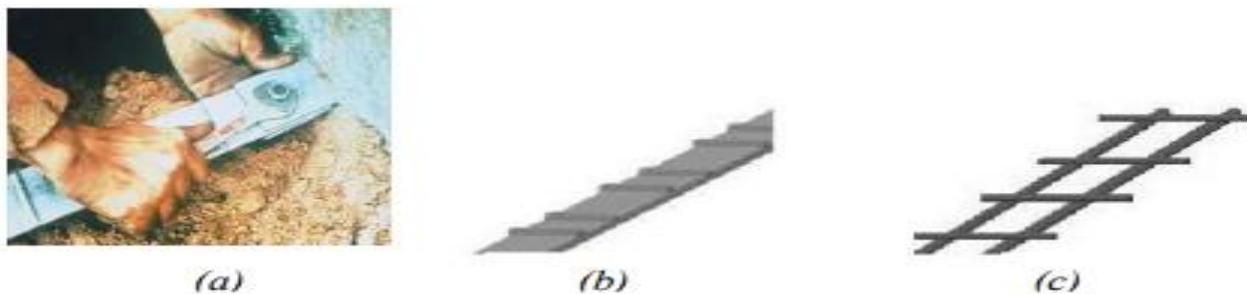


Figure 2.3 : les armatures de renforcement métalliques :(a.b) armatures à haute adhérence,(c)treillis soudés.[9]

3.1.2. Les Géo-synthétique :

- **Géotextiles:**

Il s'agit de produits tissés, non tissés ou tricotés perméables à base de polymères (polypropylène, polyester, polyéthylène) destinés aux domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile peut être la séparation, la filtration ou la consolidation .(figure 2.4)



Figure 2.4 : Utilisation du géotextile dans le renforcement.[3]

- **Les géogrilles :**

La structure plane est un maillage rectangulaire (maille) composée d'éléments longitudinaux et transversaux par des processus d'extrusion, de soudage et d'emboîtement .(figure 2.5)



Figure2.5 : Utilisation du géogrille dans le renforcement.[3]

On connaît d'autres types de renforts tels que les renforts en alliage d'aluminium et les renforts en acier inoxydable, ces derniers étant rapidement mis au rebut après l'effondrement de la structure, présentant un comportement anormal lié à la corrosion.

3.2. Remblais :

3.2.1. Remblai général :

Le sol qui constitue l'arrière du mur s'appelle le remblai général. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

3.2.2. Remblai dit technique :

Cette section affecte directement la résistance des ouvrages en terre armée, c'est pourquoi leurs propriétés sont particulièrement intéressantes. Le matériau de remblai peut être un sol naturel ou un sol artificiel. Pour une utilisation expérimentale, nous avons également utilisé des matériaux traités (tels que la craie ou le ciment traité à la chaux). En principe, il ne contient pas de terre végétale, de matières en décomposition ou de déchets ménagers. La qualité de ce matériau répond à des normes bien définies.

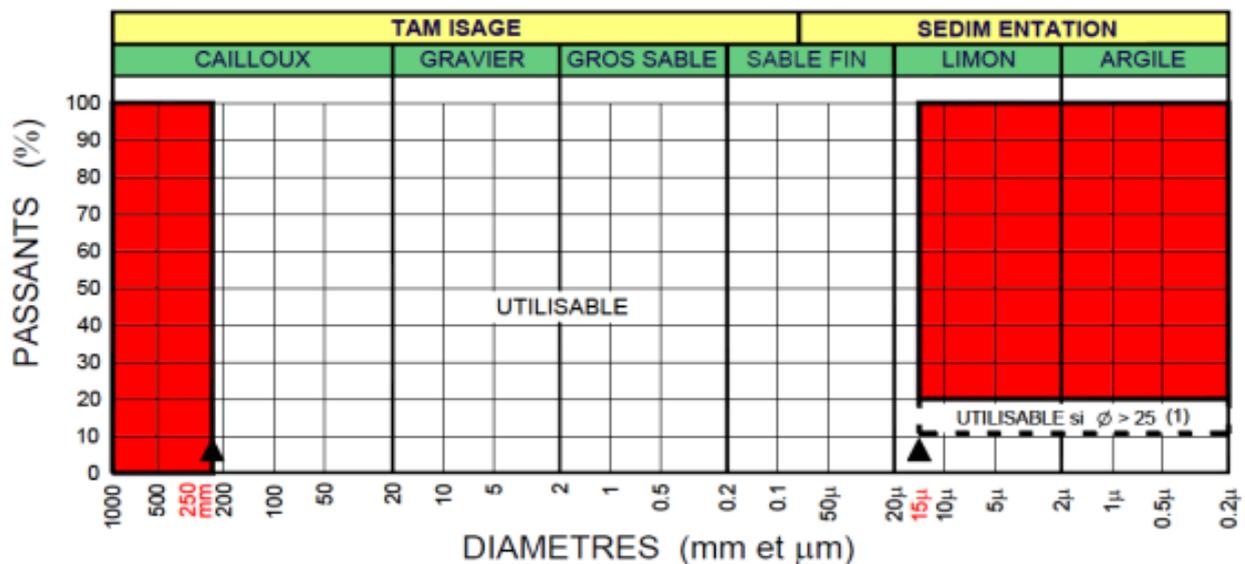
Nous les distinguons :

➤ **Critères géotechniques (physiques) :**

En plus des critères de sélection et de teneur en eau des barrages conventionnels, le matériau utilisé dans le sol renforcé doit avoir une courbe granulométrique bien comprise dans la zone blanche du tableau ci-dessous. (Figure 2.6)

Pour simplifier la mesure granulométrique, tous les matériaux contenant moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 microns sont acceptables tant qu'ils ne contiennent pas d'éléments supérieurs à 250 mm, en particulier la détermination de la courbe de répartition granulométrique fine ne nécessite pas la mesure des éléments sédimentaires pour l'angle de frottement ϕ . Le facteur d'uniformité

$C_u = D_{60}/D_{10}$ du remblai doit être vérifié (D_{60} et D_{10} représentent respectivement le diamètre des particules, où le poids des particules de petit diamètre est de 60 % et 10 % du poids total). Si $C_u < 2$, les dimensions de la structure doivent être ajustées en conséquence. [18]



(1) : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

Figure 2.6: Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée [8].

➤ **Critères de mise œuvre :**

Ces critères garantissent un bon compactage du matériau et une facilité de mise en œuvre.

Un bon compactage et un bon placement du matériau de remblai sont essentiels pour assurer la stabilité de la structure.

La granulométrie maximale est également fonction de l'espacement des armatures et le cas échéant, les dimensions de l'élément de parement.

La granulométrie maximale dépendra également du choix du matériau de renforcement afin que les dommages qui lui sont causés du fait de la mise en œuvre relèvent toujours du champ d'application de la réglementation au projet.

Mettre en place le remblai lors de la pose des écaïlles, avec une épaisseur de couche de 35 à 40 cm Épaisse, correspondant à la distance médiane entre les deux couches d'armature.

Il faut éviter le passage direct de la machine à travers les armatures et éviter les engins lourds à moins de 1,50 m de la règle (cela peut affecter sa verticalité).

Le taux de compactage en tout point du bloc de terre armée doit être supérieur ou égal à 95%

Meilleur surveillant normal. Les matériaux ne doivent pas être placés dans un contenu

Plus d'eau qu'optimum Proctor.

➤ **Critères électrochimiques :**

- **Pour les armatures métalliques:**

La durée de service d'un ouvrage en terre armée avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures figure 1.8, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, PH, teneur en sels solubles. C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures.

Pour les ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

- Résistivité du sol saturé supérieure à 1000 Ω .cm ;
- PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- Teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{CL} \leq 200$ ppm) ;
- Teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($\text{SO}_4^{--} \leq 1000$ ppm) ;
- Teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($\text{S} < 300$ ppm) ;
- Pas de matières organiques.

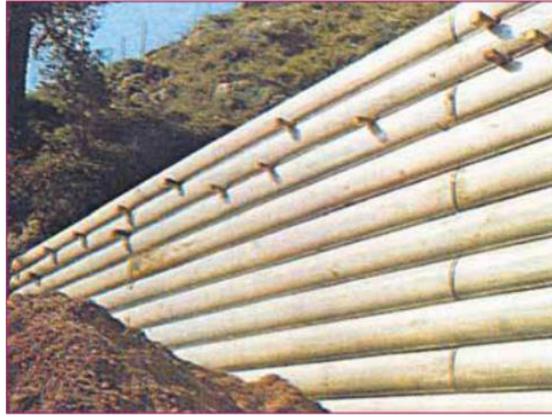


Figure 2.7: Parement à éléments métallique. [6]

- **Pour les armatures synthétiques:**

Concernant le renfort synthétique en général, seule la norme PH doit être vérifiée. Le renforcement de sol synthétique ne doit pas être utilisé dans des conditions de pH extrêmes ($\text{pH} < 4$ ou $\text{pH} > 11,5$), quelle que soit la classe de durée de vie de la structure.

3.3. Le parement :

Le parement est la face visible du pont renforcé. Il n'a qu'une fonction limitée dans le renforcement. Ses fonctions sont les suivantes :

- D'un point de vue parement esthétique, pour améliorer l'aspect extérieur de l'ouvrage ;
- Protéger le massif de toute agression extérieure, notamment de l'érosion de surface ;
- Résistance des forces dues aux poussées au sol ;
- Eviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai ;
- D'un point de vue purement esthétique, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).



Figure 2.8 : le parement de mur en terre arméé [9]

Ce type de façade convient uniquement aux ouvrages d'art où les problèmes d'accès et de manutention favorisent les éléments de parement.

Le parment métallique a rapidement été remplacée par une finition constituée d'écailles en béton en forme de croix, d'un poids total d'environ 1t (Fig. 2.9), (1,50m x 1,50m) et d'une épaisseur actuelle d'environ 14cm

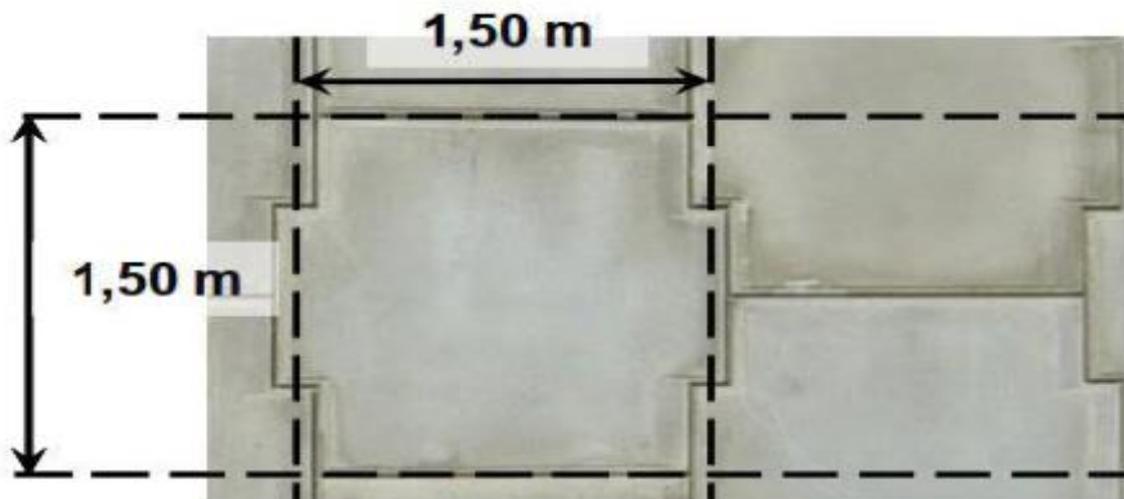


Figure 2.9: Ecaille cruciforme de la façade de mur [7]

Aujourd'hui, il existe trois types d'écailles en usage : A4, C4 et C6 Ces trois types dépendent principalement de la façon dont l'écaille est formée. Pour un mur courant de 10m de haut, on utilise généralement :

- l'écaille de type A4 non armée pour la partie supérieure du mur (sur 6m).
- l'écaille de type C4 ou C6 armée pour la partie inférieure du mur (sur 4m).

Ces éléments sont généralement fabriqués en usine dans des moules permettant d'obtenir une bonne homogénéité de leurs dimensions. Chaque échelle se compose de parement, amorce, manchon et butée.

- Un parement qui sera la face visible de la balance
- L'amorce entend recevoir les armatures.
- Manchons dans lesquels une tige de fer (goujon) est fixée pour recueillir les écailles.
- Butées pour pallier les déplacements des écailles.

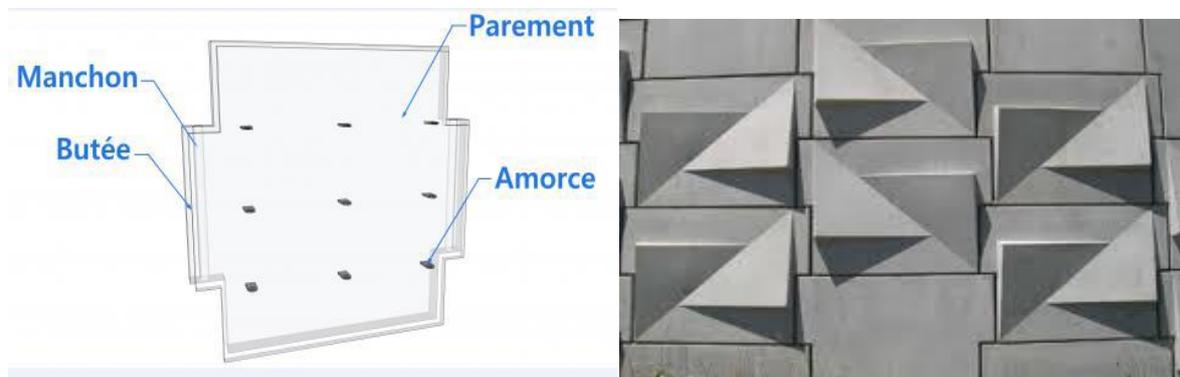


Figure 2.10 : Ecaille en béton[9]

3.4. Autre éléments secondaire :

3.4.1. Plots d'appuis :

Ils sont en élastomère matelassé et nervuré. Ils sont insérés entre deux tiques colonnes consécutives de la même colonne pour fournir un espacement suffisant pour éviter les points de contact béton à béton, ce qui peut provoquer un écaillage. Ils assurent également la compressibilité du système, indispensable au bon fonctionnement de la planète armée.

3.4.2. Semelle de réglage :

Il s'agit d'une semelle en béton non armé utilisée pour assurer une bonne planéité pour placer la première rangée d'écailles.

3.4.3. Connexion parements/armatures :

La connexion entre les armatures et les panneaux en béton préfabriqué est une caractéristique essentielle des systèmes en Terre Armée. La connexion éprouvée « TA Classique » est utilisée avec des armatures en acier et des échelles haute adhérence HA qui sont raccordées à des amorces galvanisées incorporées dans les panneaux de parement et fixées par un écrou à haute résistance.

La connexion écaille / armature géo-synthétique est assurée selon les normes en vigueur et consiste, suivant le principe d'une tringle à rideaux, à enfiler alternativement une barre $\text{Ø}32$ dans le géo-synthétique puis dans les étriers ancrés dans les écailles.

Le système GeoMega est une connexion entièrement synthétique scellée dans le panneau de parement en béton lors de sa préfabrication. Associée aux armatures Gestapo et EcoStrap développé par le groupe Freyssinet de la société Terre Armée International (TAI). [12] (figure 2.11)



(a) Connexion TA classique

(b) connexion GeoMega

Figure 2.11 : Connexion Parement/Armature [12]

4. 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.(figure 2.12)

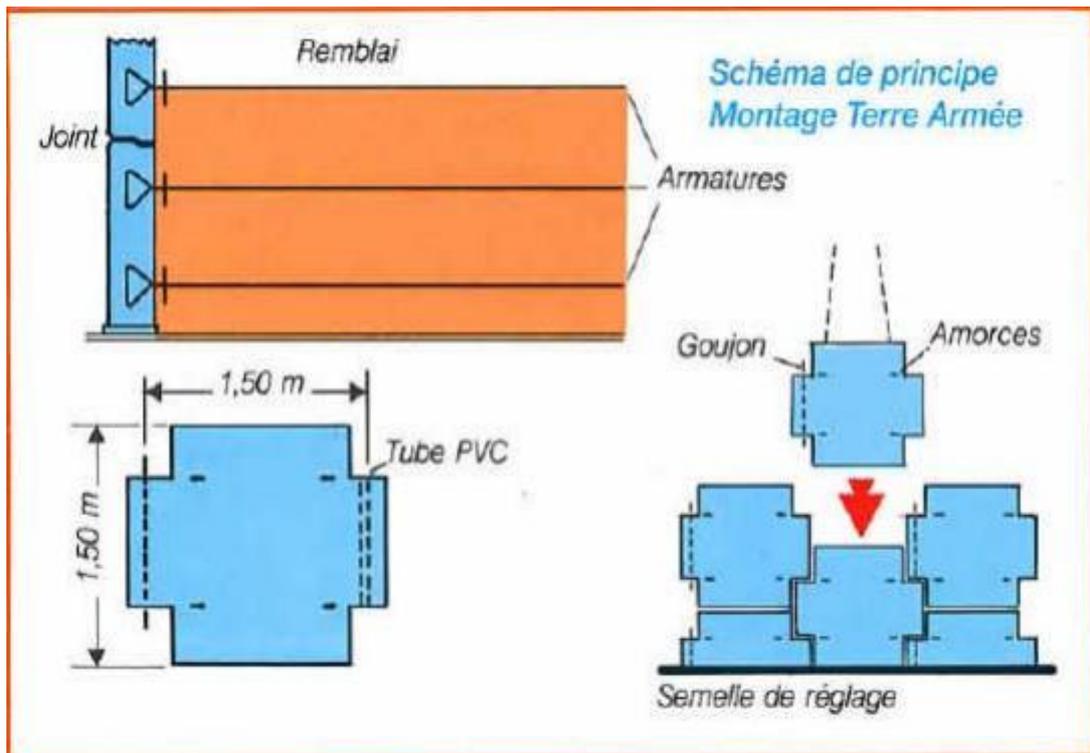


Figure 2.12: Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée.[8]

Elle se fait par couches successives :

4.1.Montage d'un niveau d'éléments de parement :

La première rangée de balances est placée sur du béton nivelé et non armé pour un positionnement initial correct. La première rangée d'écailles s'appuie directement sur le sol pour éviter tout mouvement lors du remblayage.

Au fur et à mesure que le remblai progresse, la rangée supérieure d'écailles est en place. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires en bois et des clips. Les joints horizontaux sont assurés par des plots élastiques placés lors de l'installation (deux par boîtier). Les joints de mousse verticaux s'enfoncent dans les encoches de l'échelle avant de remblayer.



Figure 2.13: Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement [8]

4.2. Remblayer avec une couche de terre et éventuellement compacter :

Le remblai est réalisé avec des engins de terrassement traditionnels, avec une épaisseur de couche de 37,5 cm, pour éviter que les engins sur chenilles ne traversent directement l'armature, et pour éviter que les engins lourds ne circulent à moins de 1,50 m de la règle (ce qui peut affecter sa verticalité) .

Une opération de compactage destinée à éviter tout tassement ultérieur des matériaux n'est pas une exigence nécessaire pour certains arrêts (figure 2.14) . En pratique, l'épaisseur de ces couches est relativement faible, de sorte qu'un compactage suffisant pour ce type de travaux peut être obtenu par les seules machines de transport et de nivellement. Cependant, la structure supportant la superstructure doit être distinguée en distinguant la zone adjacente à la couche de surface (compactée avec de petits rouleaux vibrants), d'une part (avec de petits rouleaux vibrants) et le centre de masse solide (compresseurs classiques) d'autre part.

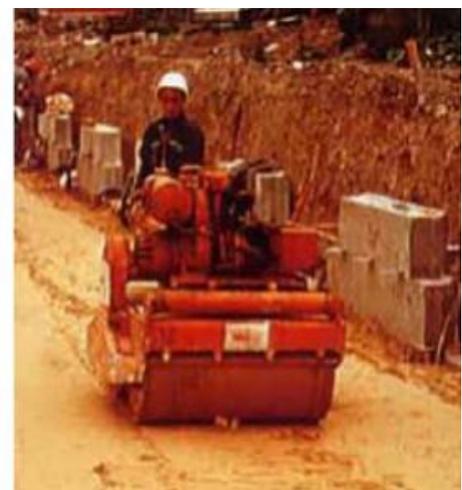


Figure 2.14 : Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol [8]

4.3. Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage :

L'armature est posée en lits espacés de 75 cm, ce qui équivaut à deux fois l'épaisseur maximale du remblai (typiquement 37,5 cm). Ils sont placés sur un sol à peu près plat et boulonnés à la balance.(figure 2.15)

Cet assemblage peut se faire entièrement de l'intérieur du placage, du côté du remblai, sans avoir besoin d'échafaudages ou de montages extérieurs.

Le rendement moyen d'une équipe de pose composée d'un capitaine, de cinq hommes et d'une grue légère et de son conducteur peut être estimé comme suit :

- Pour les petites structures difficiles d'accès, 15 échelles par jour (soit 30 mètres carrés par jour).
- Pour les structures très longues et facilement accessibles, 50 échelles par jour (soit 100 m² par jour).



Figure 2.15: Photo de la pose d'un lit d'armatures.[8]

5. Domaine d'application de la terre armée :

Pour l'ingénieur d'aujourd'hui, les applications de la terre armée sont très diverses et permettent la construction des ouvrages suivants, à la fois économiquement et en toute sécurité, qui sont simplement listés ci-dessous :

5.1. Les ouvrages routiers :

La plus grande utilisation de cette technologie concerne la construction de supports de trottoir sur le terrain accidenté des routes et des autoroutes. (par exemple : les murs sous chaussées ; simples ou étagés ; les culées porteuses ; les culées mixtes et les murs de rampes).

Les principales utilisations concernent :

- Les murs sous chaussées, simples ou étagés ;
- Les culées porteuses et mixtes ;
- Les murs de rampes ;
- Les talus raidis ;
- Les merlons anti-bruit.

5.2. Ouvrages ferroviaires :

Dans de nombreux pays, les murs de soutènement en terre armée sont utilisés pour les voies ferrées ou les métros. L'application de cette technologie utilise la même technologie que l'infrastructure routière, la structure du sol renforcé résiste bien aux vibrations générées par le passage de la pagaie, la technologie souffre donc d'un facteur de sécurité accru. (Figure2.16)



Figure 2.16 : Ouvrages ferroviaires [7]

5.3. Ouvrages hydraulique :

Il est possible de créer un mur de quai en terre armée complètement sous l'eau. Cette technologie a déjà été utilisée dans de nombreux pays, les facteurs de cette sélection sont :

- * Résiste aux contraintes extrêmes telles que les inondations, les fortes marées, les vagues, les tempêtes, les charges de glace et divers chocs (bateaux, épaves, etc.) ;

- * Rapidité d'exécution, notamment pour les travaux réalisés dans les zones intertidales grâce la mise en œuvre simultanée de remblais.(Figure 2.17)



Figure 2.17 : Ouvrages hydraulique.[7]

5.4.Ouvrages industriels et protection :

La technique terre armée est une solution spécifique développée pour la construction de silos de stockage de charbon ou de minerai, des murs de déchargements, des postes de criblage et de concassage.

Les applications industrielles présentent plusieurs caractéristiques :

- Une solution idéal pour la réalisation d'ouvrage de protection civil ou militaire (résiste bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies) ;

- Excellente tenue aux variations thermique ;

- Résistance aux vibrations (concassage et criblage) ;

- Capacité d'adaptation de la technique qui permet, quels que soient la hauteur et l'aspect (écaille de béton, peau métallique, parement treillis), de s'accommoder des contraintes liées aux formes (inclinaison des parois, forme rectiligne ou circulaire).(Figure 2.18)[3]



Figure 2.18 : Ouvrages industriels et protection. [7]

6. Les avantages de terre armée :

L'utilisation d'un mur de soutènement au sol renforcé présente de nombreux avantages, et nous pouvons en citer quelques-uns :

6.1. Avantages de conception :

Par leur variété, les parements peuvent répondre à toutes les exigences architecturales.

- Simple de mise en œuvre.
- Une vaste gamme d'utilisation ;
- Possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- Possibilité de corriger les désordres ;
- Possibilités illimitées d'implantations et de géométries,
- Possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage par la réalisation d'un système de drainage.

6.2. Avantages de résistance :

L'interaction entre le remblai et le renforcement peut absorber efficacement les vibrations, telles que celles causées par les trains lourds et à grande vitesse, les équipements industriels ou les explosions, et fournir une excellente résistance aux chocs.

- La résistance et la stabilité de la structure composite offrent une capacité de charge importante.
- réduire les mouvements de terre ;
- Améliorer la sécurité et la stabilité des remblais ;
- haute résistance aux forces statiques et dynamiques ;
- Rapidité d'exécution grâce à l'utilisation d'éléments entièrement préfabriqués.

6.3. Avantages économiques :

La facilité et la rapidité de construction ainsi que l'économie sur les matériaux et un entretien limité sont des avantages significatifs pour la réduction du coût total. Et nous avons d'autres avantages économiques:

- Réduction de coût par rapport à d'autres structures (Par exemple en béton armé) ;
- Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer en trois coûts élémentaires :
 - *Le coût des armatures, pose comprise ;
 - *Le coût de la peau, pose comprise ;
 - *Le coût de mise en place de la terre.[18]

7. Les inconvénients :

- Conditions restrictives sur le matériau de remblai (granulométrie et caractéristiques chimiques)
- Comportement d'interface armature-sols grossiers mal connu ;
- Présence d'eau à éviter ;
- Sensibilité à la corrosion.

Partie II : justification et fonctionnement des ouvrages en terre armée.

1. Introduction :

Comme discuté dans la première partie, les structures du sol renforcées avec des matériaux composites sont basées sur des interactions progressives locales entre le sol et le renforcement.

Par conséquent, les conditions de stabilité d'un remblai routier en sol renforcé sont étroitement liées à la géométrie, aux propriétés mécaniques du sol, au renforcement et à l'interaction sol-renforcement. La preuve des principes se fait généralement en analysant la stabilité globale, la stabilité externe, la stabilité interne et la stabilité mixte.

2. Fonctionnement et justification de la terre arme :

L'analyse des performances des fondations en sol renforcé en service provient d'études de modèles simplifiés, d'expérimentations structurelles grandeur nature, d'essais en laboratoire (essais d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études sont principalement menées sur des structures à armatures métalliques, permettant de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles basées sur la pression des terres et la théorie de l'équilibre local.

L'étude des parcelles en terre de renforcement se fait en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte du massif :

- La stabilité globale du site est considérée comme un problème de stabilité de pentes, la justification se fait par rapport au glissement.
- La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.
- La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit d'armatures ; les efforts de tractions générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.
- La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de toute surface de rupture potentielle recoupant les armatures à l'intérieur du massif renforcé. [1]

2.1.Principe de fonctionnement :

➤ Fonctionnement interne :

Deux zones présentant un comportement différent peuvent être distinguées (Fig.2.19) :

- Une **zone active** située juste derrière le parement ; ce massif de sol est en état d'équilibre limite et pousse sur le parement, mettant ainsi les armatures en traction ;
- À l'arrière, une **zone passive (résistante)** stable dans laquelle les armatures s'ancrent en travaillant à l'arrachement, de manière à absorber l'effort de traction auquel elles sont soumises.

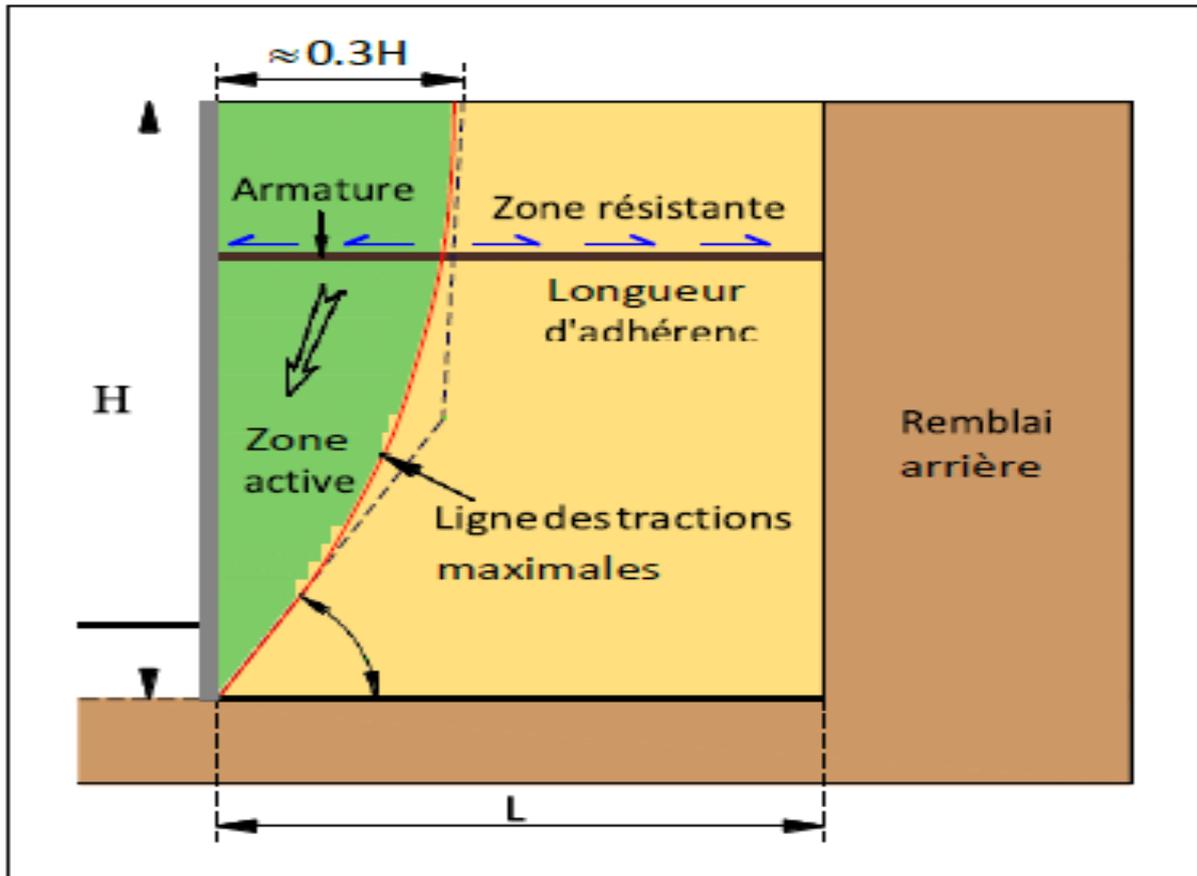


Figure 2.19 : Stabilité interne. [7]

➤ Fonctionnement externe :

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé.

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

- La poussée des terres P sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élancement du mur H/L . (Fig.2.20).

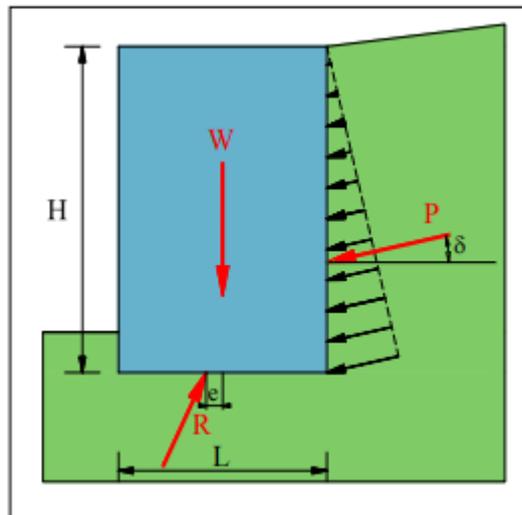


Figure 2.20 : Stabilité externe.[7]

- Le poids du massif W .

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité par rapport à l'axe du remblai.

Les justifications concernent les points ci-après.

- le poinçonnement du sol de fondation ;
- la résistance au glissement ;
- le tassement de l'assise ;
- la stabilité générale.

Le cas échéant, il faut vérifier la stabilité vis-à-vis d'une rupture selon une surface de rupture englobant l'ouvrage. [7]

2.2. Analyse :

2.2.1. Analyse externe :

Les résultats des études expérimentales et numériques ont montré, que dans le cas des renforcements métalliques, un mur en terre armée se comporte comme un massif cohérent, souple et peut admettre sans désordre irréversible des tassements différentiels. Le mur en terre armée transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son poids propre (W) et aux effets de surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent. La contrainte de référence appliquée à la base nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof dans la norme NFP94-270-2009 :

$$\sigma_v = R_v / (L - 2e) ; \text{ avec } e = M / R_v$$

R_v : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif,

L : longueur du mur correspondant à celle des armatures,

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement.

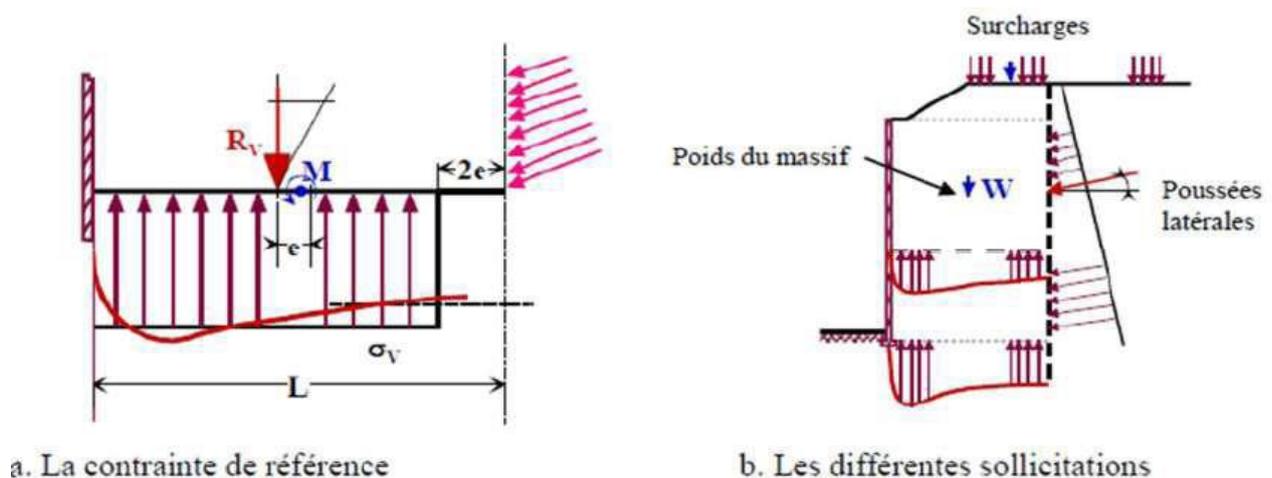


Figure 2.21 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en terre armée.[7]

2.2.2. Analyse interne:

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en terre armée, a montré qu'un effort de traction maximum T_m (tm) est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur. L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones:

-zone active située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) exercée sur le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.

-zone résistante dans laquelle la contrainte tangentielle τ est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les armatures.

La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à : $\tau = dT/dL.2b$

Avec

b : largeur de l'armature, L: abscisse sur l'armature et T: effort de traction dans l'armature.

La stabilité interne est justifiée lit par lit. Elle se fait en vérifiant au niveau de chaque lit d'armatures que les contraintes maximales et les tractions au parement sont inférieures tout d'abord, à la résistance au frottement d'interface et ensuite à la résistance caractéristique à long terme de l'armature :

$$\mathbf{T_m < r_f ; T_m < r_c \text{ et } T_p < r_a}$$

Avec :

T_m : l'effort de traction à l'intersection avec la ligne des tractions maximum,

r_f : le frottement maximal mobilisable au-delà de la ligne des tractions maximum,

r_c : la résistance caractéristique maximale de l'armature en section courante,

T_p : l'effort de traction maximale dans chaque lit d'armatures au parement,

r_a : la résistance caractéristique maximale de l'armature à l'accrochage au parement.

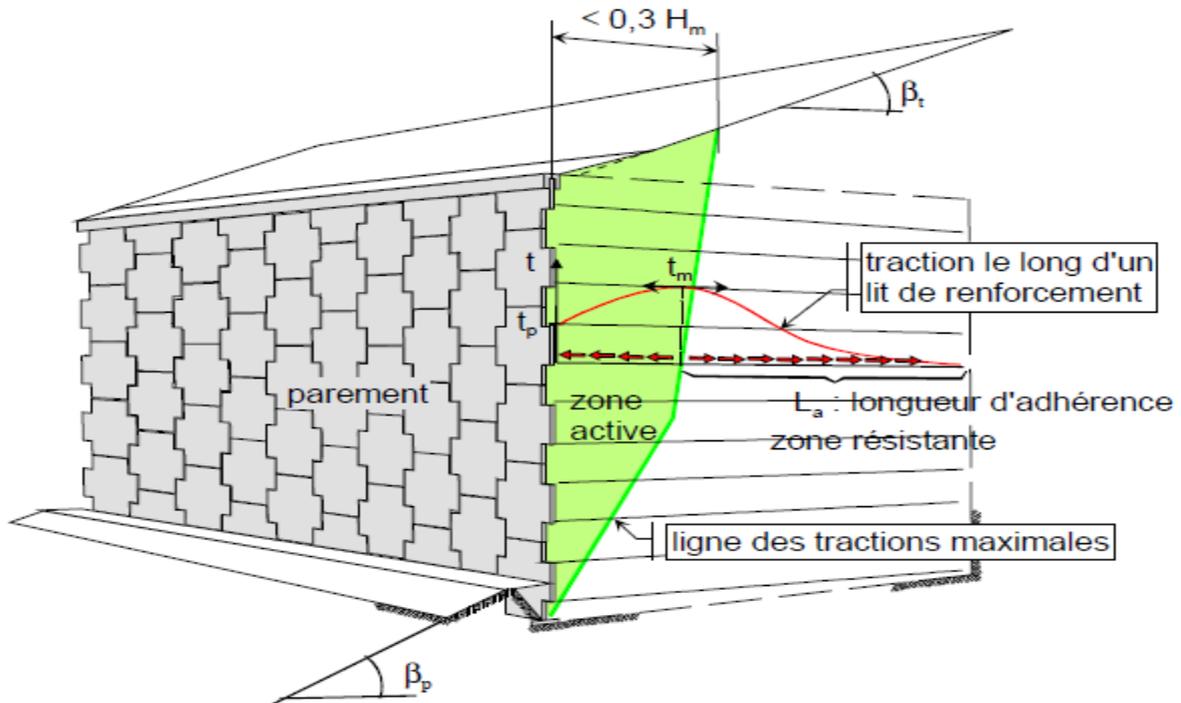


Figure 2.22 : Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en terre armée.[7]

a) Détermination de l'effort de traction maximal T_m :

L'effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures par mètre linéaire de parement est égal à :

$$T_m = \sigma_h s_v \text{ et } \sigma_h = k \sigma_v$$

Où s_v : est l'espacement vertical entre les lits d'armatures et σ_h la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur un lit d'armature à l'intersection de la ligne de traction maximale.

Avec σ_v la contrainte verticale déterminée par la méthode de Meyerhof et k le coefficient de poussée des terres interne au massif.

b) Détermination des efforts au parement T_p :

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement est calculé de la manière suivante :

$$T_p = k \alpha_i \sigma_v s_v$$

α_i : varie suivant la flexibilité du parement. Pour les murs en terre armée avec des écailles en béton armé, α_i vaut 0,85 entre 0 et 0,6 H_m et évolue de 0,85 à 1 entre 0,6 H_m et la base du mur (H_m hauteur totale du mur).

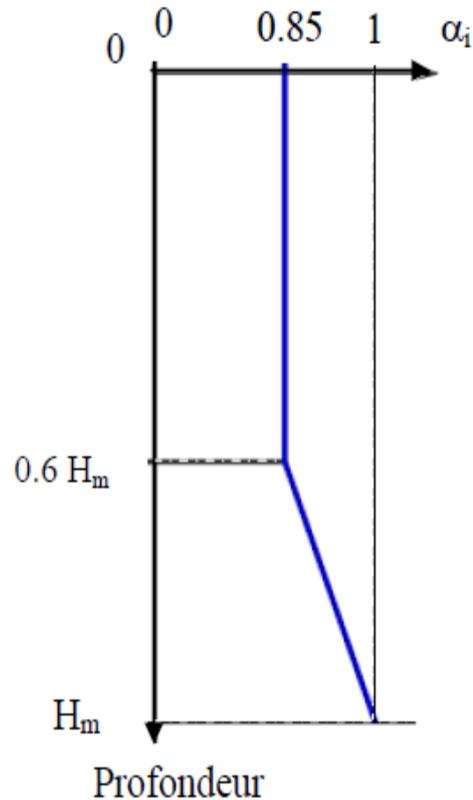


Figure 2.23 : Variation de α_i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton.[7]

c) Détermination du frottement mobilisable dans les lits de renforcement r_f :

L'effort de frottement r_f mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement se calcule suivant la formule :

$$r_f = 2NbLafz^*\sigma_v$$

N : nombre d'armatures par mètre d'armatures,

b : largeur de l'armature,

La : longueur d'adhérence dans la zone résistante,

σ_v : valeur moyenne de la contrainte verticale sur le lit de renforcement,

f*: coefficient de frottement apparent au niveau considéré. Il caractérise la résistance en frottement le long des armatures en prenant en compte la dilatance du sol.

Le frottement réel le long des armatures est défini par le coefficient de frottement maximum **f** qui est égal à : $f = \tau_{\max}/\sigma_v$

Où σ_v est la contrainte verticale moyenne appliquée sur l'armature et τ_{\max} la contrainte de cisaillement maximum exercée le long du renforcement.

T max peut être déterminé par l'effort de traction maximum (**Tmax**) dans un essai de traction. L'effort de traction maximum est atteint lorsque le frottement est totalement mobilisé le long de l'armature de longueur **L** : $\tau_{\max} = T_{\max}/2bL$

d) Détermination de la résistance caractéristique maximale de l'armature (rc et ra):

Les résistances caractéristiques maximales de l'armature en section courante r_c et à l'accrochage au parement r_a sont calculées différemment pour les renforcements métalliques et synthétiques.

- **Pour les armatures métalliques :**

$$r_c = A_{cd} \cdot \sigma_r \quad \text{et} \quad r_a = A_{ad} \cdot \sigma_r$$

Où **Acd** : section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement en partie courante.

Aad : section de calcul du lit de renforcement à l'accrochage au parement.

σ_r : est la contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement.

La vérification de la sécurité vis-à-vis d'une rupture des armatures se fait en tenant compte de la corrosion possible des armatures. Les sections **Acd** et **Aad** sont donc corrigés et ramenées à une section équivalente plus petite A_d où une épaisseur est soustraite et réservée aux phénomènes de corrosion qui peuvent affecter l'armature (norme NF P94220).

- **Pour les armatures synthétiques :**

La résistance caractéristique r_d est la même en section courante et au parement. Elle est définie en appliquant des coefficients de réduction de la dégradation de l'armature liée à la construction (ρ_{end}), aux conditions chimiques du milieu (ρ_{deg}) et au fluage R_{fc} (ρ_{flu}), ces coefficients sont définis dans la norme NF P94270.[7]

3. Frottement sol – armature :

Pour connaître la valeur du coefficient de frottement du renforcement du sol, il existe plusieurs types Des tests ont été utilisés :

- Le test de boîte de cisaillement entre le sol et la barre d'armature permet

Connaître la loi de base du frottement, la vraie valeur du coefficient de frottement **f**

La valeur maximale et sa valeur résiduelle **f res.**

- Essais de traction des armatures de sol dans des structures réelles en remblais Sol renforcé ou parcelles dans des modèles simplifiés. L'armature est extraite à l'aide d'un les courbes de cylindrée et de traction sont déterminées.

Dans ce test, il n'est pas permis de connaître la vraie valeur du coefficient de frottement.

En fait, nous ne savons pas ce qui est imposé à renforcé, nous déterminons donc le coefficient de frottement apparent moyen (**f***) en signalant Influence de la contrainte de cisaillement mesurée (**τ**) sur la contrainte verticale due au poids de la terre.

$$\sigma_v = \gamma \cdot H \text{ Soit:}$$

$$f^* = \tau \gamma \cdot H = T \cdot 2 \cdot b \cdot l \cdot \gamma \cdot H$$

Où

T : est l'effort de traction appliqué sur l'armature ;

b et **l** : sont respectivement la largeur et la longueur de l'armature ;

γ: Poids volumique du sol;

H : hauteur du remblai au-dessus de l'armature.

4. Facteur influant sur le frottement sol-armature :

4.1. Influence de la densité du remblai :

Les études sur modèle réduit ont montré que, lorsque le remblai est dans un état très lâche, le coefficient de frottement apparent est toujours sensiblement égal au coefficient de frottement réel. Par contre, dès que le remblai est dans un état dense, ce qui est toujours le cas des ouvrages réels, même peu compactés, le coefficient de frottement apparent peut avoir des valeurs très largement supérieures au coefficient de frottement réel. Ces résultats s'expliquent par le phénomène de dilatance. Aux fortes densités, les efforts de cisaillement qui se développent au voisinage immédiat des armatures ont tendance à augmenter localement le volume du sol. Cette expansion est limitée par la faible compressibilité des zones de sol voisines ; il en résulte une augmentation de la contrainte normale s'exerçant sur les faces de l'armature Figure 2-24, et donc une valeur de f Supérieure à la valeur du coefficient de frottement réel.

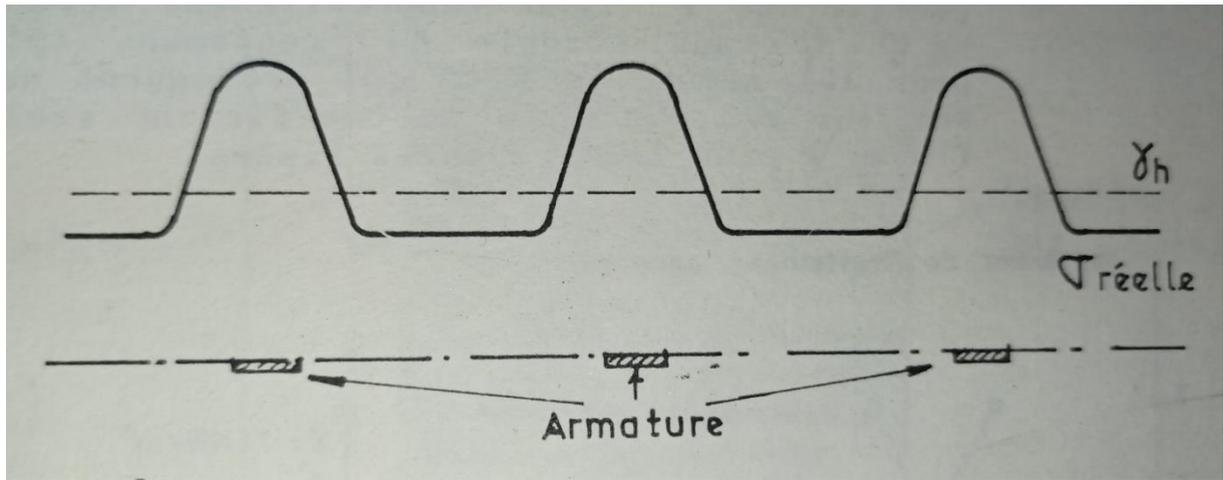


Figure 2.24: repartition des contraintes sur un lit d'armatures.[11]

4.2. Influence de l'état de surface des armatures :

Tous les essais de traction effectués sur des armatures lisses et des armatures à haute adhérence (H.A.) ont montré que les courbes donnant f en fonction du déplacement & de l'armature en tête présentent les allures de la figure 2-25. Dans le cas d'une armature lisse, la courbe (P, 6) a un pic très marqué obtenu pour un faible déplacement, et la valeur résiduelle de f est environ la moitié de la valeur de pic. Dans le cas d'une armature H.A., les valeurs de f au maximum de la courbe et dans la partie résiduelle sont peu différentes, et le maximum est atteint pour de grands déplacements.

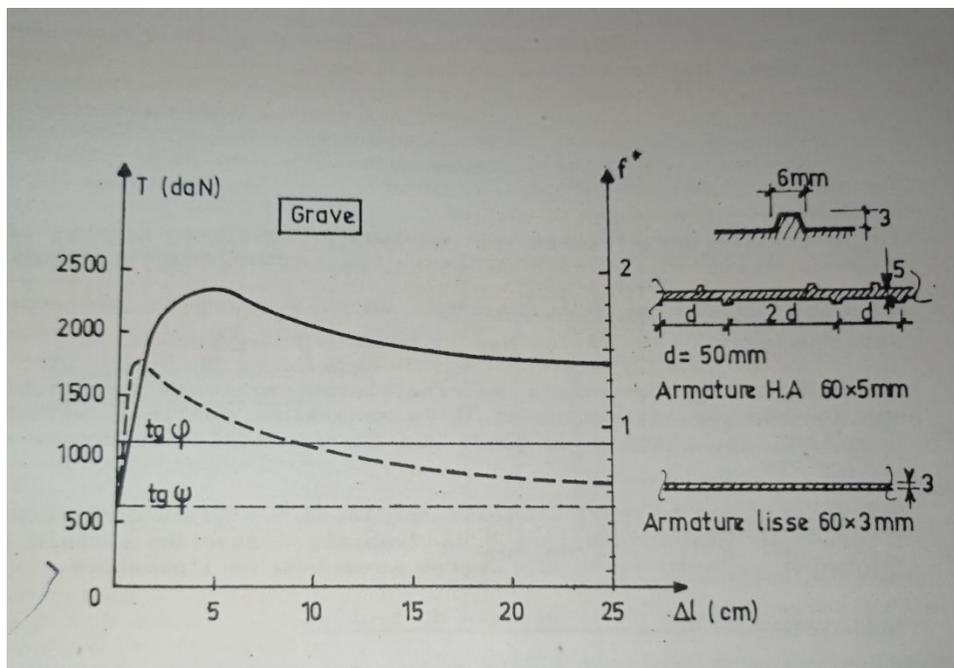


Figure 2.25 : influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent. [11]

Ces résultats justifient que l'on prenne pour le dimensionnement des ouvrages la valeur maximale de f pour les armatures H.A et la valeur résiduelle pour les armatures lisses. [11]

4.3. Influence du poids des terres :

Les essais de traction d'armatures dans les ouvrages réels ainsi que les études en laboratoire sur des sables denses ont montré que la valeur du coefficient de frottement apparent diminue lorsque la contrainte verticale due au poids des terres augmente (fig. 2.26).

Le phénomène est plus marqué pour les armatures H.A. que pour les armatures lisses. Aux fortes valeurs de $\text{tg}\varphi$, φ étant l'angle de frottement interne du sol, pour les armatures H.A. Qui provoquent un cisaillement sol sur sol, et vers le coefficient réel sol-armature $f = \text{tg}\psi$ pour les armatures lisses.

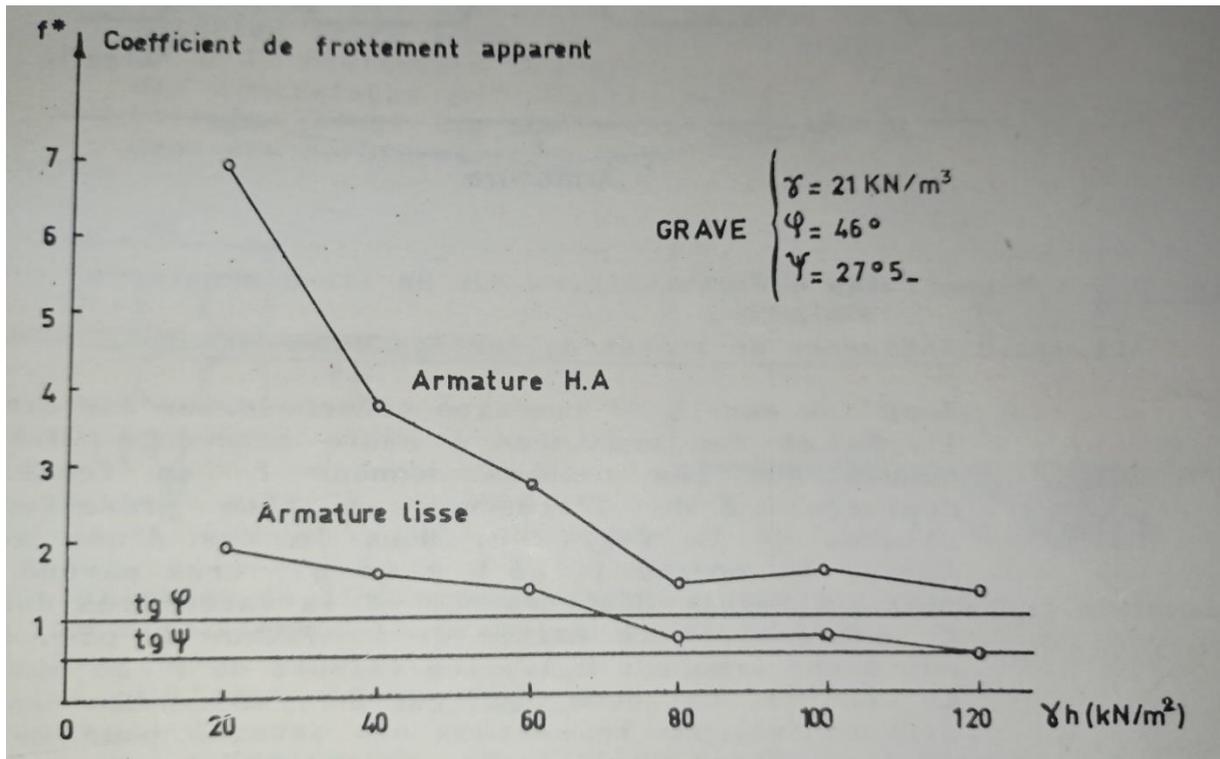


Figure 2.26 : influence du poids des terres sur le coefficient de frottement apparent. [11]

Ce phénomène s'explique par le fait que la dilatance est plus grande aux faibles valeurs de la contrainte moyenne qu'aux fortes valeurs. [11]

5. Pré-dimensionnement :

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé :

➤ Selon la norme NF P 94-220 :

La longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est :

$$L \geq 0,7.H$$

L'espacement des lits de renforcement :

Le tableau précise l'espacement relatif maximal S_v/H des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H . [3]

Tableau 2.1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H . [3]

L_{inf}/H_m	S_v/H_m
$L_{inf}/H_m < 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H_m < 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H_m < 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H_m$	—

6. Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée :

Pour établir des règles de justification des ouvrages en terre armée, il est nécessaire de connaître les modes de rupture de tels ouvrages. Leur étude a essentiellement été faite sur des modèles réduits.

6.1. Ruptures dues à la Stabilité interne :

Les premiers essais sur la terre armée (Schlosser, Ursat, 1977) ont été réalisés à l'appareil «triaxial» sur des échantillons cylindriques de sable renforcé par des disques d'aluminium. Ces essais ont permis de mettre en évidence essentiellement les trois modes de rupture interne mentionnés ci-dessous :

- Soit par cassure des armatures,
- Soit par défaut d'adhérence entre le sol et les armatures.

a. Rupture par cassure des armatures La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de ces dernières. Cette insuffisance peut être due à un sous-dimensionnement ou à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu ou encore à un affaiblissement par corrosion de la section résistante des armatures. Les essais ont montré que la rupture se développe de façon progressive et rapide le long de la ligne des tractions maximales.

b. Rupture par défaut d'adhérence La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement sol-armature n'est pas suffisant eu égard à la longueur des armatures pour équilibrer

l'effort de traction auquel elles sont soumises. Les armatures glissent alors par rapport au sol ; il apparaît dans l'ouvrage de grandes déformations qui évoluent progressivement jusqu'à la rupture.

6.2. Ruptures dues à la Stabilité externe :

Ce type de rupture concerne soit le sol de fondation de l'ouvrage (capacité portante, glissement sur la base), soit l'ensemble des sols avoisinant l'ouvrage (renversement). Il fait appel aux phénomènes et aux théories classiques de la mécanique des sols. [23]

7. Quelques réalisations des ouvrages en sol renforcé en Algérie :



Vue de l'Ouvrage d'Art



Ouvrage achevé

Figure 2.27 : Rampes d'accès à un échangeur à Constantine. [20]



Vue de l'Ouvrage d'Art



Ouvrage achevé

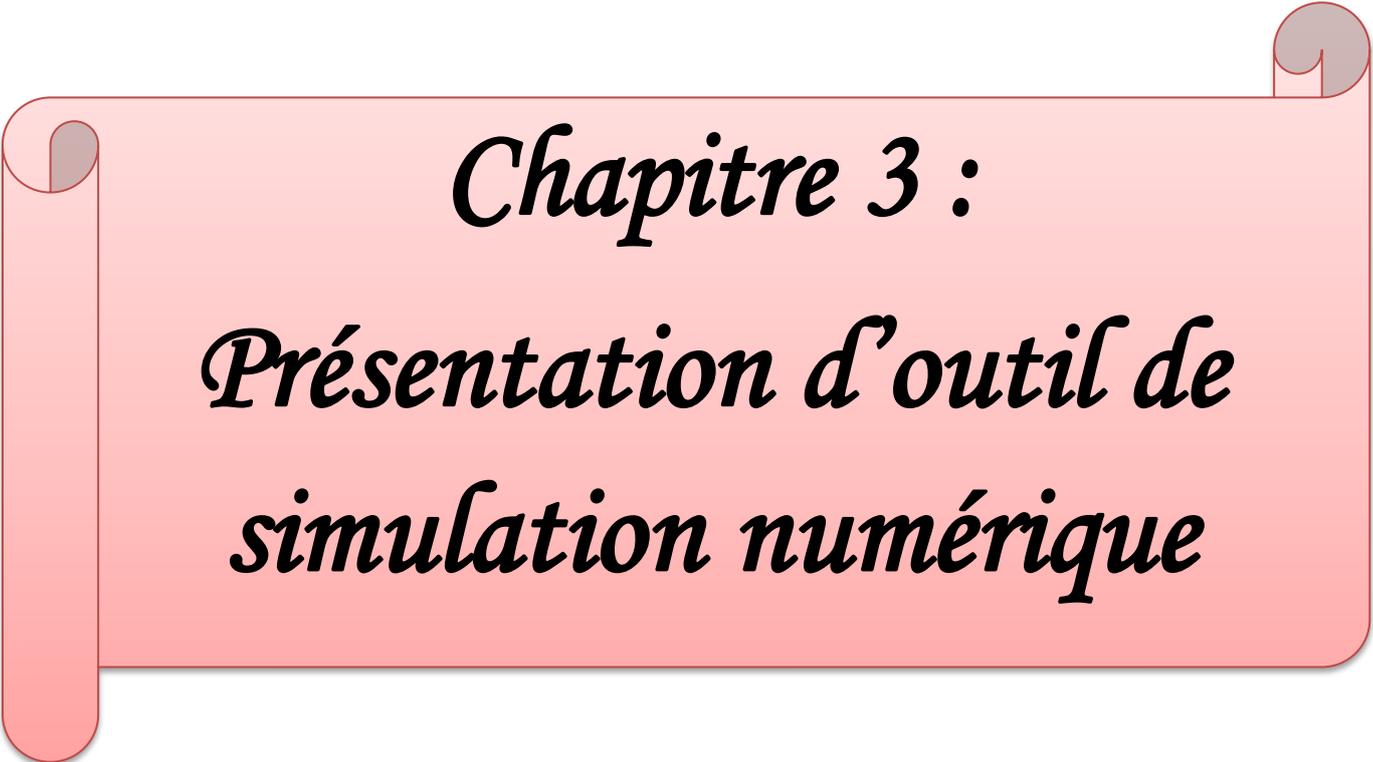
Figure 2.28 : Rampes d'accès à un OA à Mellala Bejaia. [20]

8. Conclusion

La terre armée est une technique efficace pour améliorer les propriétés du sol. L'utilisation de cette technologie est très large. Les murs de soutènement en sol renforcé présentent une solution économique et esthétique par rapport aux autres solutions classiques de soutènement. De plus, les renforcements géosynthétiques présentent des avantages remarquables malgré leurs inconvénients qui peuvent être rattrapés par de simples réparations effectuées sur les ouvrages.

Afin d'étudier le comportement des murs en sol renforcé relatifs au mécanisme de rupture, plusieurs connaissances nous permettent de comprendre leurs comportements sous les sollicitations statiques.

Dans les chapitres qui suivent on présente une analyse numérique en éléments finis pour étudier le comportement des remblais d'accès de pont couramment conçus avec des murs de soutènement en sol renforcé. Jusqu'à présent, seules les méthodes numériques sont capables de simuler les culées en sol renforcé dans toute leur complexité.



Chapitre 3 :
Présentation d'outil de
simulation numérique

1. Introduction :

Les études analytiques sont très efficaces dans le domaine du génie civil, mais la modélisation numérique peut permettre de fournir et d'analyser des phénomènes plus profonds.

Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont largement progressées, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats, les simulations numériques peuvent mener à une évaluation réaliste des problèmes géotechniques.

Aujourd'hui, il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolution et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul.

Dans ce travail nous allons utiliser le code Plaxis (version 8.2).

2. Aperçu de la méthode des éléments finis :

2.1. Bref historique :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement. [2]

2.2. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis 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 des déplacements réels 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, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.3. Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr – Coulomb, Duncan, 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.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. 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. [19]

3. Présentation du logiciel:

Le logiciel PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, développement commencé en 1987 par le ministère néerlandais des Travaux publics et de l'Hydrologie. Son objectif initial était de créer un code d'éléments finis en 2D facile à utiliser pour analyser l'impact de l'installation de digues de rivière sur de l'argile hollandaise molle. En quelques années, Plaxis s'est étendu à de nombreux autres domaines géotechniques. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est sortie. Au cours de la même période, une version 3D du logiciel a été développée. Après plusieurs années de développement, le logiciel 3D PLAXIS Tunnel est sorti en 2001. Par conséquent, PLAXIS 2D est un programme 2D spécialement conçu pour l'analyse de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. La situation réelle peut être représentée par le modèle .La situation réelle peut être représentée par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacement, les champs de contraintes et les états de rupture du sol aux différents nœuds du maillage.

Le programme utilise une interface graphique pratique qui permet à l'utilisateur de générer rapidement des modèles géométriques et des maillages d'éléments finis à partir de sections verticales de la structure à étudier.

3.1. Les points forts de PLAXIS :

- a. La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- b. Générateur automatique de maillage ;
- c. Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement;
- e. Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- f. Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol structure ;
- g. Calculs de coefficient de sécurité. [6]

3.2. Les sous-programmes de PLAXIS :

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) (Figure 3.1) :

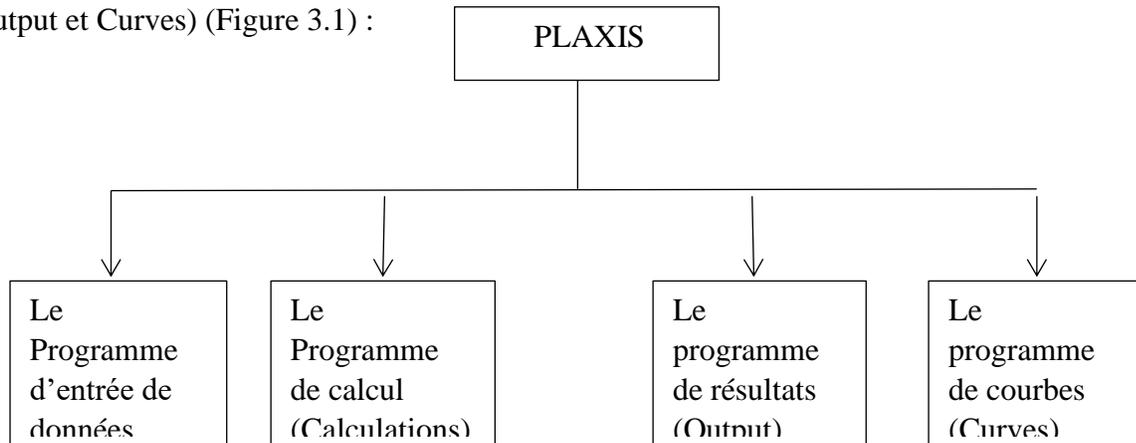


Figure 3.1 : Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D

➤ 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.

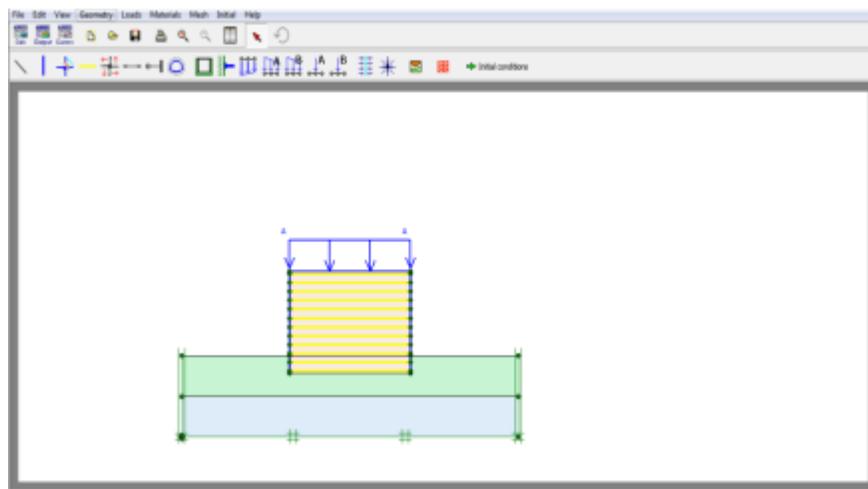


Figure 3.2: Le programme d'entrée de données

➤ 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.

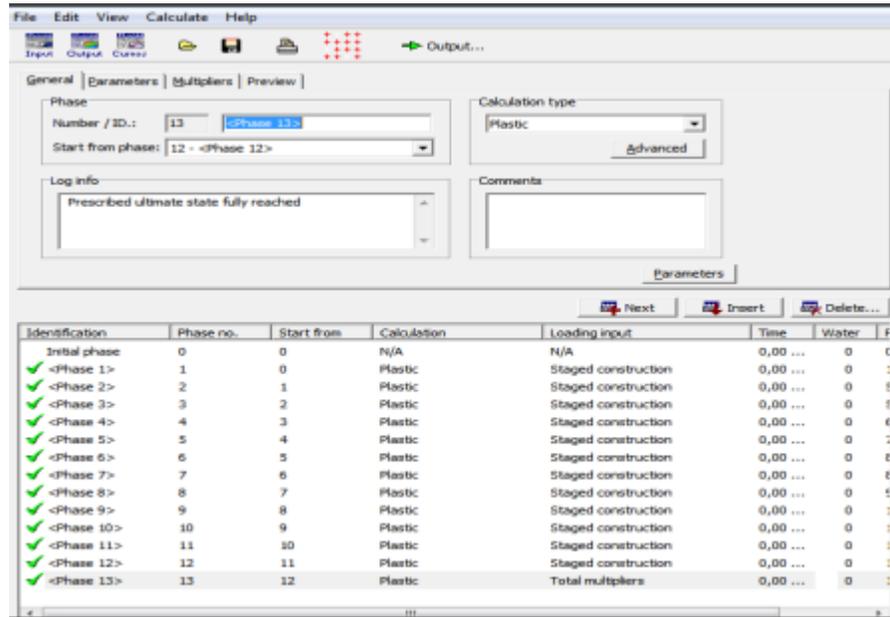


Figure 3.3 : Le programme de calcul (Calculations)

➤ Le programme de résultats (Output) :

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

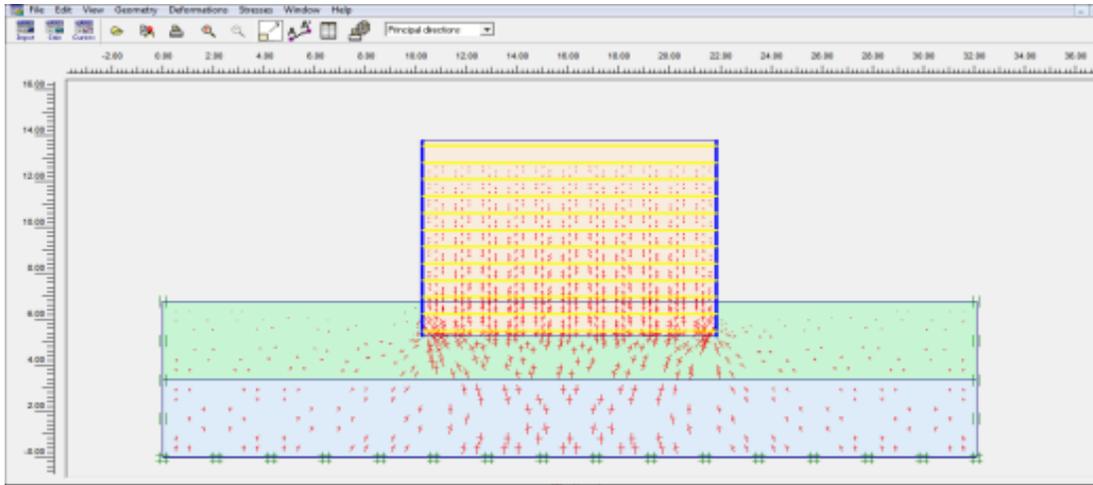


Figure 3.4 : Le programme de résultats (Output)



➤ **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.

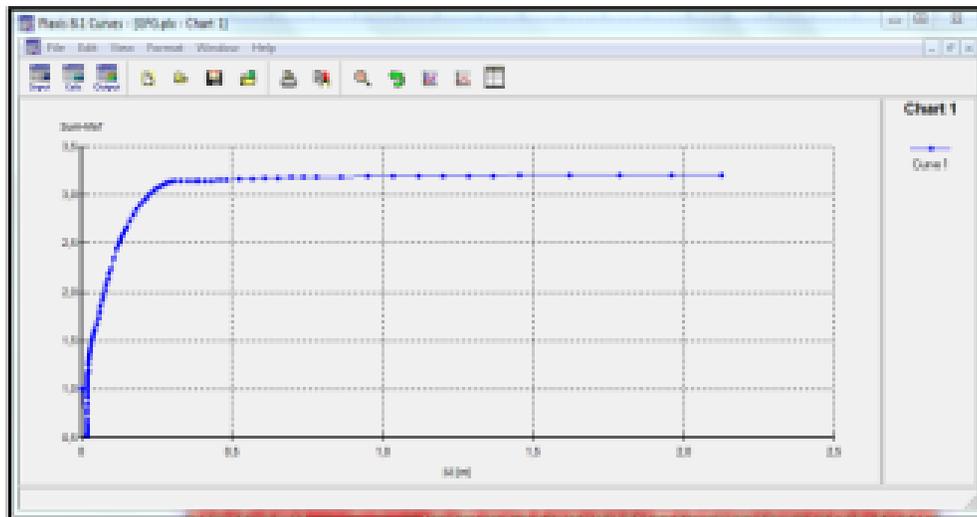


Figure 3.5 : Le programme courbe (Curves)

La réalisation d’une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l’enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).

- Lancement du code de calcul éléments finis « Plaxis Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, . . . etc.).

4. La démarche de modélisation avec PLAXIS :

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

a) Géométrie:

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol ;
- L'outil (plates) permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (Principalement les « éléments Ayan) une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z);
- (Anchor) qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau ;
- L'outil (geogrid), sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b) Conditions aux limites:

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc...).

c) Définition des paramètres des matériaux :

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d) Maillage:

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options **refine** dans le **mesh** menu.

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

e) Les conditions initiales:

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un (Switch bouton) permet d'accéder a deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "**initiale pore pressure**" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f) Phase de calcul:

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "**calculation**". L'interface "**input**" de (PLAXIS) se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique)

Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être places. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur (**Calculate**) les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche (**output**).

g) Visualisation des Résultats:

Le code Plaxis contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

5. Modèles de comportement de PLAXIS :

PLAXIS propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

5.1. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il 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.

5.2. Modèle de Mohr-Coulomb:

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres: le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance, ψ . fig. 3.6

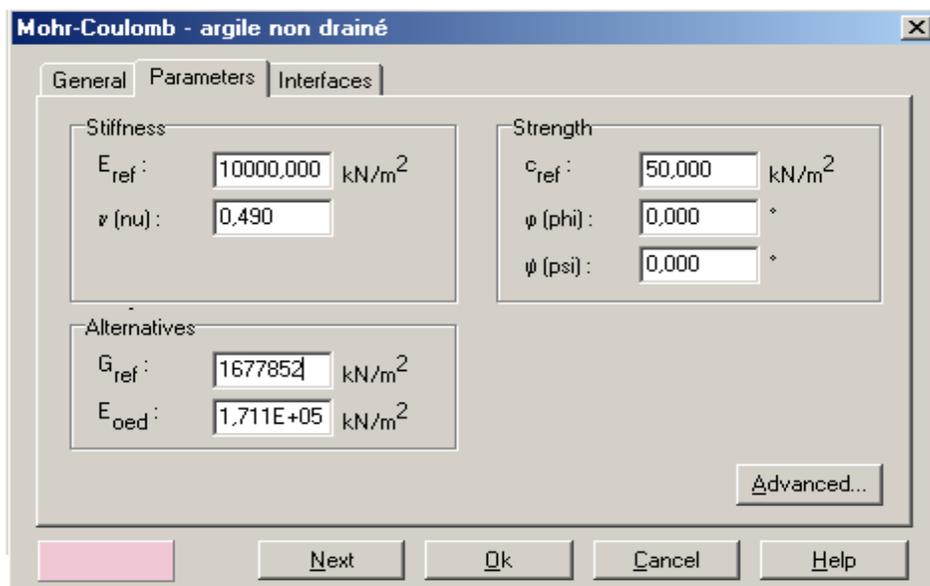


Figure 3.6 : Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.

a) 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 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Fig.3.8).

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.

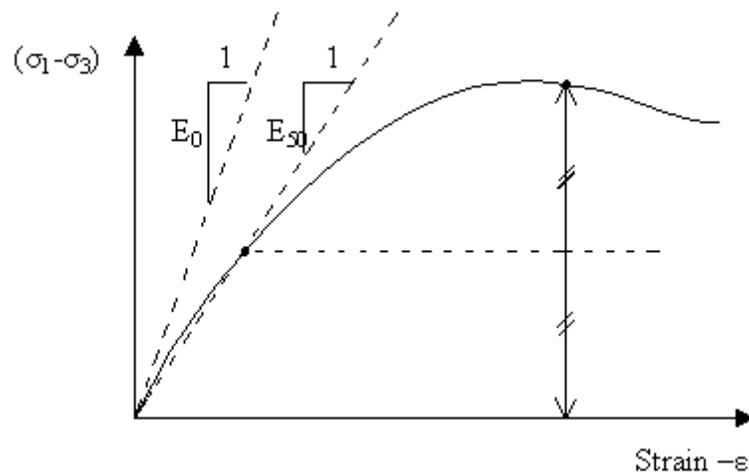


Figure 3.7 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est

particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de $\Sigma Mweight\psi$ de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$, Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$.

c) 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.

L'angle de frottement φ est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

d) 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. Dans notre étude, la cohésion est prise égale à 0.2 kPa.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \phi - 40^\circ \text{ pour } \phi > 40^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 40^\circ$$

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

assez fortes. Dans la présente étude l'angle ψ est nul.

f) Autres paramètres de raideur

De plus de module d'Young, Plaxis permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le Module de cisaillement, G , et le module œdométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, Plaxis retient la valeur du coefficient de Poisson et calcul le module d'Young correspondant.

5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model):

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel, le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

5.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model):

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression, pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous le premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, et même les sols mous, comme les argiles et les limons

5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model):

C'est un modèle de type Cam-Clay, qui permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

5.6. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model):

C'est un modèle du deuxième ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

5.7. Modèle défini par l'utilisateur:

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS.

6. Types de calcul dans PLAXIS :

Il existe, comme mentionné précédemment, trois types de calcul à choisir entre PLAXIS ; Calcul en plastique, analyse de consolidation et la réduction (ϕ/C).

6.1. Calcul en plastique :

Un calcul en plastique peut être sélectionné lorsque l'utilisateur s'intéresse à une analyse de déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas essentiel de prendre en compte l'ampleur des surpressions excédentaires avec le temps. Un calcul en plastique ne prend pas compte des effets de temps. Un calcul en plastique peut également être utilisé avec des sols doux, mais l'historique de chargement et la consolidation ne peuvent pas être suivis.

6.2. Analyse de consolidation ;

L'analyse de consolidation devrait être utilisée lorsqu'il est intéressant de suivre le développement de pression excessive des pores avec le temps dans les sols doux.

6.3. Analyse de la réduction ϕ/C :

La réduction, ϕ/C , est une analyse de sécurité dans PLAXIS qui est souhaitée lorsque la situation dans le problème nécessite un calcul du facteur de sécurité. Une analyse de sécurité peut être effectuée après chaque phase de calcul individuelle, mais il est recommandé d'utiliser une analyse de sécurité à la fin, lorsque toutes les phases de calcul ont été définies. En particulier, il n'est pas conseillé de commencer le calcul avec une analyse de sécurité comme condition de départ pour une autre phase de calcul, car cela se terminera en cas d'échec [Brinkgreve *et al.* 2006].

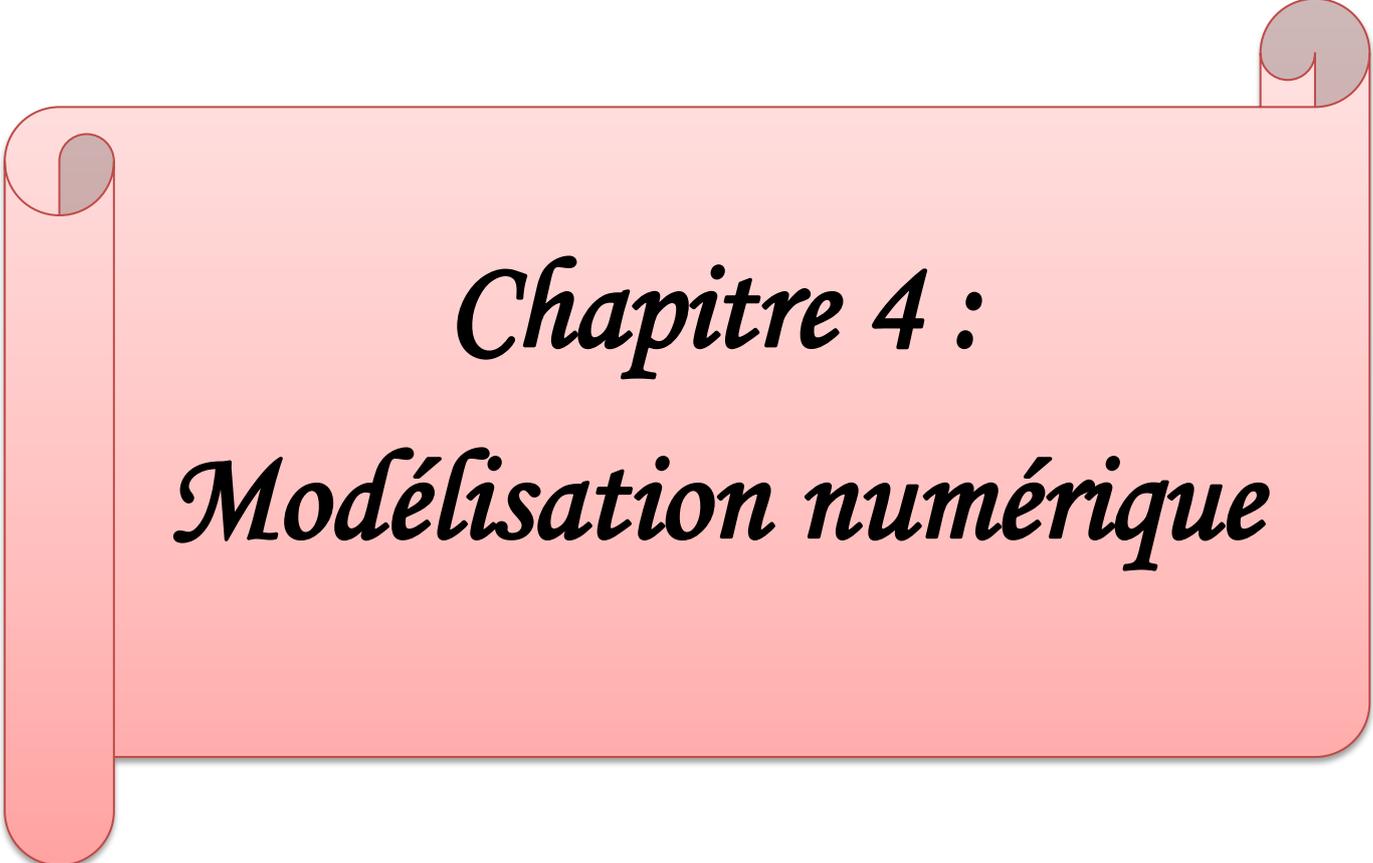
La réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des Données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « Plaxis Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, . . . etc.).

8.Cnclusion :

En conclusion, le code Plaxis 8.2 est un logiciel simple d'utilisation qui permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient des icônes pour les opérations liées à la création de modèles géométriques.

PLAXIS permet également de lire les résultats numériques (sous forme tabulaire ou graphique) nécessaires pour les dimensions du mur de soutènement dans le sol renforcé (déplacement de la structure, pression de terre active derrière la zone renforcée et force de traction nécessaire pour un renforcement maximal).



Chapitre 4 :
Modélisation numérique

1. Introduction :

L'étude analytique est très efficace dans le domaine de l'ingénierie mais une modélisation numérique peut fournir et analyser des phénomènes plus profonds. Jusqu'à présent, et en l'absence d'une méthode analytique satisfaisante reste l'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels tels que Plaxis le plus performants pour évaluer les déplacements.

L'analyse numérique permet d'étudier la stabilité, la déformation et l'effet de plusieurs paramètres en tout point du modèle en un temps raisonnable.

Dans cette partie de notre travail, nous utiliserons Plaxis 2D pour modéliser statiquement un remblai d'accès en terre armée d'une culée de pont renforcé par des géogrilles afin d'avoir une bonne compréhension du comportement statique des culées porteuses en sol renforcé.

2. Présentation de l'ouvrage

2.1. Géométrie de l'ouvrage :

Le cas de référence consiste à l'étude d'une culée de pont en terre armée. Le pont de Founders/Meadows situé au Colorado (U.S.A) fait l'objet de cette étude (figures 4.1 et 4.2). Trois sections de culée (section 200, 400 et 800) sont présentées dans la figure 4.3.

Dans cette étude on s'intéresse à la section 200. Les sections 400 et 800 ont fait l'objet d'autres études déjà réalisées.

La section 200 a une hauteur totale de culée est de 10,5m, y compris 8,5 m de revêtement en bloc du mur inférieur en sol renforcé et 2m de mur supérieur de culée en béton armé.

Le parement réalisé par des blocs en béton de dimensions de 1,5 m (longueur)×1,5 m (hauteur).

Les couches de géogrilles ont été placées avec un espacement vertical uniforme de 0.75m mais avec une longueur variable, comme illustré dans la figure 4.4. La longueur des couches de géogrilles varie de 4,55m pour la couche de base à 7,55m pour la couche supérieure du mur inférieur



Figure.4.1. Vue de l'ouvrage achevé de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al. 2000) [12]



Figure.4.2. Vue générale de l'ouvrage en service de pont de Founders/Meadows (Abu-Hejleh et al.2002) [12]

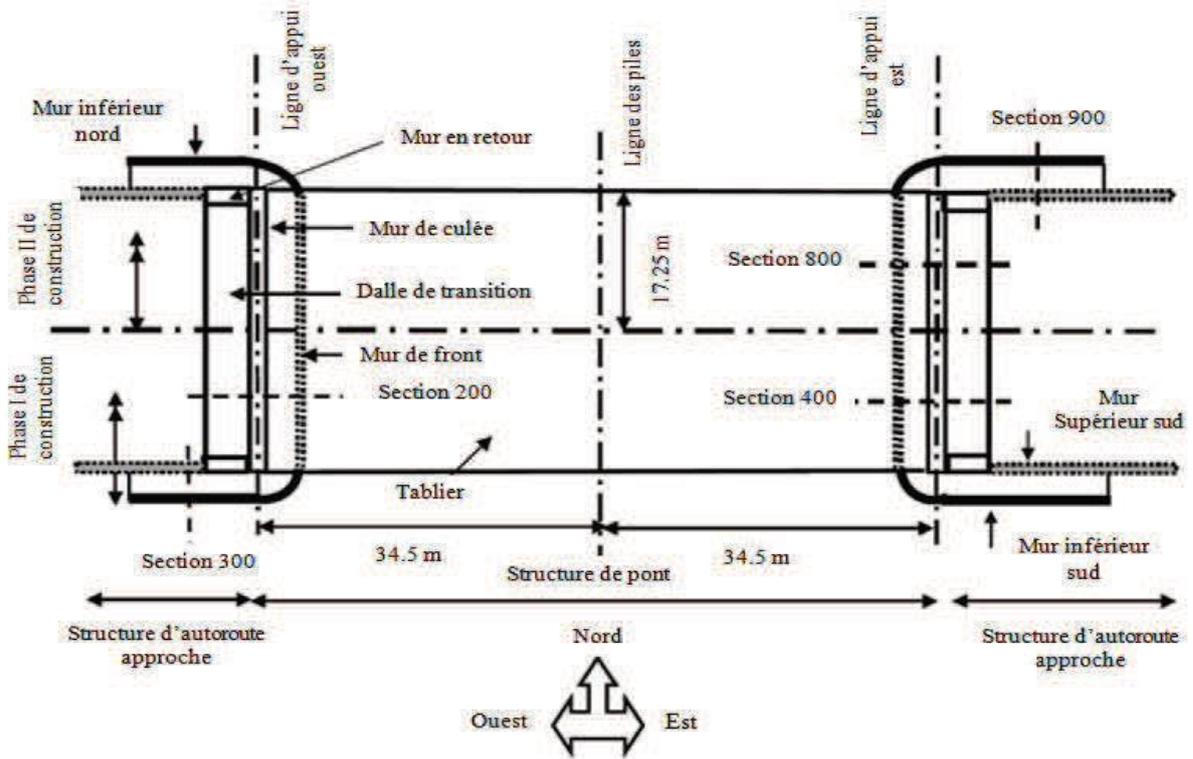
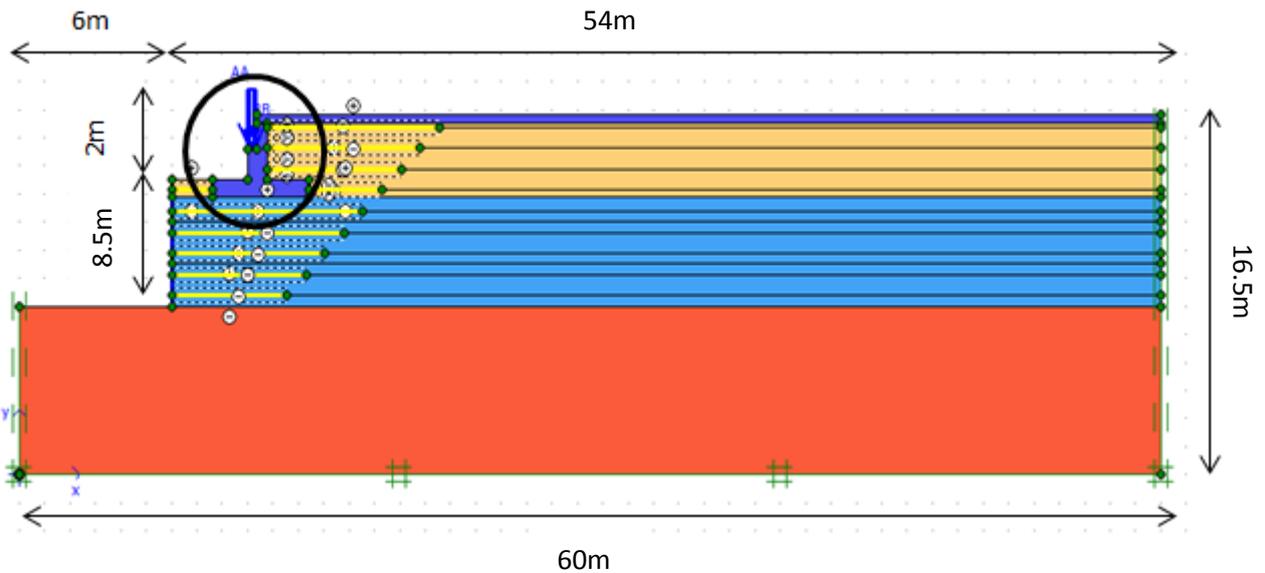


Figure.4.3 Vue en plan de pont de Founders/Meadows [12]

3. Présentation de la procédure de simulation :

3.1. Modèle numérique :

Ce projet sera modélisé avec un modèle géométrique 2D. Il fait de 60 m de largeur sur une hauteur de 16.5 m. Le modèle est présenté dans la figure.4.4



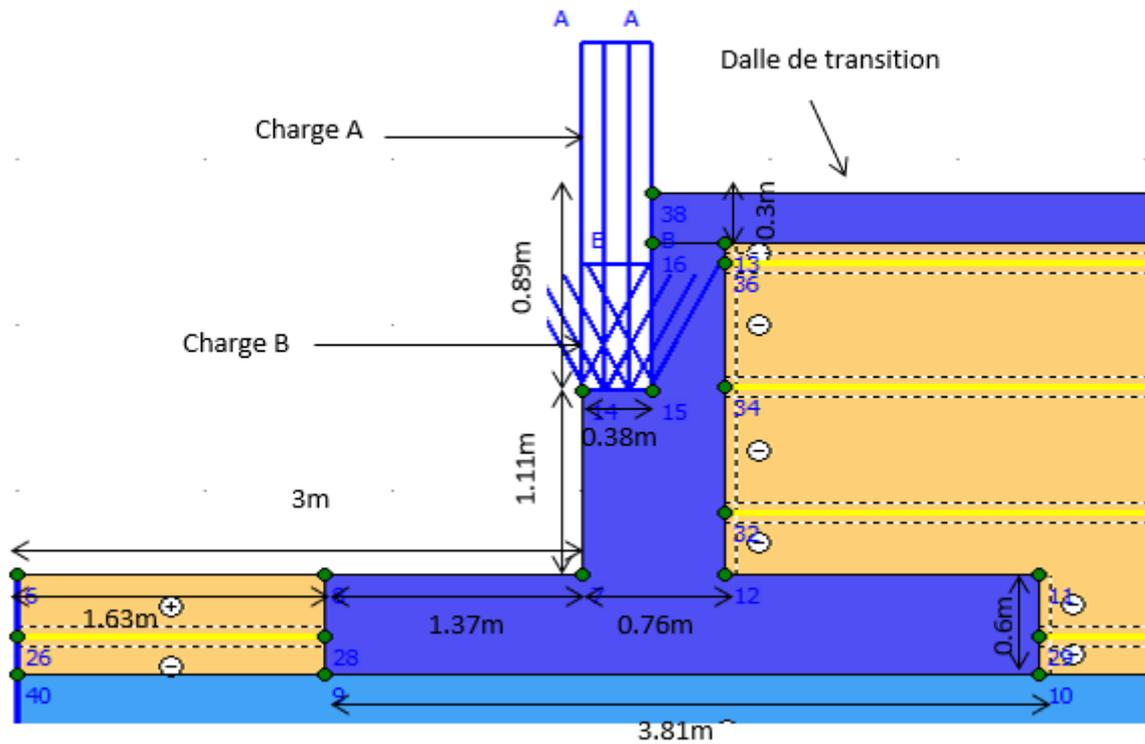


Figure 4.4 : géométrie du modèle numérique

3.2. Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux :

3.2.1. Le sol :

Le modèle de comportement se compose de deux sols différents : remblai renforcé et général et le sol de fondation. Le modèle de comportement utilisé pour simuler les différents sols est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr- Coulomb.

Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres élastiques et plastiques,

- Les paramètres élastiques c'est le module d'Young et le coefficient de poisson.
- Les paramètres plastiques c'est l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance.

Les données des sols affectés dans le logiciel PLAXIS sont représentées dans le (Tableau 4.1) :

Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du sol.

Paramètres du sol	Sol de fondation	Remblai général	Sol renforcé
Modèle de comportement	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Module d'Young E [kN/m ²]	52000	45000	45000
Coefficient de poisson ν	0,2	0,35	0,35
Masse volumique unsat γ_{unsat} [kN/m ³]	18	22	22
Masse volumique saturé γ_{sat} [kN/m ³]	19	23	23
Angle de frottement ϕ (°)	30	39	39
Angle de dilatance Ψ (°)	0	9	9
Cohésion C[kN/m ²]	30	01	01

3.2.2. Le parement :

Pour réaliser un mur de 4.5 m de hauteur, le parement de mur est construit avec trois écailles, ayant une section droite de 1.50 m de côté, d'épaisseur 0.14 m et de poids volumique $\gamma=25\text{kN/m}^2$, sont modélisés en utilisant des éléments poutres représentés par l'objet « Plate » dans le PLAXIS 2D,

Dans les écailles, les paramètres essentiels c'est la rigidité axiale et la rigidité flexionnelle :

$$EA=25 \times 10^6 \times (0,14 \times 1) = 3,5 \times 10^6 \text{ KN/m.}$$

$$EI=25 \times 10^6 \times \frac{0,14^3 \times 1}{12} = 5716 \text{ KN/m}^2/\text{m.}$$

$$W=\gamma \cdot d=25 \times 0,14=3,5 \text{ KN/m}^2/\text{m.}$$

Dans le tableau 4.2 suivant on présente ces caractéristiques :

Tableau 4.2 : Caractéristiques du parement du mur. [3]

Paramètres	Symbole (unité)	Valeur
Hauteur	h(m)	1.5
Largeur	L (m)	1.5
Epaisseur	d (m)	0.14
Poids volumique	γ [kN/m ³]	25
Module d'élasticité	E [GPa]	25
Coefficient de poisson	ν [/]	0.2
Poids	W [kN/m²/m]	3.5
Rigidité axiale	EA [kN/m]	3,5×10⁶
Rigidité flexionnelle	EI [kN/m²/m]	5716

3.2.3. La semelle et la dalle de transition de pont :

La semelle et la dalle de transition de pont sont modélisées en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire Non-porous.

Les différentes caractéristiques de la semelle et la dalle de transition en béton armé sont présentées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Caractéristiques de la semelle et du mur en béton armé de la culée

Elastique linéaire		Sommier
Type		Non-porous
γ_{unsat}	[kN/m ³]	25.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	25.00
Eref	[kN/m ²]	25000000.00
v	[-]	0,2
Rinter	[-]	1

3.2.4. Les géogrilles

Les géogrilles sont modélisées avec un élément structurels appelés « geogrid » dans le logiciel Plaxis. Ces éléments ont une propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA.

Les caractéristiques des géogrilles sont données dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. Caractéristiques des géogrilles

Identification	EA [KN/m]
Géogrille	2000

4. Validation de l'étude :

4.1. Saisie des données :

Dans la première étape : le model Plane Strain et l'élément à 15 nœuds ont été choisis dans le « General settings » et les dimensions géométriques de la fenêtre des figures (4.5) et (4.6).

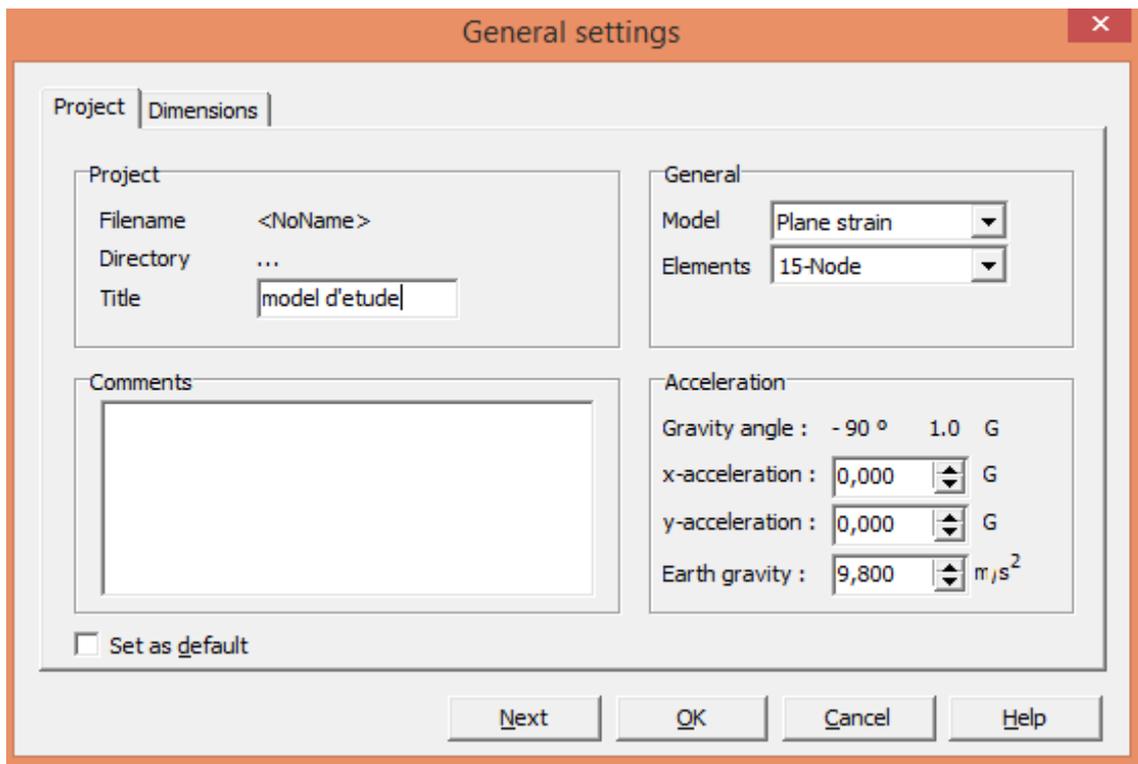


Figure 4.5: Menu « General settings »

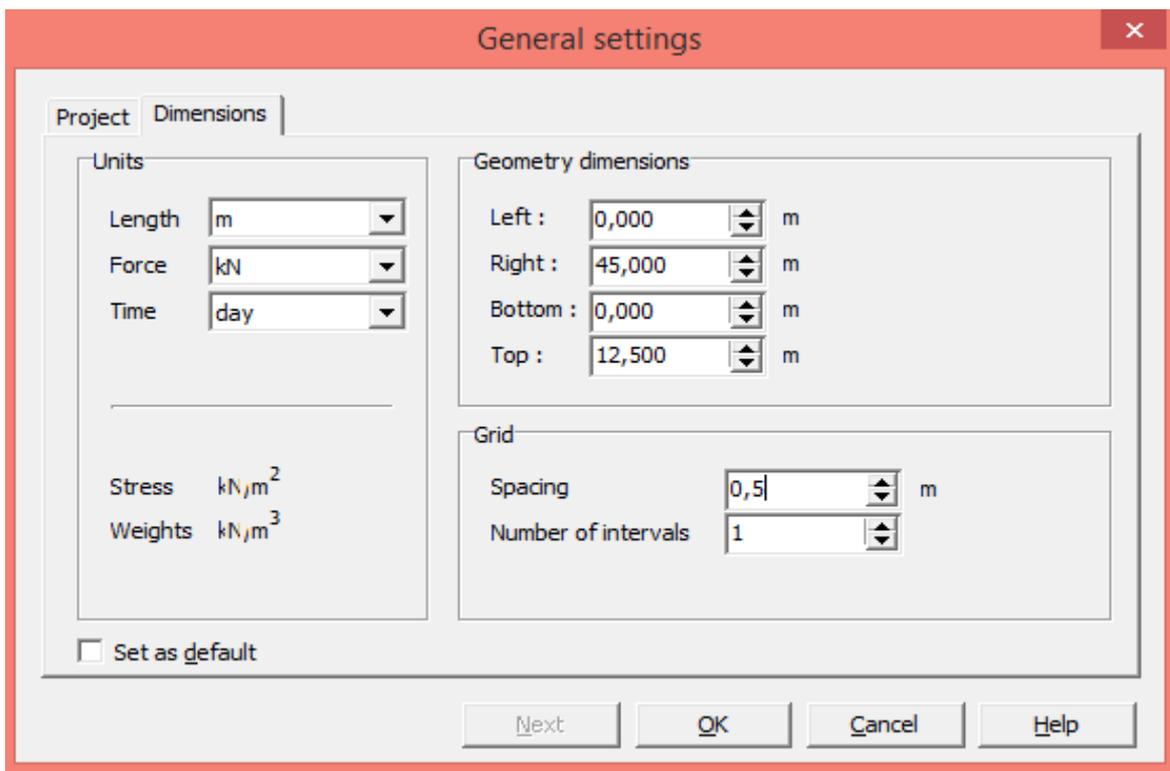


Figure 4.6 : fenêtre pour les dimensions géométriques.

4.2. Les conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites ; les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux. Pour fixer les conditions aux limites on utilise l'icône « Standard Fixités » dans le logiciel Plaxis.

4.3. Phasage de calcul :

La construction du mur a été modélisée par la procédure « staged construction » c'est à dire par étapes. Le premier lit d'armature de renforcement est toujours installé à l'altitude 0,375 m sur la première couche de sol et la première écaille du béton. Le processus de construction du mur est modélisé en 11 phases.

- Phase 1 : mise en place de la première écaille, de la première et deuxième couche et installation de la première armature entre les deux couches de remblai renforcé.

Cette phase est répétée jusqu'à 4,5 mètres de hauteur (phase 5).

- Phase 6 : pose de la semelle.
- Phase 7 : pose la poutre (comme charge).
- Phase 8 : placement de remblai renforcé derrière le mur.
- Phase 9 : Pose de revêtement de tablier (comme charge).
- Phase 10 : pose la dalle de transition.

Dans les phases 7 et 9, on a simulé les charges des poutres et le tablier de pont en appliquant des pressions verticales uniformément réparties équivalentes respectivement 420 et 170 kPa. [26]

- La dernière phase une analyse de sécurité selon la méthode « ϕ/c réduction ».

Ces phases de calcul sont indiquées dans la figure 4.7.

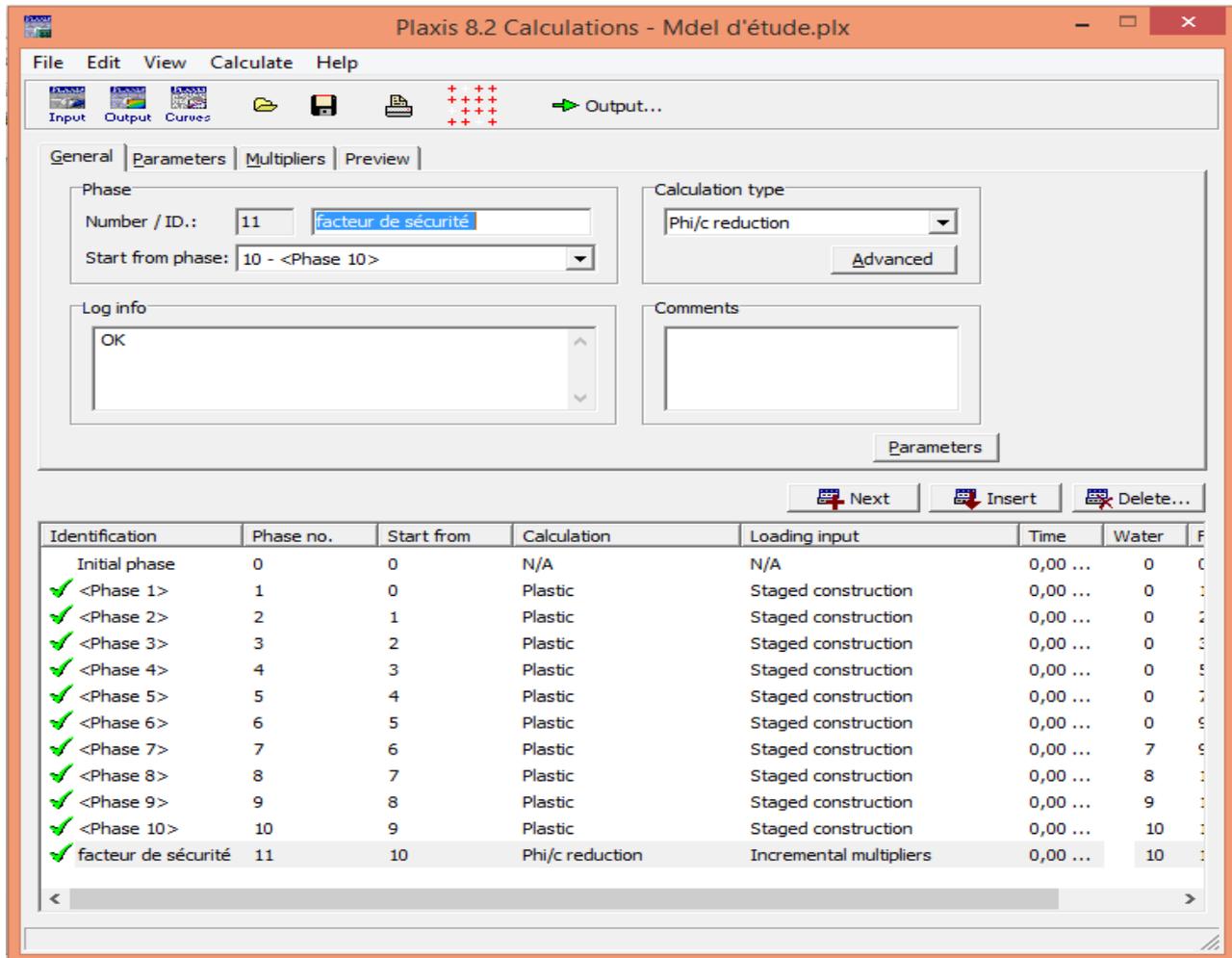


Figure 4.7 : Les phases de calcul.

4.4. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 2D dans un plan (OXY), avec des éléments à 15 nœuds est constitué 769 d'éléments et 6657 de nœuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 9228 Points. On règle la finesse du maillage sur « Fine » (figure 4.8)

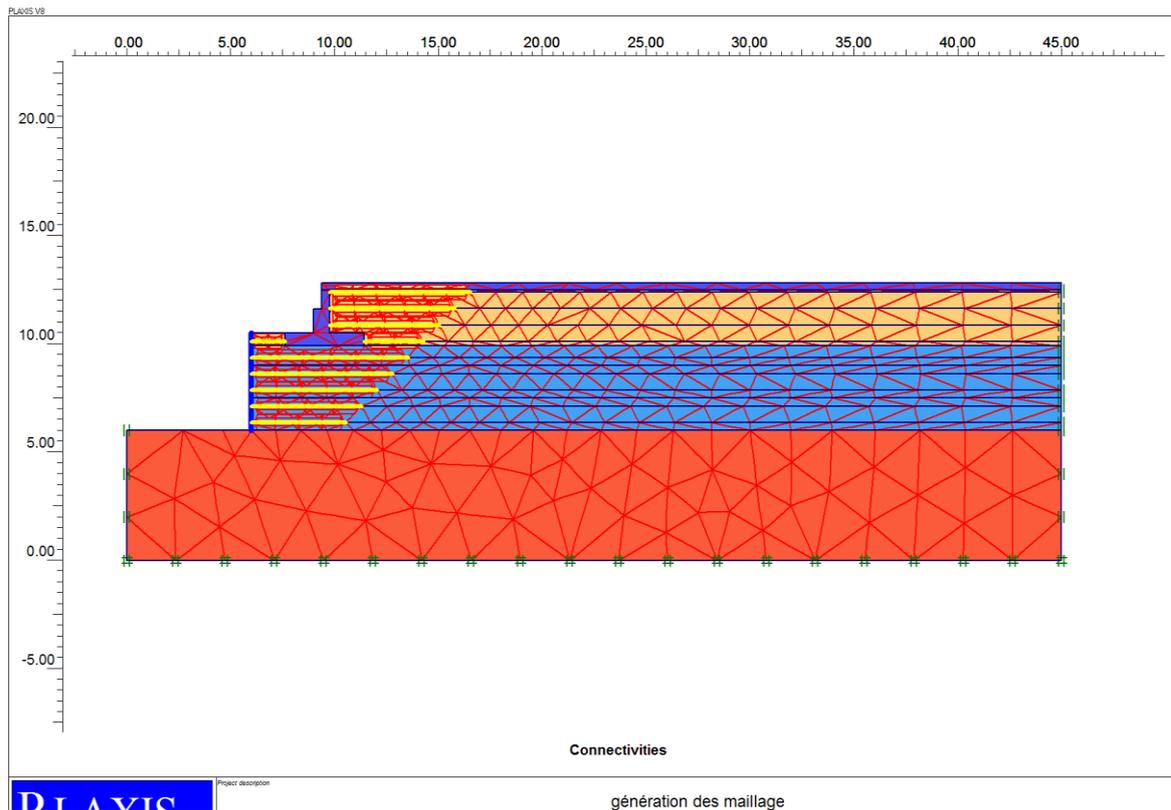


Figure 4.8 : Maillage du modèle.

4.5. Les conditions initiales :

Dans ce modèle il n'y pas le niveau de la nappe phréatique (l'introduction du niveau de la nappe phréatique dans le code PLAXIS au fond du sol). La phase suivante est la génération de la pression interstitielle (figure 4.9) et la contrainte effective initiale (figure 4.10). Il n'y pas le niveau de la nappe phréatique dans ce modèle.

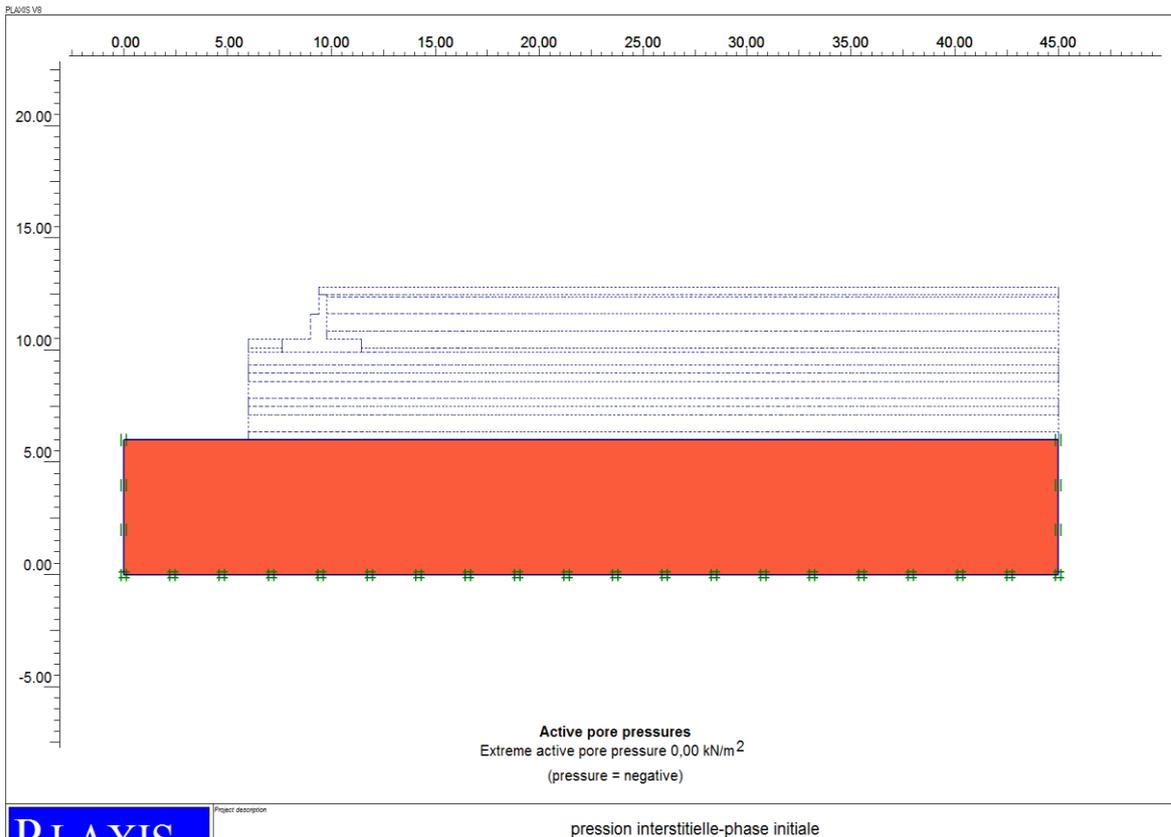


Figure 4.9 : Pression interstitielle-phase initiale.

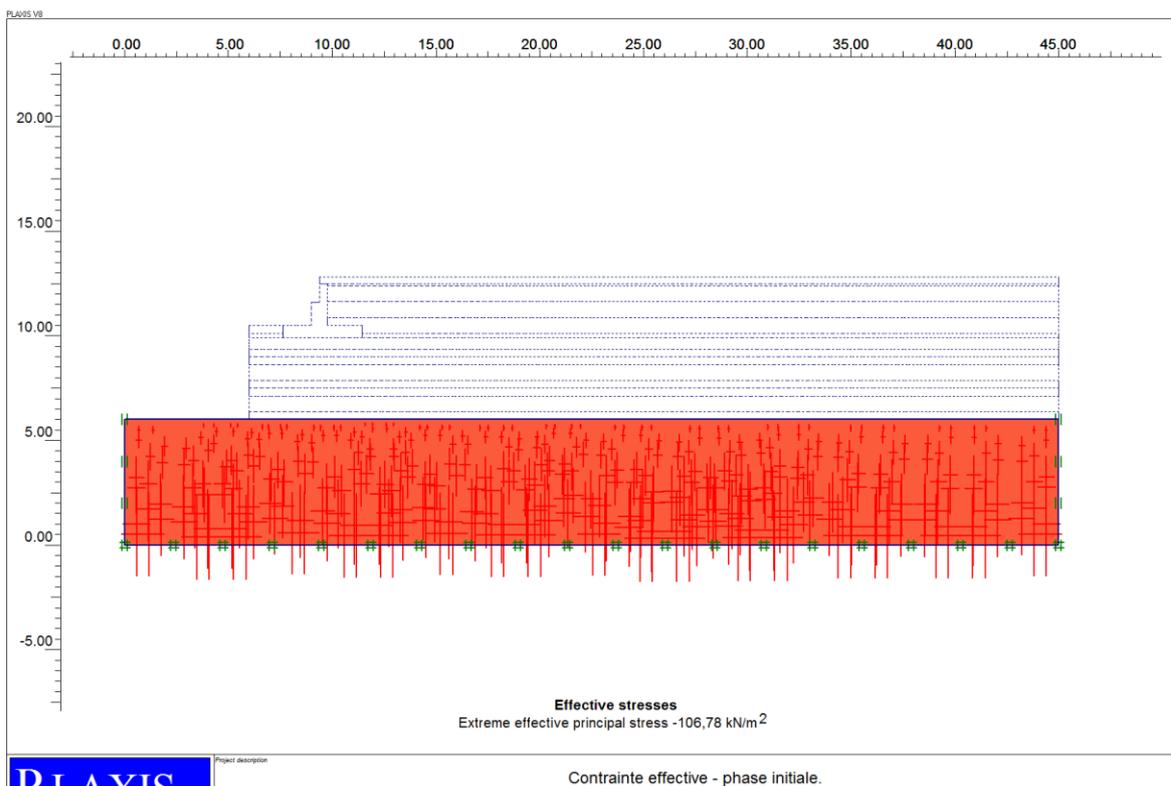


Figure 4.10 : Contrainte effective - phase initiale.

4.6. Présentation des résultats de la modélisation numérique :

Les résultats les plus importants d'un calcul par éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, les contraintes et le mode de rupture, les tractions maximales dans chaque lit et le coefficient de sécurité.

Pour obtenir les résultats de cette étude on utilise le sous-programme « out put » dans PLAXIS.

➤ Déformation du maillage :

Le maillage déformé de notre modèle est présenté sur la figure 4.11. Cette déformation est due à la fin de construction.

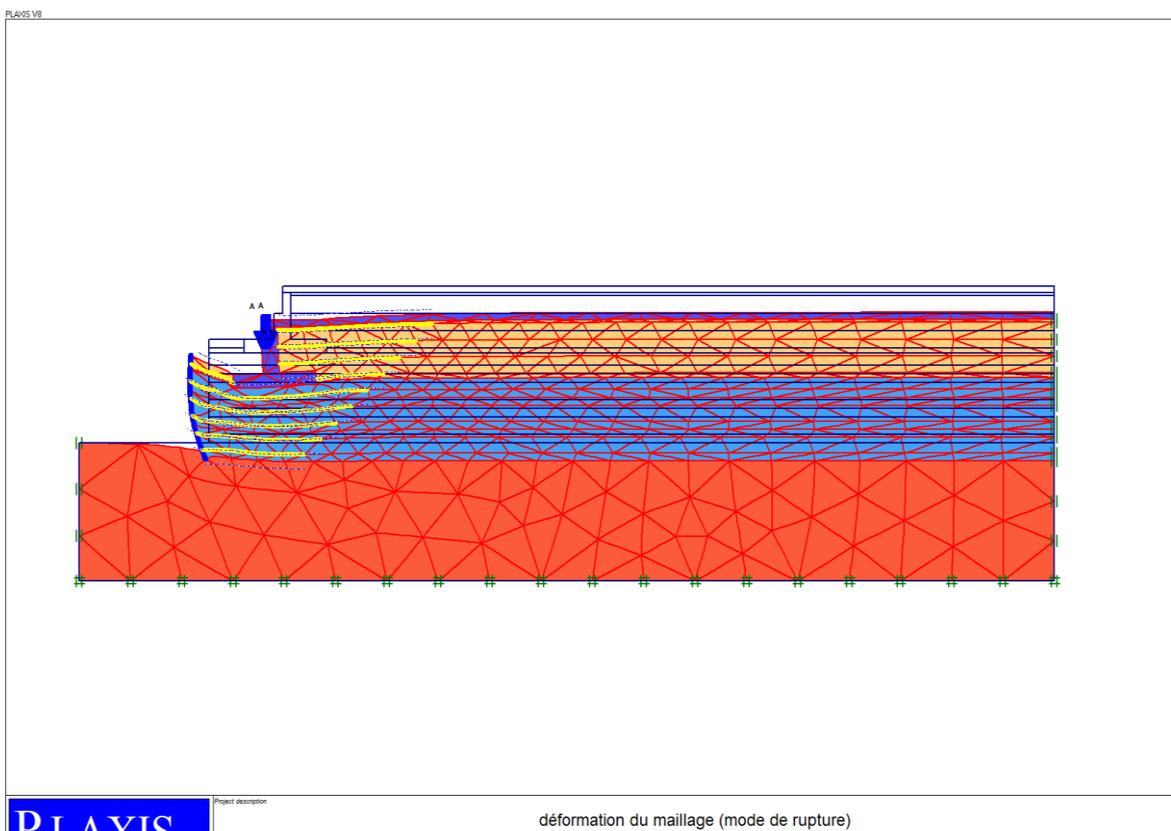


Figure 4.11 : Déformation du maillage (mode de rupture).

➤ Comportement du mur à la rupture :

Le mode de rupture dans le cas des armatures à geogrilles , est lié au glissement qui se produit par le terrain instable.

Les zone sde cisaillement maximale sont localisées à l'extrémité des armatures du mur inférieur, à l'interface entre le remblai renforcé et le parment en premier lieu et en deuxième lieu en bas de la semelle à coté du parement . (figure 4.12)

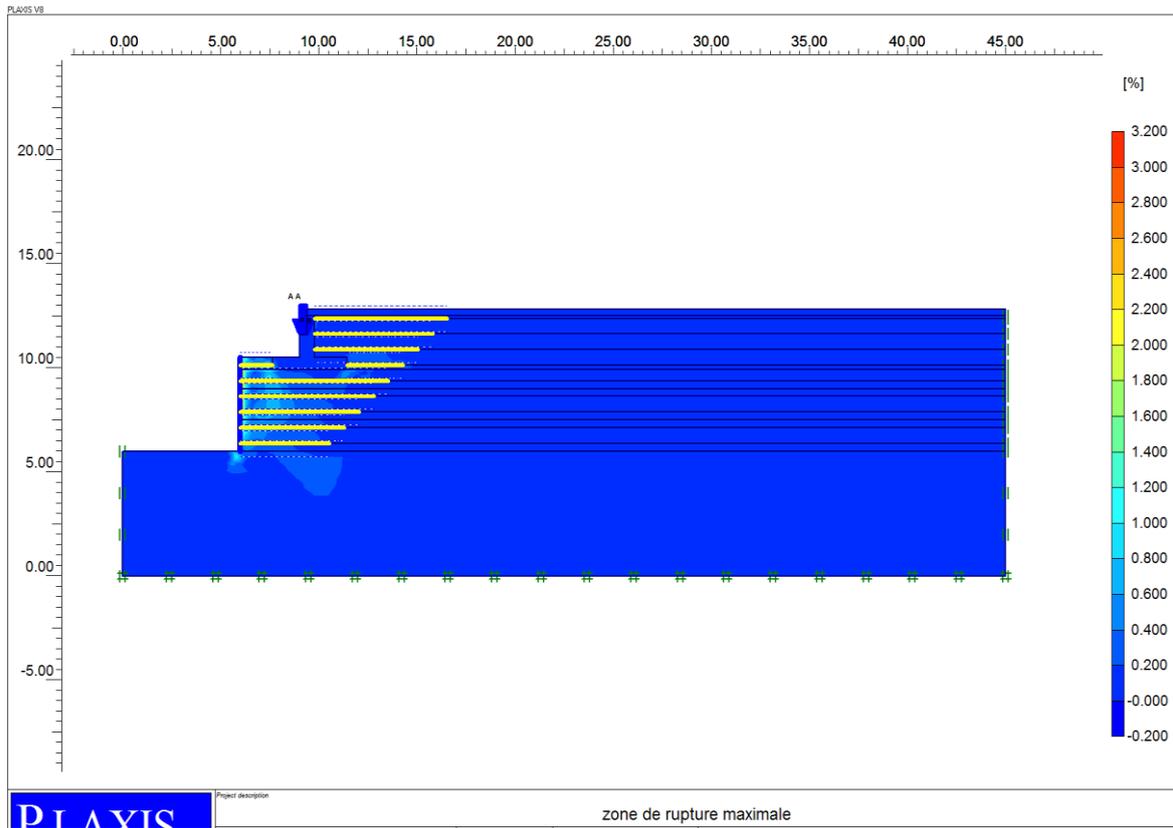


Figure 4.12: Zones de ruptures maximales.

➤ **Les contraintes totales :**

La figure (4.13) présente le champ des contraintes totales :

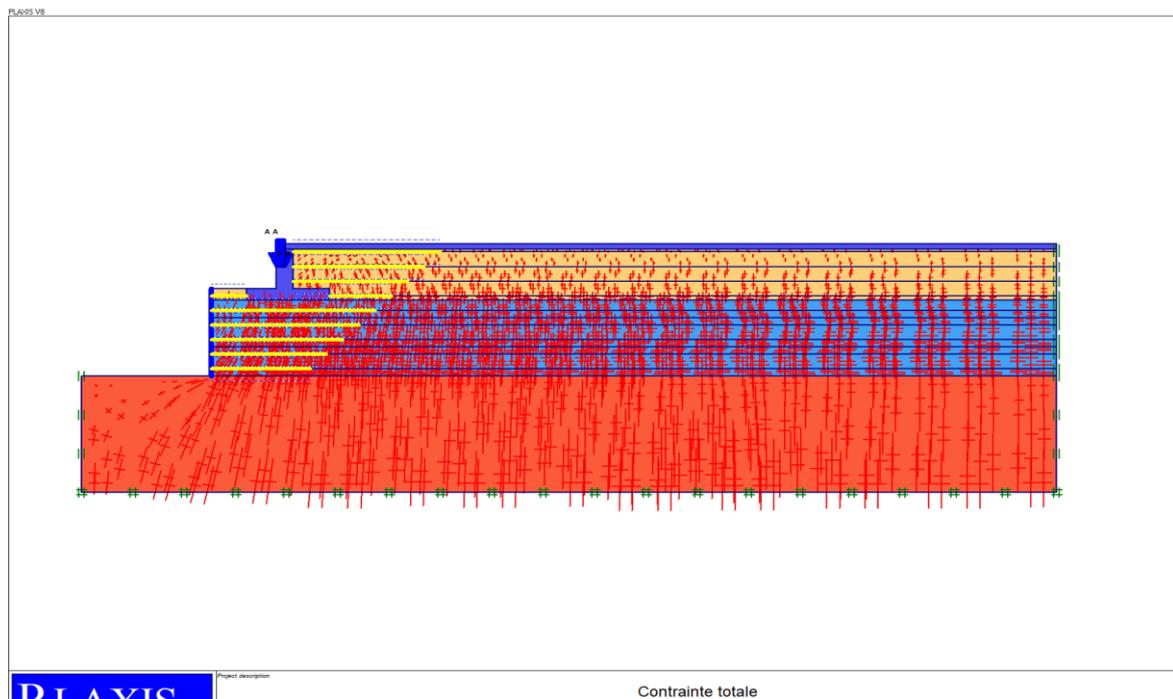


Figure 4.13: Contrainte totale

Le tableau 4.5 et la figure 4.14 montrent l'évolution de la contrainte verticale dans le massif inférieur renforcé de toutes les phases de construction. On remarque que la contrainte verticale maximale était de 241.25 kN/m² pour la première phase, c'est-à-dire après la réalisation du mur inférieur, et elle atteint une valeur de 439,10 kN/m² pour la phase finale de la construction de l'ouvrage après la construction de la partie supérieure du culée. Autrement dit, on remarque une augmentation de 82% de la contrainte verticale à la fin de la réalisation du mur.

Tableau 4.5 : contraintes totales en fonction des phases.

Numéro des phases	Contraint totale (kN/m ²)
1	241.25
2	275.25
3	343.81
4	414.75
5	430.97
6	439.10

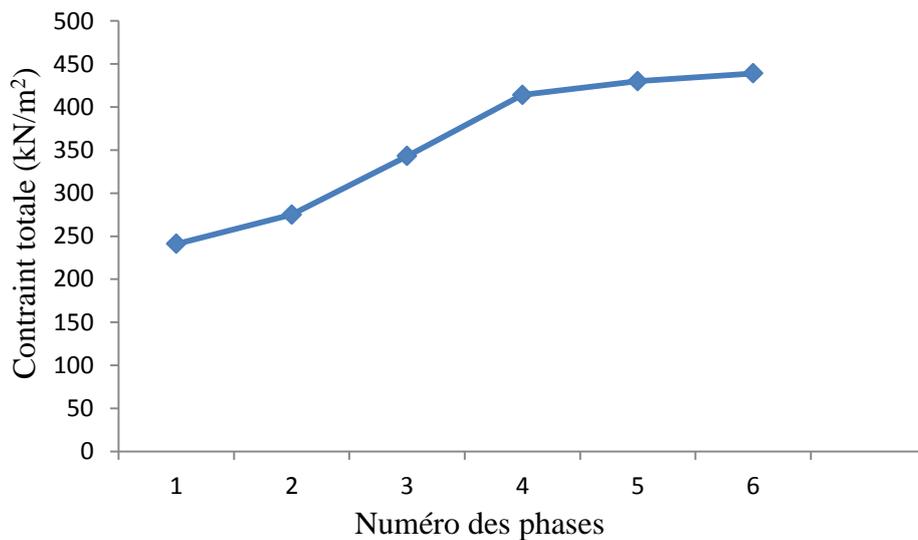


Figure 4.14 : Contraintes totales en fonction des phases de construction.

➤ Déplacement total :

Les figures 4.15 et 4.16 présentent le déplacement total du modèle étudié : $U_{tot} = 35.56 \cdot 10^{-3} \text{ m}$:

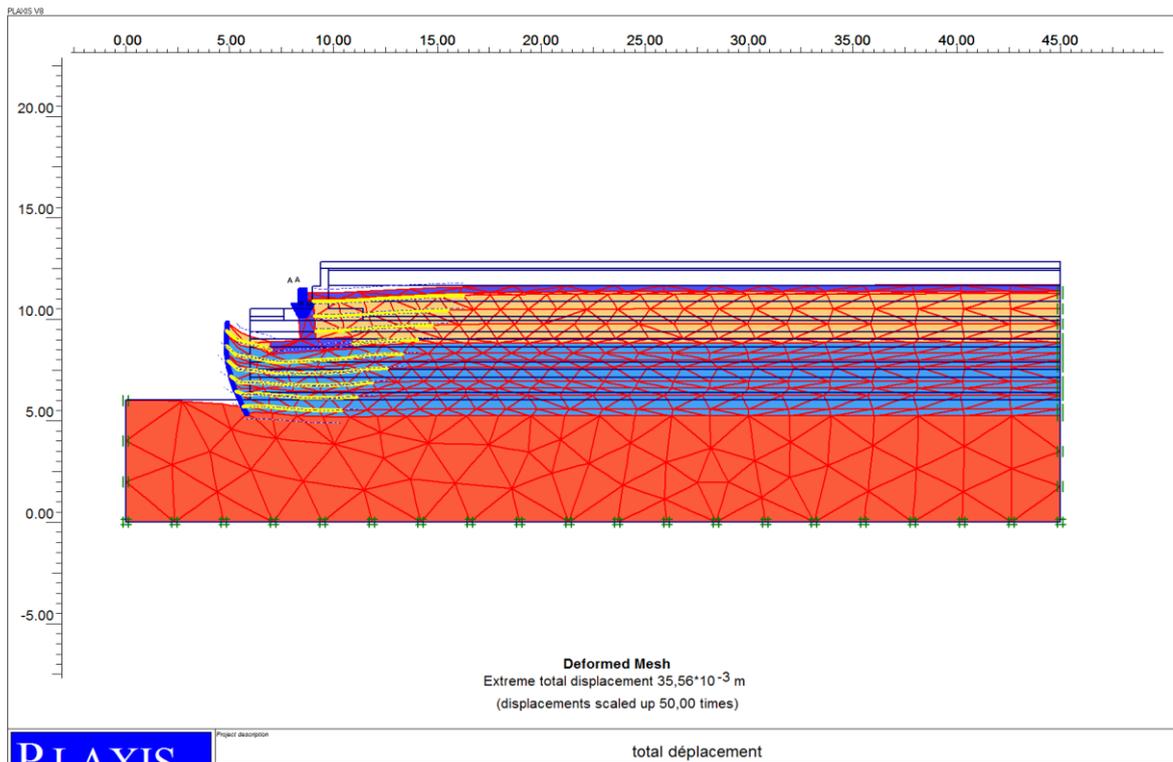


Figure 4.15 : Déplacement total maximal à la fin de la phase de construction.

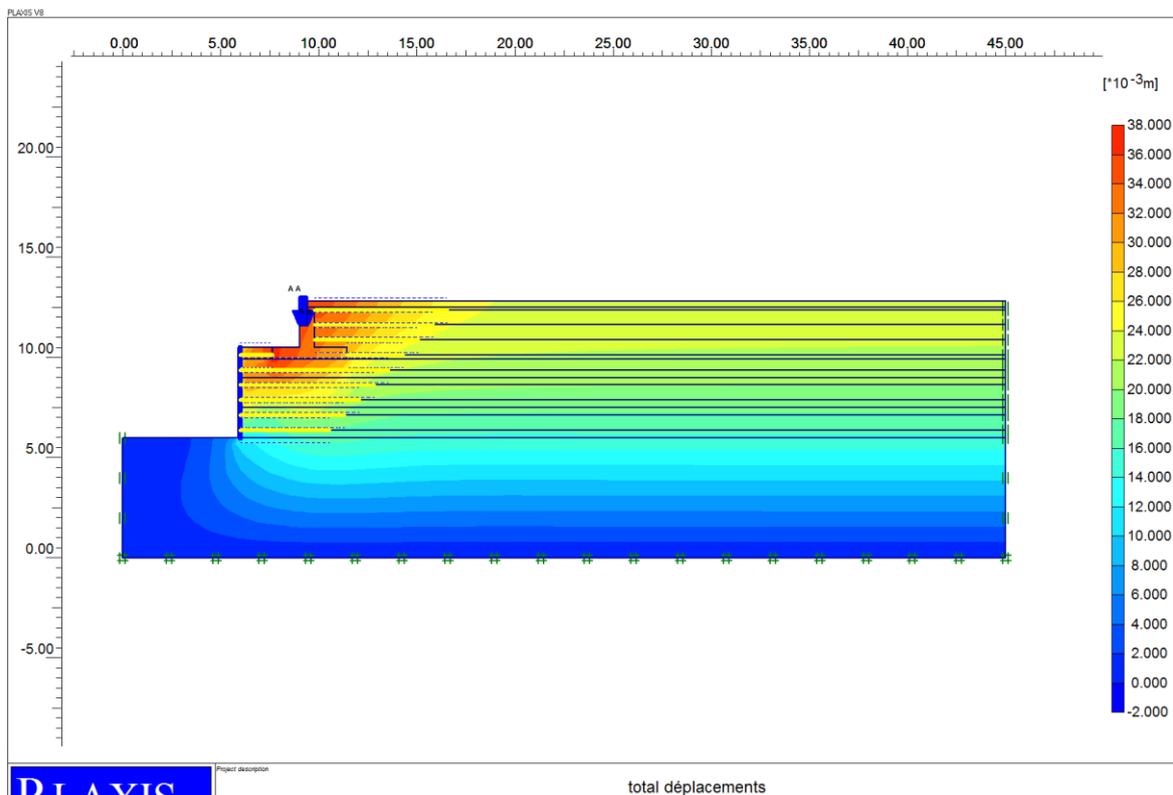


Figure 4.16 : Déplacement total à la fin de la phase de construction.

➤ **Déplacement vertical :**

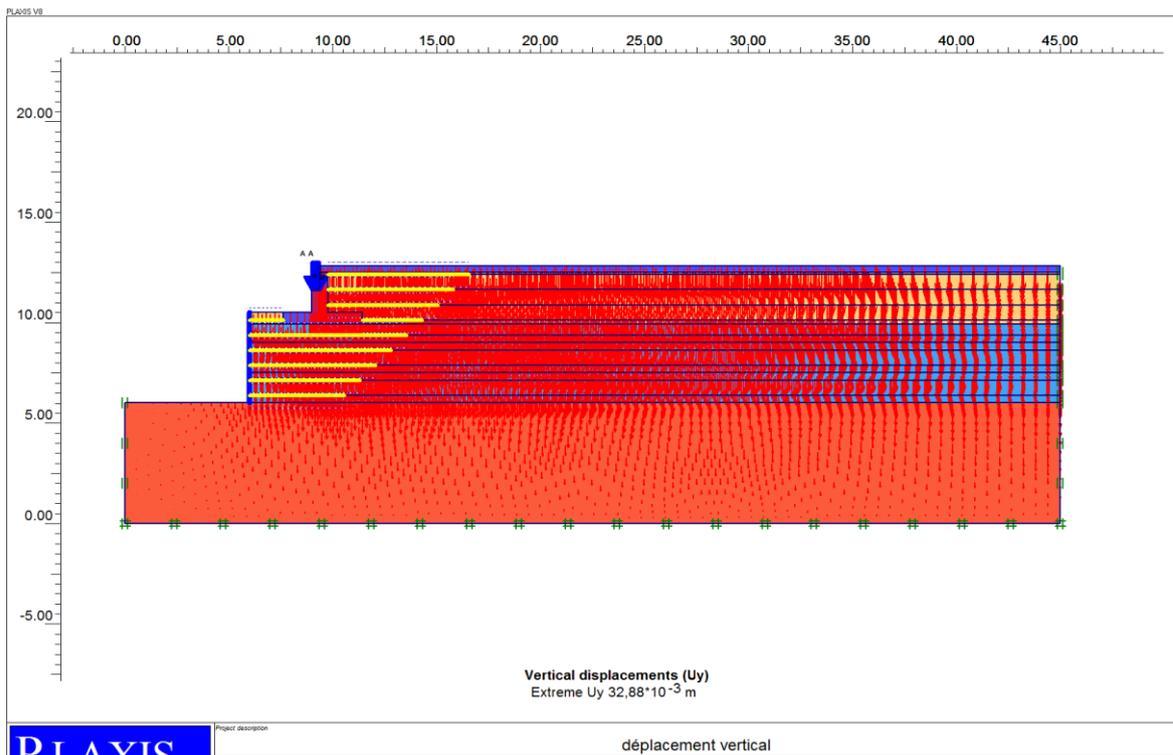


Figure 4.17: Déplacement vertical maximal.

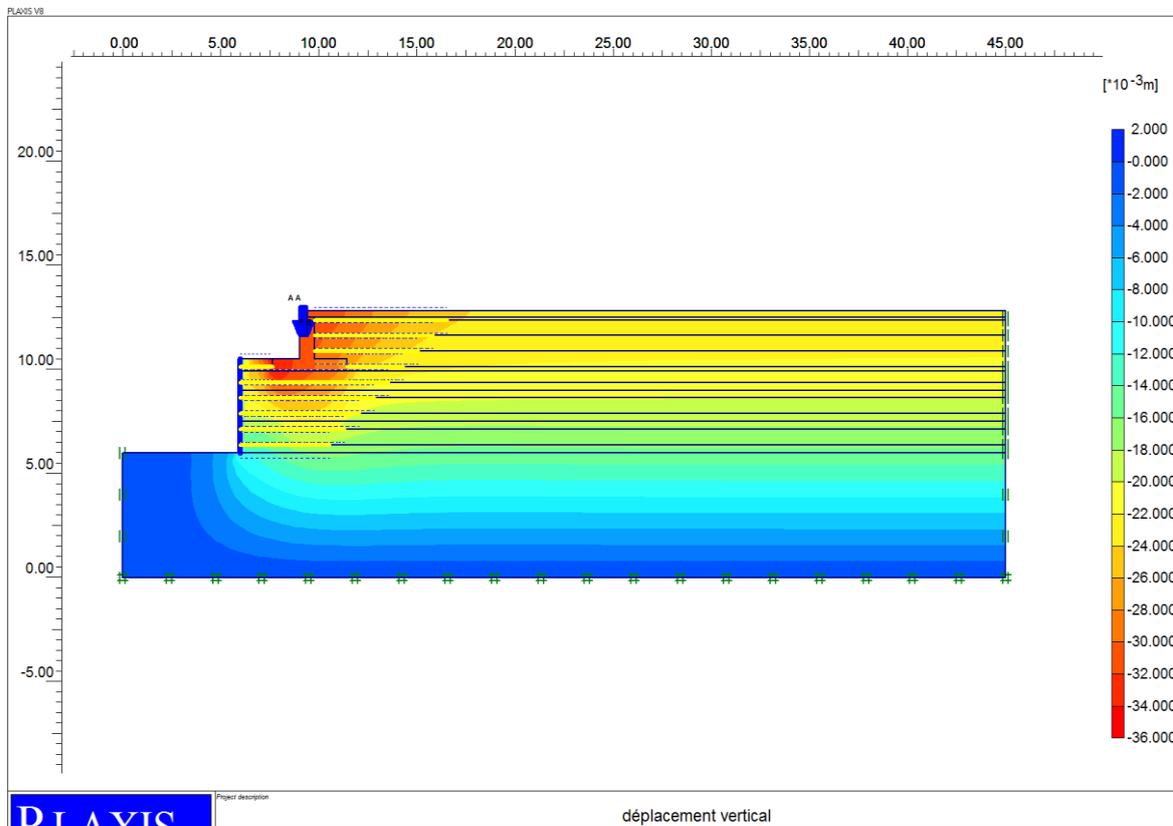


Figure 4.18: Déplacement vertical.

➤ **Déplacement horizontal :**

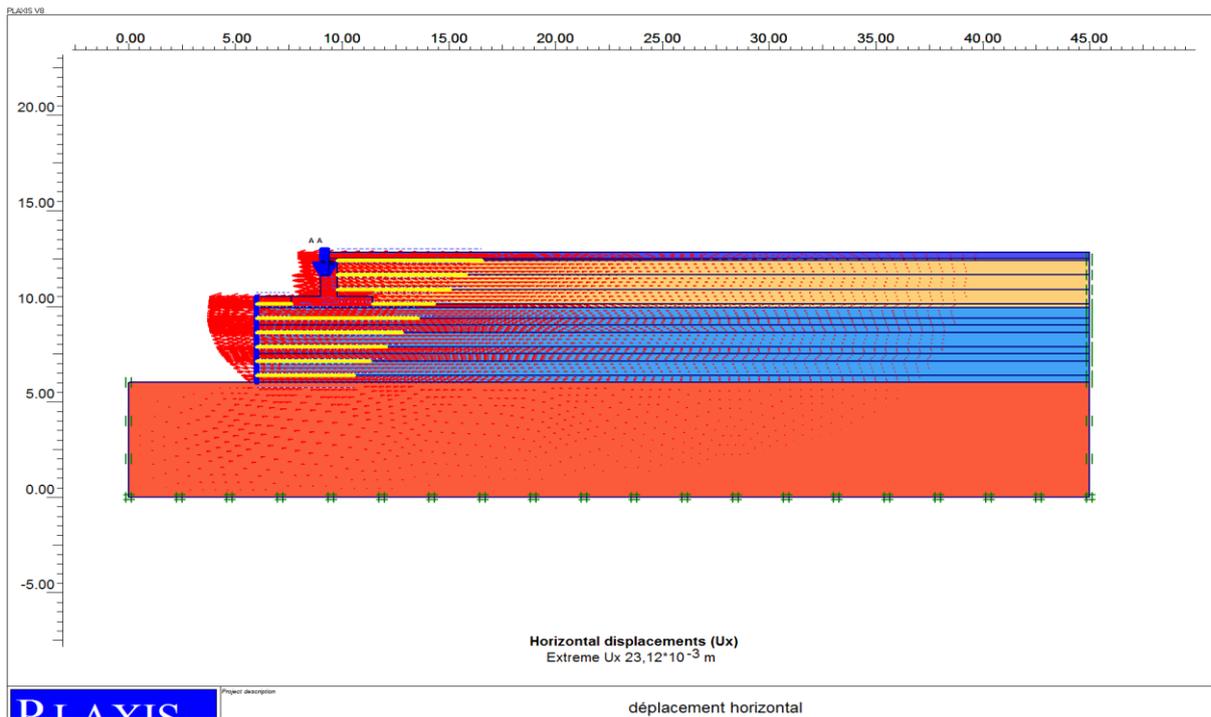


Figure 4.19: Déplacement horizontal maximal.

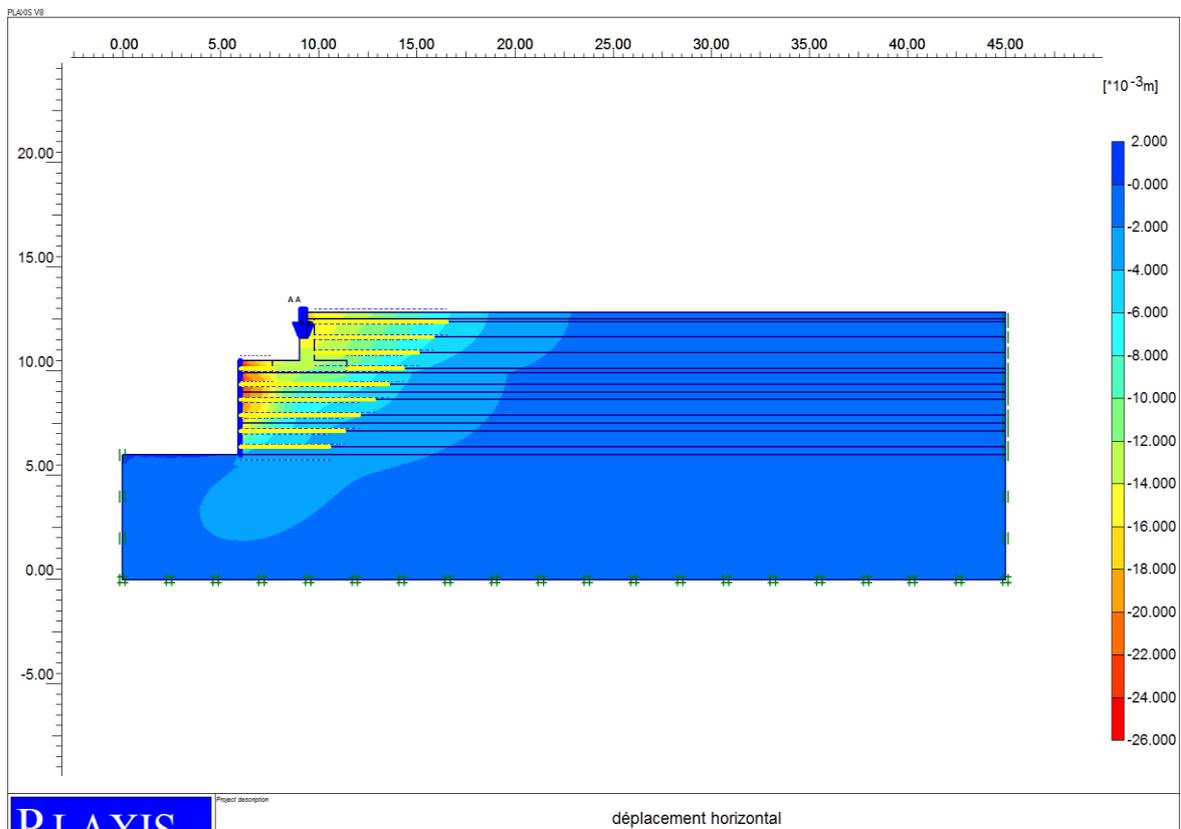
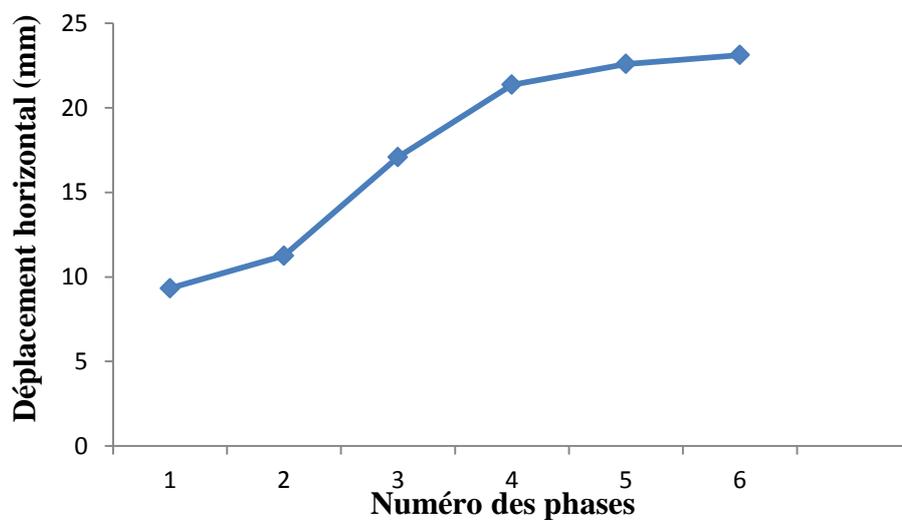


Figure 4.20: Déplacement horizontal.

Tableau 4.6 : déplacement horizontal maximal en fonction des phases de construction.

Numéro des phases	Déplacement horizontal (mm)
1	9.33
2	11.25
3	17.09
4	21.37
5	22.59
6	23.12

**Figure 4.21**: déplacement horizontal en fonction des phases de construction.

Le tableau 4.6 et la figure 4.21 montrent l'évolution du déplacement horizontale maximal du mur inférieure en fonction des phases de construction de l'ouvrage. Le déplacement horizontal, après la réalisation de la première phase du mur, ne présente que 40% par rapport au déplacement final à la fin de la construction du mur. On observe aussi que le déplacement de parement augmente au fur et à mesure avec l'avancement des phases de la construction du mur.

Tableau 4.7 : variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur

Hauteur	Déplacement horizontal (mm)
0.375	7.18
1.125	13.98
1.875	19.04
2.625	21.79
3.375	23.12

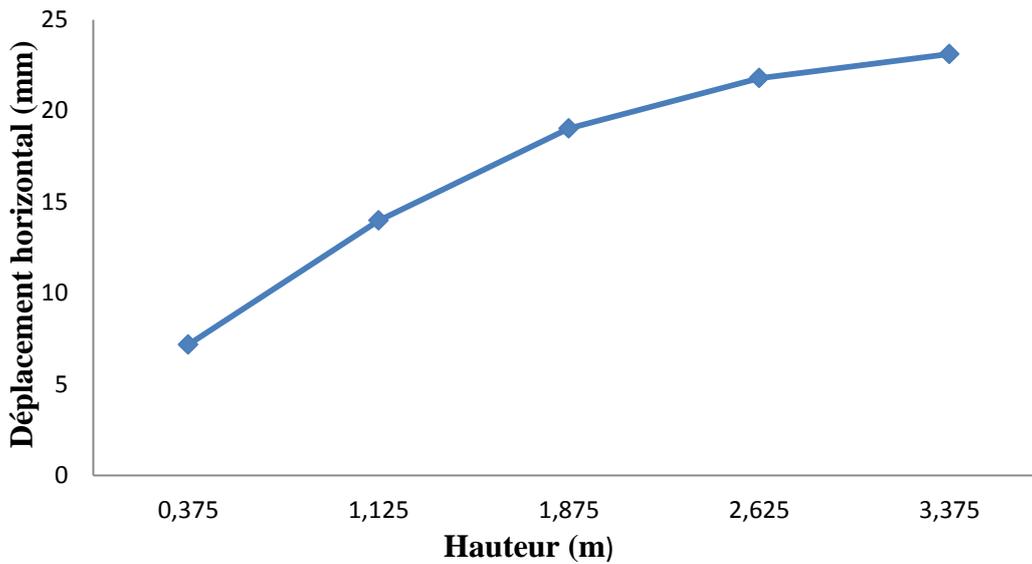


Figure 4.22 : variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur

La figure 4.22 et le tableau 4.7 montrent que le déplacement maximum se produit approximativement dans la partie supérieure du mur inférieur. On remarque que le déplacement maximum se situe au voisinage de 3m dans le tiers supérieur du parement.

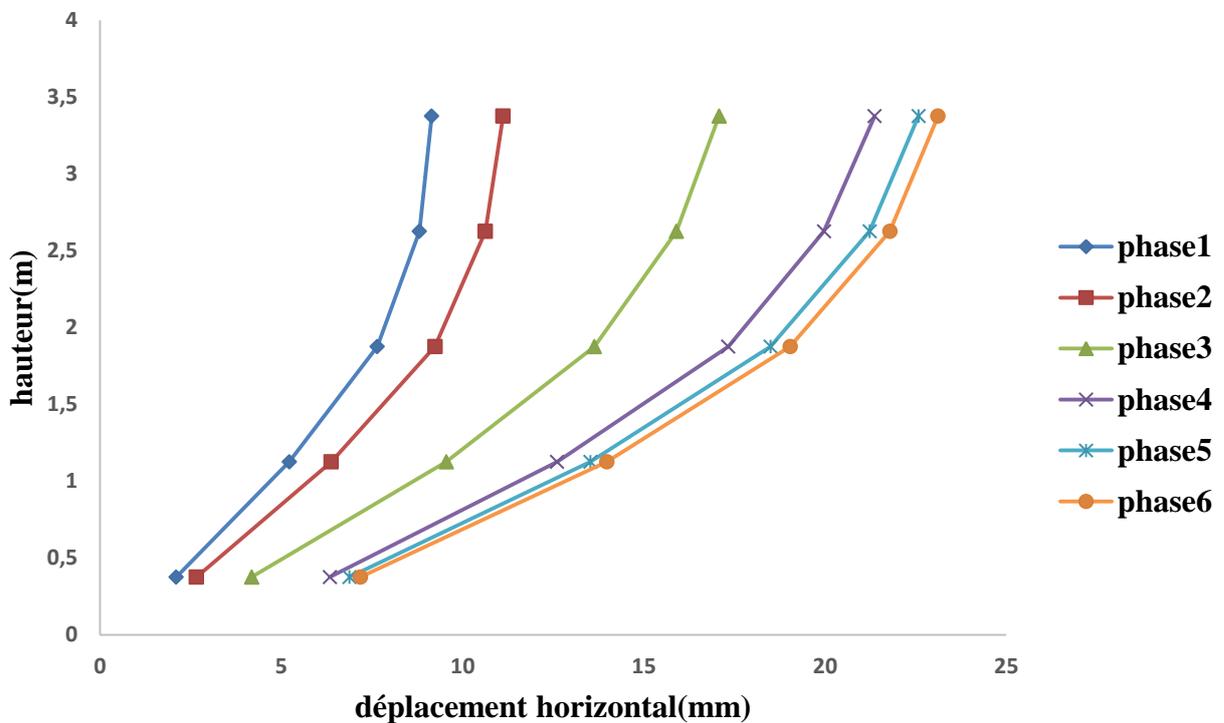


Figure 4.23 : Déplacements horizontaux du parement calculés en fonction des phases de construction.

La Figure 4.23 représente l'évolution des déplacements horizontaux du mur inférieur en fonction des différentes phases de construction. On observe que le déplacement de parement augmente au fur et à mesure de l'avancement des phases de construction.

➤ **L'effort de traction maximal T_{max} :**

Tableau 4.8 : Résultats du calcul numérique de T_{max} .

Hauteur (m)	L'effort de traction maximum (KN/m)
0.375	5.63
1.125	8.24
1.875	9.88
2.625	9.71
3.375	9.26

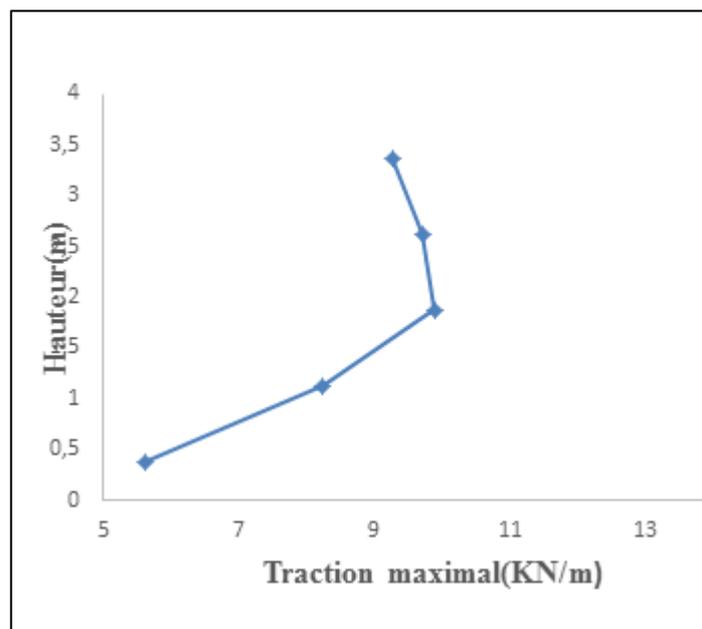


Figure 4.24 : Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.

La figure 4.24 et le tableau 4.8 montrent la répartition de l'effort de traction maximale pour les différents niveaux de renforcement du mur inférieur. La figure 4.25 montre que les forces de traction maximales calculées sur chaque lit d'armatures sont situées à des points proches du parement.

La répartition des efforts montre que le mur peut être représenté par deux zones près que ceux définie dans la norme NF P 94 220.

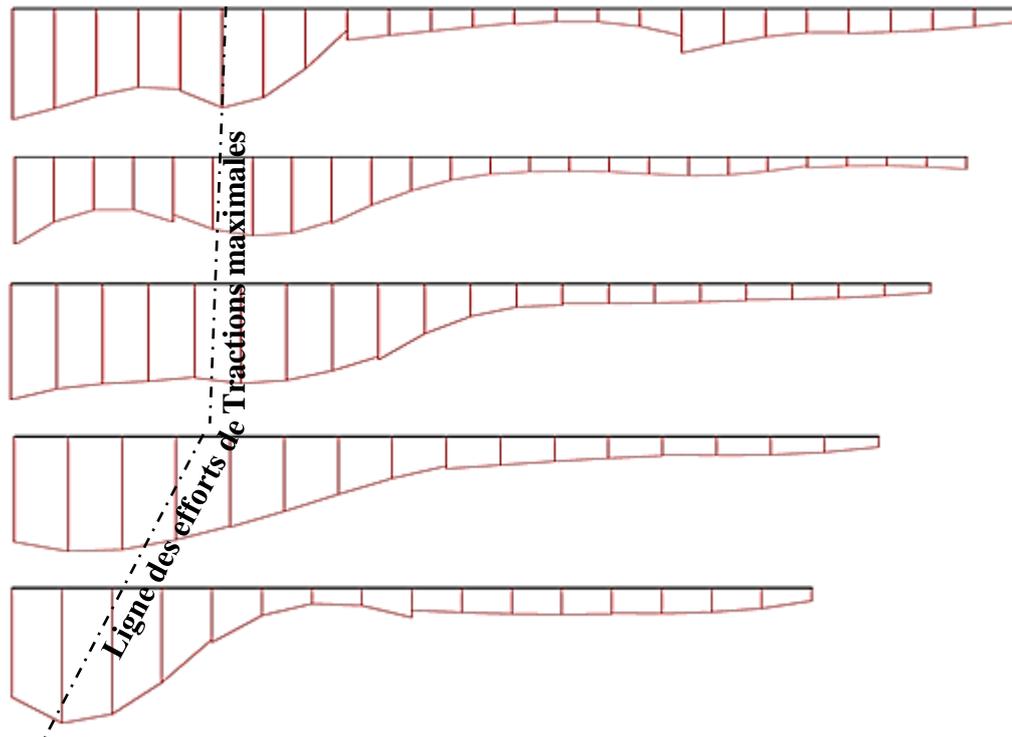


Figure 4.25 : Variation des efforts de tractions le long des différents lits des renforcements

- Zone où les tractions sont élevées et quasi-constantes située à proximité du parement. Elle peut être assimilée à la zone active.
- Zone où les tractions sont faibles et diminuent en allant vers la queue des renforcements. Elle peut être assimilée à la zone résistante.

➤ Le coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est le rapport de la résistance initiale sur la résistance à la rupture. L'utilisation de la méthode de réduction ϕ/c a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.85 comme montré dans la figure 4.26

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,8536

Figure 4.26: Fenêtre « calcul information ».

La figure (4.27) représente la distribution des surfaces de rupture après Phi/c réduction.

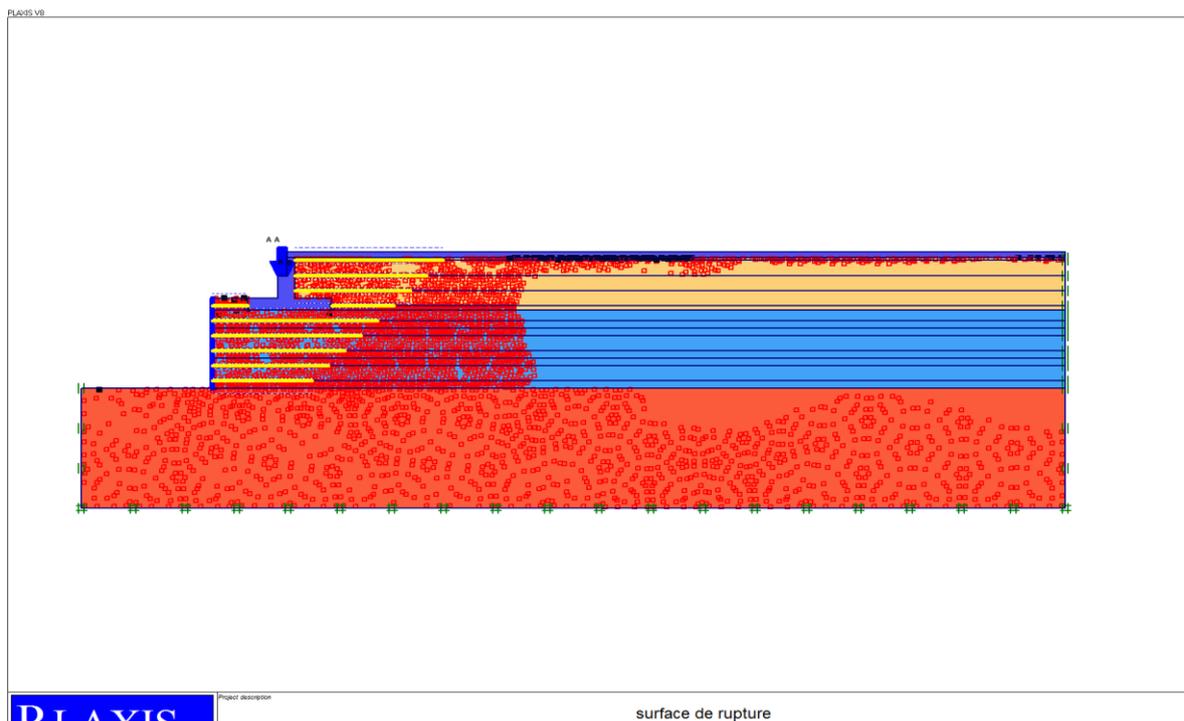


Figure 4.27: Surface de rupture après Phi/C réduction.

5. Étude paramétrique :

L'étude paramétrique c'est une étude suite l'établissement du modèle de référence. Elle permet de mettre la lumière sur l'impact qu'auraient des paramètres sur la stabilité du mur en terre armée. Nous montrerons l'effet de quelques paramètres sur la déformation horizontale et le coefficient de sécurité du remblai étudié. Nous utilisons la même section du projet, avec les mêmes données et changeons le paramètre à comparer à chaque fois.

Dans cette étude on a choisi les paramètres suivants :

5.1. Influence de l'angle de frottement du remblai.

5.2. Influence de la cohésion.

5.3. Influence du coefficient de poisson.

5.4. Influence du module de Young.

5.5. Effet de l'interface.

5.6. Effet de la rigidité axiale de géogrilles.

5.7. Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle HSM.

Les différents paramètres choisis pour cette étude sont indiqués dans le tableau 4.9.

Tableau4.9 : Les caractéristiques choisies pour l'étude paramétrique.

	Modèle de référence	modèle 1	modèle 2
φ (°)	39	30	45
C [kN/m²]	1	5	10
v	0.35	0.30	0.40
E [KN/m²]	45000	35000	55000
R	0,75	0,5	1
EA [KN/m]	2000	1000	500

5. 1. L'effet de l'angle de frottement du remblai :

L'angle de frottement du remblai est un paramètre géotechnique qui influe sur le comportement des ouvrages en terre armée. Afin d'étudier l'influence de φ , on a fait varier l'angle de frottement avec trois valeurs différentes sans toucher aux paramètres comme indiqué dans le tableau 4.9.

Le tableau 4.10 et la figure 4.28 montrent clairement l'influence de ce paramètre sur le comportement général des ouvrages étudié. À partir de ces résultats on peut constater que le changement de l'angle de frottement conduit à une influence remarquable sur le coefficient de sécurité et le déplacement horizontal. L'augmentation de l'angle de frottement interne conduit à un accroissement du frottement apparent qui développe une force de frottement à l'interface sol-armature plus grande. Cette augmentation aide les efforts stabilisants à s'augmenter, ce qui conduit à un mur plus stable.

Tableaux 4.10 : Influence de l'angle de frottement φ (°) du remblai.

Angle de frottement φ (°)	30	39(R)	45
Fs	2.52	2.85	3.08
Ux(m)	40.82*10⁻³	23.12*10⁻³	18.27*10⁻³

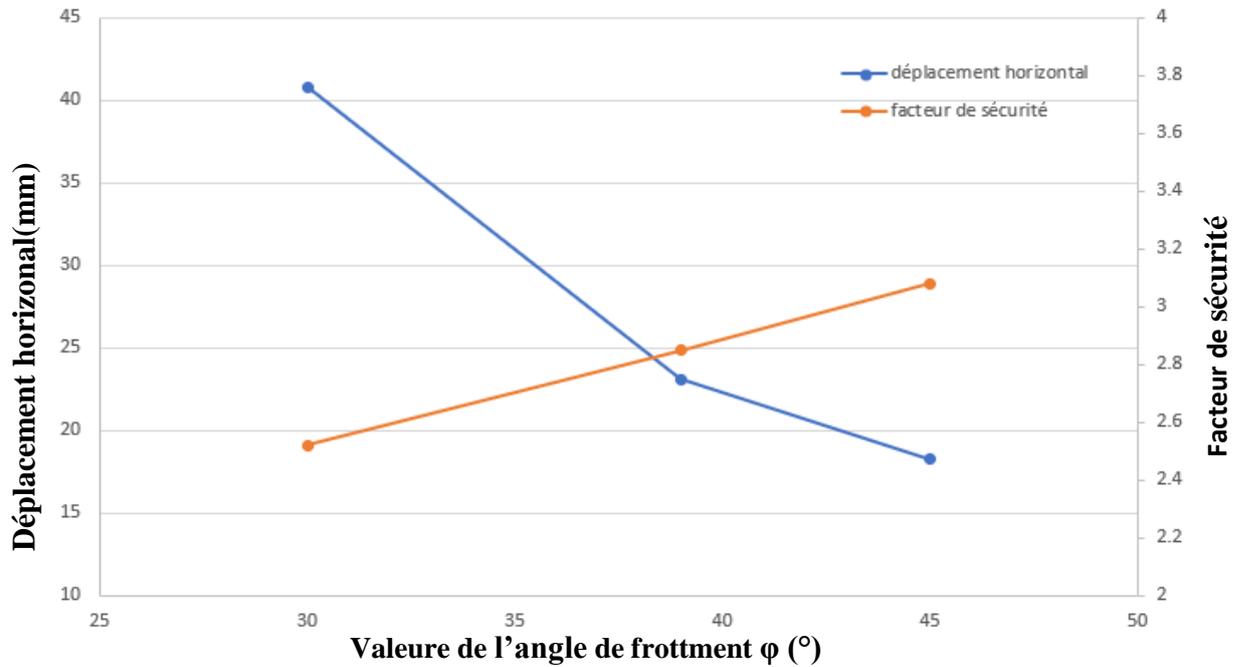


Figure 4.28 : Influence de l'angle de frottement du sol sur le comportement du mur.

Grâce à ces résultats, nous pouvons noter que l'augmentation de l'angle de frottement entraîne une augmentation du facteur de sécurité et à une diminution du déplacement horizontal.

5.2. Influence de la cohésion C :

Le tableau 4.11 et la figure 4.29 montrent l'impact de la cohésion du sol de remblai sur le déplacement horizontal et le coefficient de sécurité. Ces résultats indiquent que l'effet de variation de la cohésion de remblai a une influence majeure sur les déplacements horizontaux de culée. On constate aussi que cette variation a un effet très modeste sur le coefficient de sécurité. Une augmentation de la cohésion donne des grains plus cohérents ce qui conduit à une diminution des mouvements latéraux et des déplacements horizontaux.

Tableau 4.11: Influence de la cohésion du sol de remblai.

Cohésion C [kN/m ²]	1(R)	5	10
Fs	2.85	2.94	3.03
Ux(m)	23.12*10 ⁻³	16.52*10 ⁻³	14.03*10 ⁻³

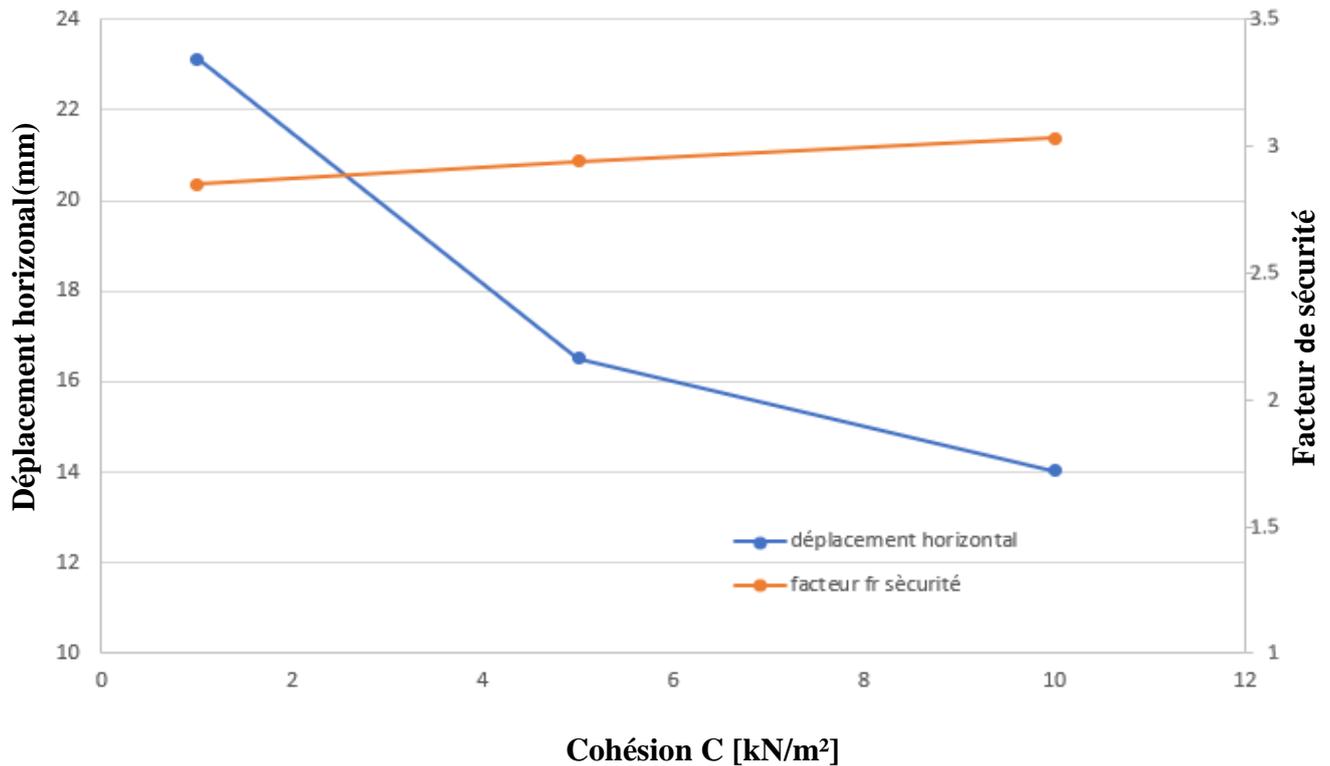


Figure 4.29 : Influence de la cohésion sur Fs et Ux.

5.3. Influence du coefficient de poisson ν :

Pour étudier l'influence du coefficient de Poisson nous avons pris les valeurs suivantes (0.3 ; 0.35 ; 0.4). Les résultats des calculs obtenus sont présentés sur la figure 4.30 et le tableau 4.12.

A partir des résultats trouvés, on déduit que le coefficient de Poisson du sol présente une influence significative sur les déplacements horizontaux de la culée mais une influence quasi-négligeable sur le coefficient de sécurité.

Tableaux 4.12 : L'influence du coefficient de Poisson

Coefficient de poisson ν	0.30	0.35(R)	0.40
Fs	2.87	2.85	2.86
Ux(m)	$21.68 \cdot 10^{-3}$	$23.12 \cdot 10^{-3}$	$24.97 \cdot 10^{-3}$

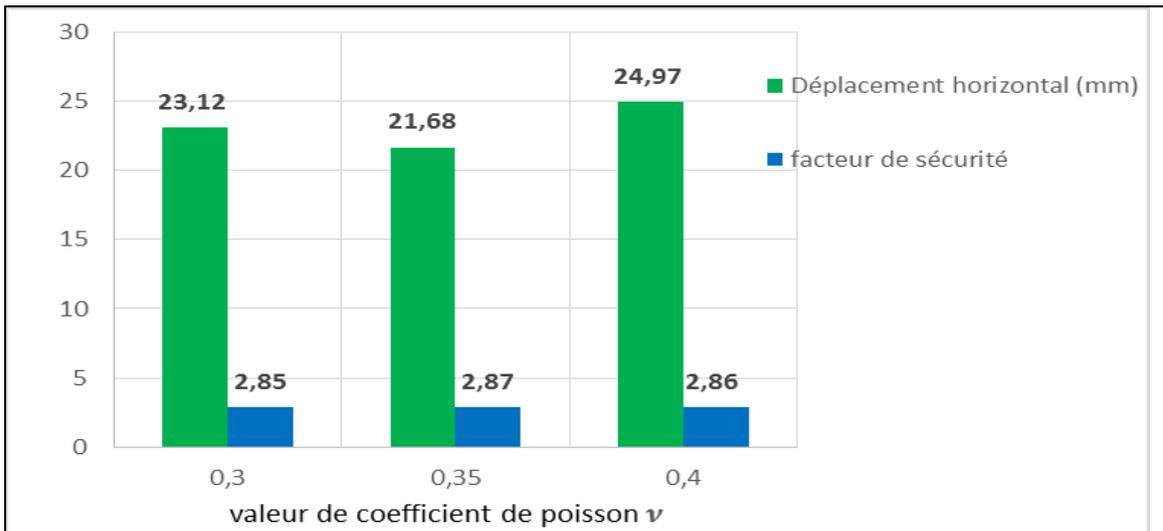


Figure 4.30 : Influence du coefficient de poisson.

5.4. Influence du module de Young E :

Pour étudier l'influence du module de Young de remblai on a choisi trois valeurs différentes comme indiqué sur le tableau 4.13.

Les différents résultats des déplacements horizontaux du parement et des coefficients de sécurité sont présentés sur la figure 4.31 et le tableau 4.13.

Les résultats présentés ci-dessous montrent que le module élastique a une influence remarquable sur les déplacements horizontaux. L'augmentation du module de Young conduit à une diminution de ces déplacements, mais son influence sur le coefficient de sécurité est négligeable. En effet, l'augmentation de module élastique en passant d'une valeur de 35 à 55 kN/m² donne une diminution de déplacement de 20%.

Tableaux 4.13 : résultat de l'influence du module de Young.

Module de Young E (KN/m ²)	35000	45000(R)	55000
Fs	2.88	2.85	2.84
Ux(m)	26.26*10 ⁻³	23.12*10 ⁻³	21.76*10 ⁻³

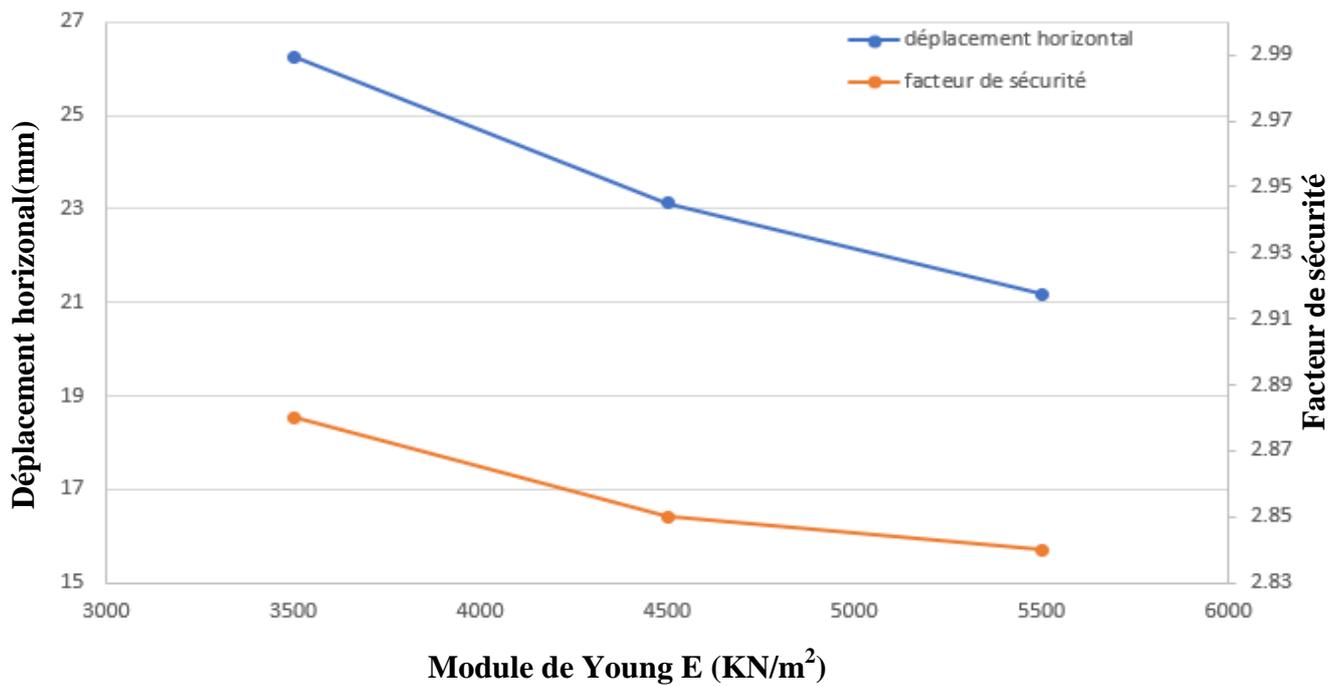


Figure 4.31 : Influence du module de Young.

5.5. Influence de l'interface :

Pour étudier l'influence du paramètre interface, trois différentes valeurs ont été considérées (0.5, 0.75 et 1).

Les résultats présentés dans le tableau 4.14 et la figure 4.32 montrent, pour des interfaces comprises entre 0.5 et 1, une légère diminution du déplacement horizontal et aucun effet sur le facteur de sécurité.

Tableaux 4.14 : résultat de l'influence de l'interface.

Interface	0.5	0.75(R)	1
Fs	2.77	2.85	2.87
Ux(m)	28.36*10 ⁻³	23.12*10 ⁻³	21.39*10 ⁻³

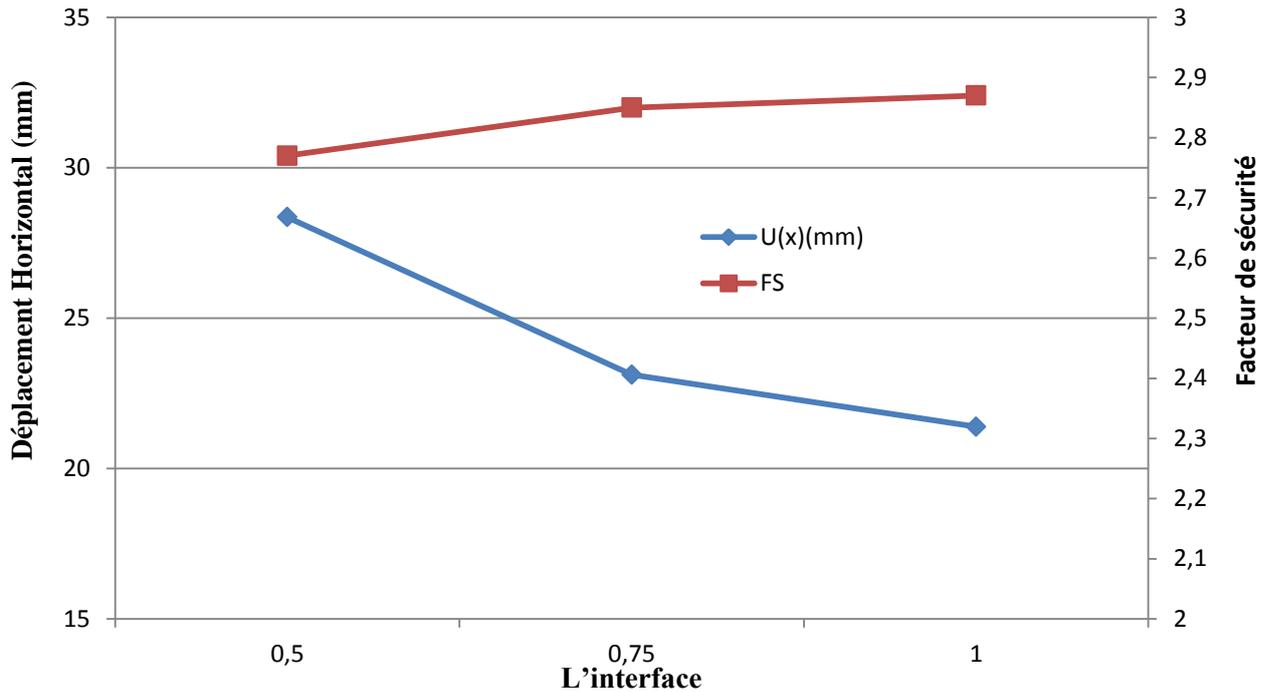


Figure 4.32 : Effet de l'interface.

5.6. Effet de la rigidité axiale des géogrilles EA :

Le tableau 4.15 et la figure 4.33 montrent l'influence de la rigidité axiale des géogrilles sur le facteur de sécurité et le déplacement horizontal de la culée.

Les résultats présentés ci-dessous montrent que la rigidité axiale des géogrilles a une grande influence sur les mouvements latéraux et les déplacements horizontaux de culée. En effet, l'augmentation de la rigidité axiale des géogrilles, en passant d'une valeur de 1000 à 5000kN/m, donne une diminution de déplacement horizontal de 1,5 fois environ. On ne remarque aucune influence sur le facteur de sécurité.

Tableaux 4.15 : résultat de l'effet de rigidité axiale des géogrilles.

rigidité axiale EA (KN/m)	1000	2000(R)	5000
Fs	2.85	2.85	2.87
Ux(m)	36.39*10 ⁻³	23.12*10 ⁻³	14.83*10 ⁻³

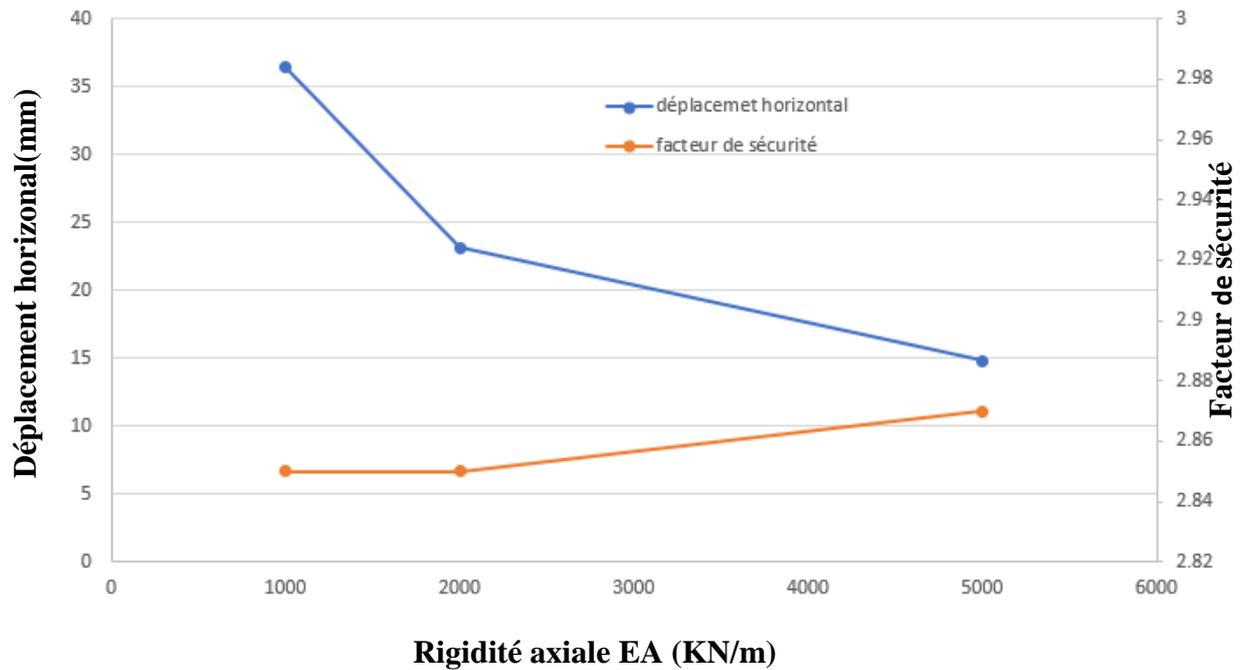


Figure 4.33: influence de la rigidité axiale des géogrilles sur Fs et Ux.

5.7. Étude paramétrique de sensibilité des déformations au modèle HSM.

Pour le calcul de l'étude paramétrique on utilise le modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, nommé HSM). Savoir que nous avons utilisé dans le modèle de référence le modèle Mohr-coulomb (nommé MC dans cette étude). [Annexe 1]

Les paramètres du modèle (HSM) présentées dans le tableau 4.16 :

Tableau 4.16 : Caractéristiques du sol pour Hardening Soil Model.

Modèle (HSM)	Sol renforcé et remblai général
γ_{unsat} [kN/m ³]	22
γ_{sat} [kN/m ³]	23
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	45000
E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	45000
E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	135000
m [-]	0,7
C_{erf} [kN/m ²]	1
Φ (°)	39
Ψ (°)	9
R_{inter} [-]	0.75
V_{ur} [-]	0.25
R_f [-]	0.82

Tableaux 4.17 : résultat de l'effet du modèle de comportement du sol

	Modèle référence	Modèle (HSM)
F_s	2.85	2.64
U_x(m)	23.12.10⁻³	33.75.10⁻³

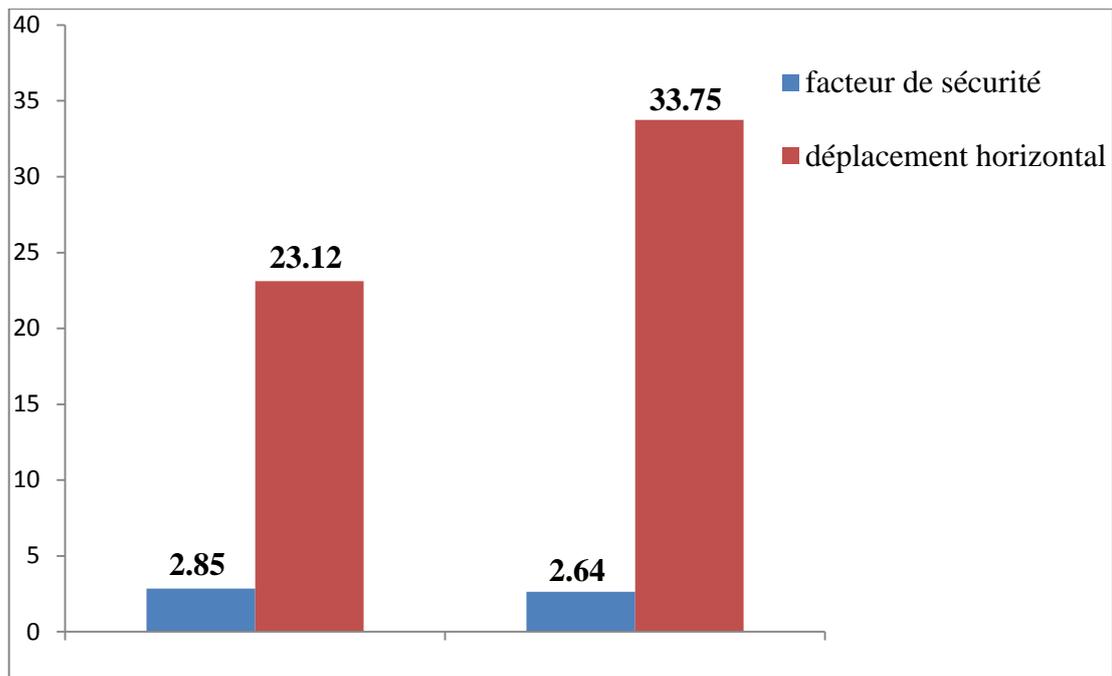


Figure 4.34 : influence de changement le modèle de comportement du sol (HSM).

Tableau 4.18: déplacements horizontaux maximum en fonction des phases (MC et HSM)

Numéro des phases	Déplacement horizontal (mm)	
	MC	HSM
1	9.33	16.52
2	11.25	19.67
3	17.09	27.23
4	21.37	31.51
5	22.59	33.01
6	23.12	33.75

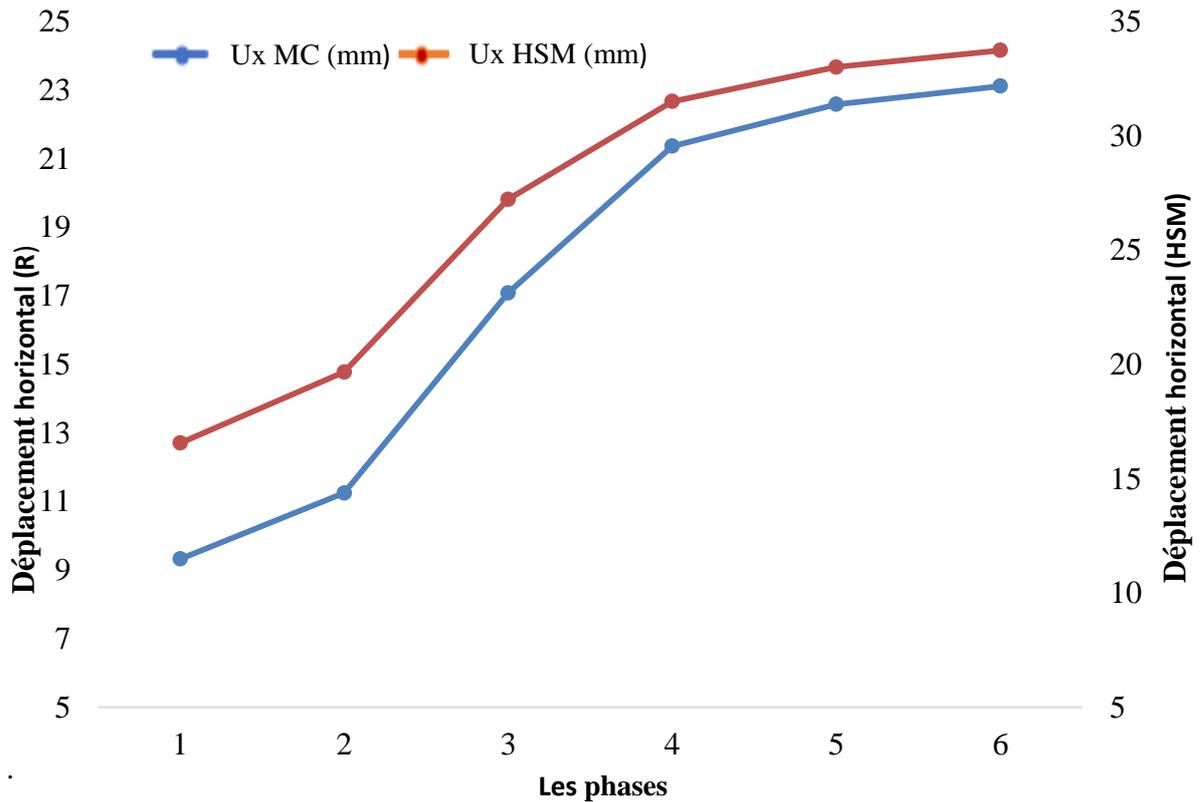


Figure 4.35: influence de déplacement horizontal entr model MC et HSM en fonction des phases.

Le tableau 4.18 et la figure 4.35 présentent les déplacements horizontaux du parement du mur inférieur en fonction des phases de constructions obtenus avec les deux lois de comportement utilisées.

D'après la figure 4.35 on remarque que l'allure des deux courbes est identique. L'analyse de ces résultats des déplacements obtenus avec les deux lois de comportement utilisées confirme la légère différence des résultats entre les deux modèles.

On constate que les déplacements horizontaux en phase 1 calculés par le modèle HSM sont légèrement plus grands par rapport à ceux obtenus par modèle MC. Par la suite, lorsqu'on applique les charges dues à la superstructure, les déplacements horizontaux obtenus par le modèle HSM se rapprochent des déplacements trouvés par le modèle MC, particulièrement à la phase finale de construction. Cette légère différence est sûrement due à la prise en compte de comportement non-linéaire dans le modèle HSM.

Tableau 4.19: déplacements horizontaux maximum en fonction des phases (MC et HSM)

Hauteur	Déplacement horizontal (mm)
0.375	10.44
1.125	22.64
1.875	29.05
2.625	32.05
3.375	33.2

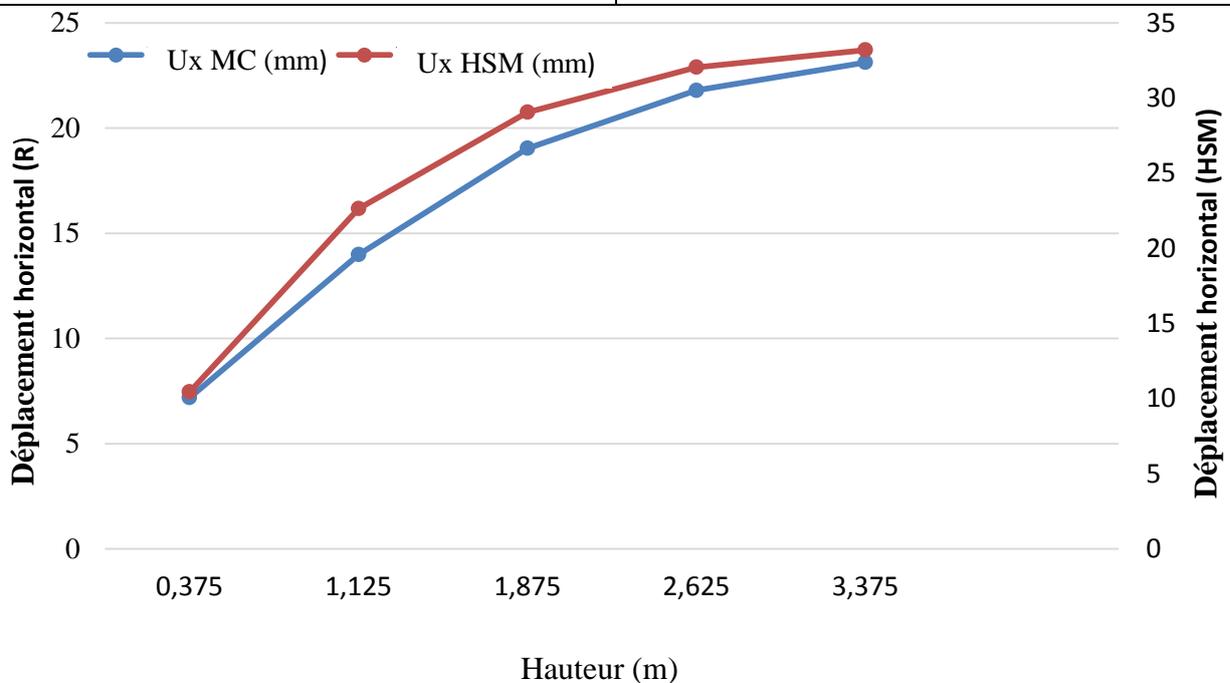


Figure 4.36 : influence de déplacement horizontal entr model MC et HSM en fonction de hauteur.

Le tableau 4.19 et la figure 4.36 présentent les déplacements horizontaux du parement du mur inférieur en fonction de la hauteur du mur à la fin de la construction obtenue avec les deux lois de comportement utilisées.

Les courbes de la figure 4.36 représentent une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontaux calculés du parement avec Plaxis2D pour le modèle de HSM et MC au niveau des lits d'armatures. Premièrement on remarque que les deux courbes ont la même allure. On constate que, à la fin de la construction du culée, le déplacement horizontal du premier lit d'armatures est presque le même pour les deux modèles. Par la suite, on remarque une légère divergence pour les autres lits

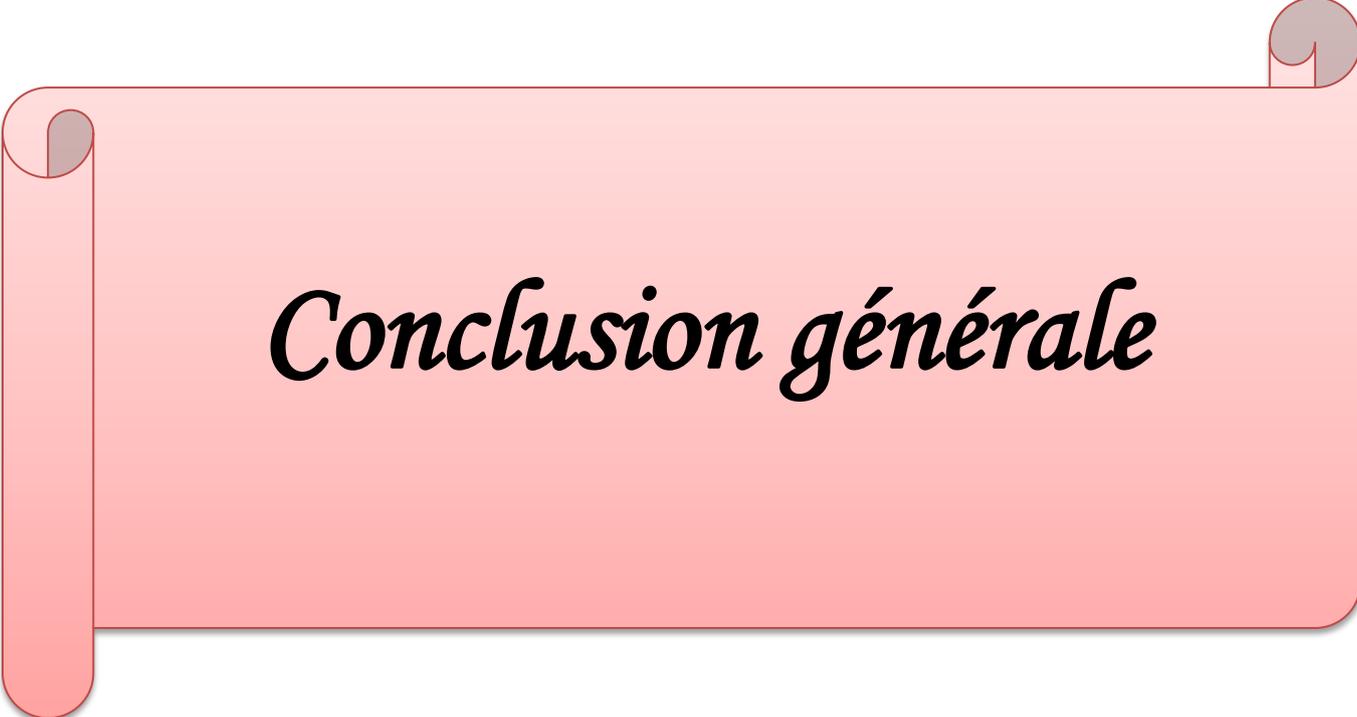
d'armatures en allant vers le haut du mur inférieur. On constate une légère augmentation des déplacements horizontaux calculés par le modèle HSM par rapport à ceux calculés par le modèle MC.

6. Conclusion

PLAXIS est riche en éléments nécessaires à la modélisation des culées porteuses en sol renforcé et permet de suivre facilement les étapes de construction réelles grâce à l'option "staged construction".

Les résultats de l'étude numérique ont permis de déduire, d'une part, des informations intéressantes concernant la stabilité du mur étudié, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre dans la modélisation numérique.

La comparaison des résultats obtenus par PLAXIS (HSM et MC), a révélé que le modèle de Mohr-Coulomb est acceptable pour reproduire le comportement des culées en sol renforcé.



Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

La terre armée a permis le développement de nouvelles conceptions économiques de culée de pont, qui s'adaptent aux cas les plus variés de superstructures et de sols de fondation. Aux performances des solutions techniques qui ont été imaginées et perfectionnées s'ajoutent tous les avantages d'une construction rapide, sans échafaudage, avec de multiples possibilités d'aspect.

L'effet du renforcement des culées de pont et murs de soutènement par géogrilles est un phénomène un peu complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels comme PLAXIS faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement du sol.

L'objectif du présent mémoire était de développer la compréhension du comportement des ouvrages des culées des ponts en sol renforcé par des renforcements par géogrilles et leur sensibilité aux modèles de comportement.

La modélisation numérique dans ce travail nous a fourni une meilleure compréhension du comportement de la déformation des culées des ponts en sol renforcé par des géogrilles, à travers une étude paramétrique portant sur plusieurs paramètres de l'ouvrage. Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- Plaxis est un logiciel puissant et contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés ;
- La traction dans les différentes géogrilles et le déplacement horizontal du mur augmente au fur et à mesure de l'avancement des étapes de construction ;
- L'étude paramétrique a montré que l'angle de frottement est le paramètre de sol qui présente la plus grande influence sur la stabilité et la déformation des murs dans la modélisation numérique ;
- En ce qui concerne le modèle Mohr- Coulomb le module élastique, le coefficient de Poisson et la cohésion du sol ainsi l'interface sol-armature présentent une influence remarquable sur le déplacement horizontal ;
- L'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité axiale des géogrilles a montré que l'augmentation de la rigidité du renforcement induit une diminution du déplacement du mur de l'ouvrage ;
- La ligne de répartition des tractions maximales dans les nappes de renforcement est située à des points proches du parement et que cette répartition est proche aux normes Françaises 2009 définie dans la norme NF P 94 220 ;

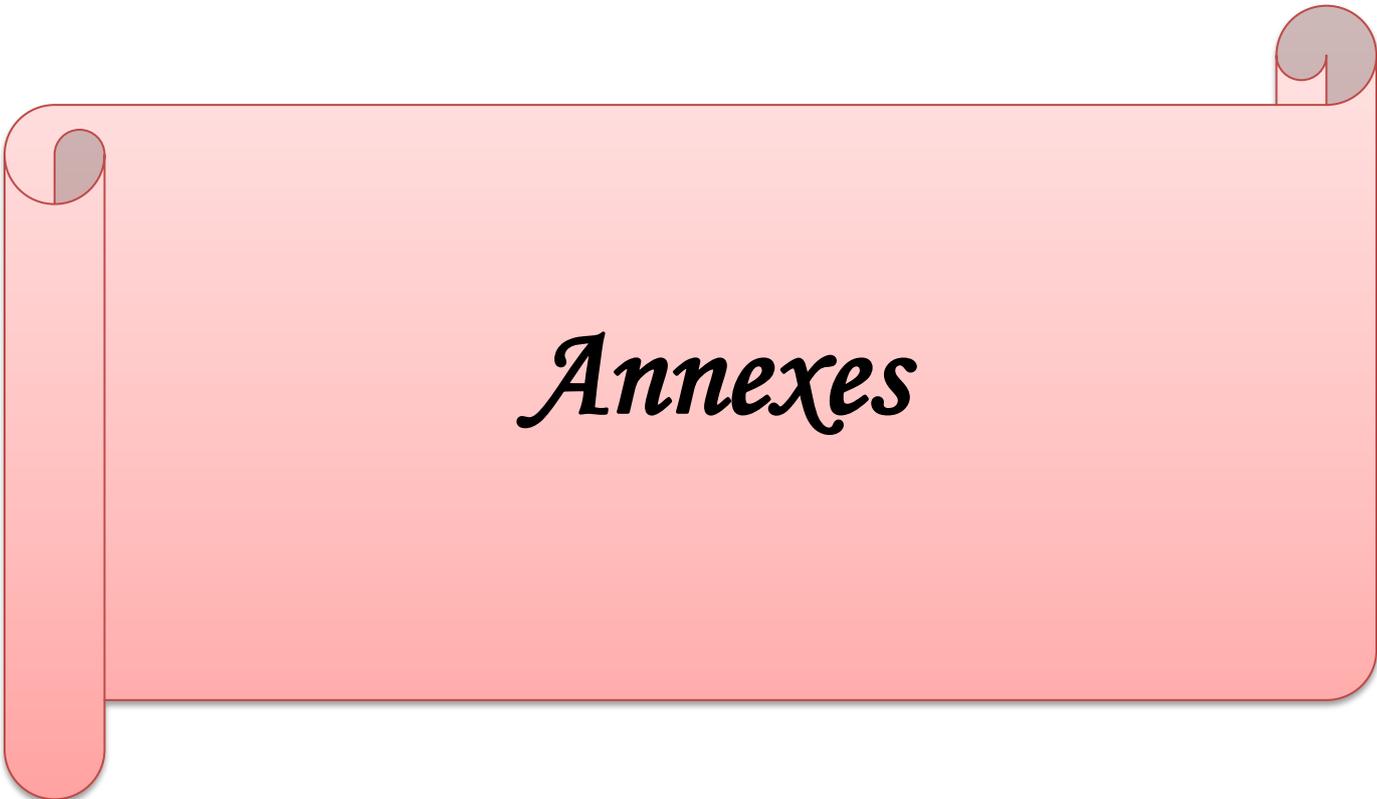
- L'utilisation de modèle de comportement de Mohr-Coulomb était une approximation acceptable pour reproduire le comportement des culées en sol renforcé. Cependant l'utilisation des modèles plus sophistiqués (comme Modèle Hardening Soil Model) est préférable pour une meilleure modélisation de la déformation d'une culée porteuse.



*Les références
bibliographiques*

- [1] **Abdelouhab.A, 2010**, « Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles », Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- [2] **AMIMEUR Koussila 2015**, « Comportement d'un remblai d'accès en sol renforcé sous chargement cyclique », Université Mohamed Boudiaf – M'sila
- [3] **ALLIOUA.M.2021**, « Étude d'un mur de soutènement en terre armée renforcé par des armatures métalliques » Mémoire de magistère Université de Larbi tébessi-tebessa.
- [4] **AZZAZ Ibtissam, CHOUIKHA Safia 2017**, « Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique », Diplôme de Master Académique.
- [5] **BENDIB Karim, ZOUGHLAMI Mohamed Cherif 2017**, « traitement du remblai d'accès » Université Larbi tébessi – Tébessa – Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie Civil.
- [6] **BOUZIANE Youssra 2020**, « étude numérique et analytique de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée » Université Larbi tébessi – Tébessa – Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie Civil p 41.
- [7] **CFMS Journée, 25 mars 2009**, « Henri Vidal l'inventeur ».
- [8] **comité français pour les techniques routières 2002**, « Terrassements : remblais et couches de forme » Comité français pour les techniques routières.
- [9] « **comportement des murs en terre armée modélisation physique analytique et numérique des renforcements extensibles** » l'institut national de sciences appliquées de Lyon.
- [10] « **conception et calcul des murs de soutènement en terre armée** », Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics 2006.
- <https://fr.readkong.com/page/conception-et-calcul-des-murs-de-soutenement-en-terre-armee-4304035?p=2>
- [11] **Djabri. M, 2013**, « étude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont », Mémoire de magistère, Université Mohamed Khider – Biskra.
- [12] **FARIK Ali 2013**, « analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé » Magister en Génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra p 103-104.
- [13] **fiches technique actualisées, laboratoire central des pont et chaussées** septembre 1979 Réimpression juillet 1991 « Les ouvrages en terre armée, Recommandations et règles de l'art »,

- [14] **GTR 2000**, « Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR) » Guide technique. Référence LCPC : D92333 (Fascicule 1 : D9233-1 Fascicule 2 : D9233-2, Référence SETRA : D92333 (Fascicule 1 : D9233-1 Fascicule 2 : D9233-2).
- [15] **HEBIB Rafik 2020**, « traces linéaire et matériaux » Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre Département de Géologie Université de Ferhat Abbès, Sétif 1.
- [16] **Henri Vidal** « Inventeur et créateur de la Terre Armée » Ivan Chéret Société des amis de la Bibliothèque et de l'Histoire de l'École polytechnique.
- [17] **Houssam Khelalfa**, « Compactage dynamique à haute énergie des remblais hydrauliques sableux » Dynamic compaction with high energy of sandy hydraulic fills, Department of Civil Engineering of Mohammed Seddik Benyahia University of Jijel, Algeria)
- [18] **Ioannis E. Zevgolis, 2018**, « A Finite Element Investigation on Displacements of Reinforced Soil Walls Under the Effect of Typical Traffic Loads »
- [19] **KHALDOUNA Hannane, leyi ekani chasles jochard**, « analyse de stabilité et modélisation numérique du talus de la résidence présidentielle de la wilaya d'Annaba », université badji-mokhtar annaba.
- [20] **MAKHLOUF Roussana 2018**, « Analyse du comportement des murs en sol renforcé par géogrilles » spécialité : construction et aménagement option : calcul de structure.
- [21] **Malorie J, 2006**, « conception et calcul des murs de soutènement en terre armée ».
- [22] **Moussaoui.A, Touhara.A 2016**, « Modélisation des murs de soutènement mécaniquement stabilisés » Mémoire de Master, Université, de Guelma.
- [23] **Soulef MOKHTAR AHDOUGA 2017**, « analyse de la stabilité d'un remblai » Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif p 5-8.
- [24] **ZEGGAI Hadj 2019**, mémoire de fin d'étude de master académique, « conception et calcul d'un ouvrage de soutènement en terre armée » p59



Annexes

Annexe 1

❖ Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)

Le modèle HSM a pour objectif d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Il s'agit essentiellement de :

- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométrique tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- La prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- Distinguer entre une charge et une décharge ;
- Tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que le modèle HS, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques est adapté à tous les types de sols. Le critère plastique adopté est celui de Mohr-Coulomb (MC). Sa surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques. Donc, le modèle HS utilise un écouissage plastique avant la rupture au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC.

La rigidité du sol est décrite à l'aide de trois raideurs :

- E_{50} : raideur triaxiale en chargement (plus précisément le module sécant à 50% de la résistance, Figure 1 ;
- E_{oed} : raideur œdométrique, Figure 2;
- E_{ur} : raideur triaxiale en déchargement-rechargement, Figure 1.

➤ Les modules:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi + \sigma_3'}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Contrairement à E_{50} qui détermine l'ampleur des deux déformations : élastiques et plastiques, E_{ur} est un module élastique. En conjonction avec le coefficient de Poisson ν_{ur} , il détermine le comportement du sol lors de déchargement-rechargement. Comme pour le E_{50} , E_{ur} dépend du niveau de contrainte et il est écrit :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi + \sigma_3^i}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100(\text{KPa})$$

➤ **Le paramètre m** : est un paramètre de puissance qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité, et permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance, leur valeur de l'ordre 1,0 pour l'argile et pour les sables varie de 0.5 à 1. Le paramètre de puissance est sans dimensions.

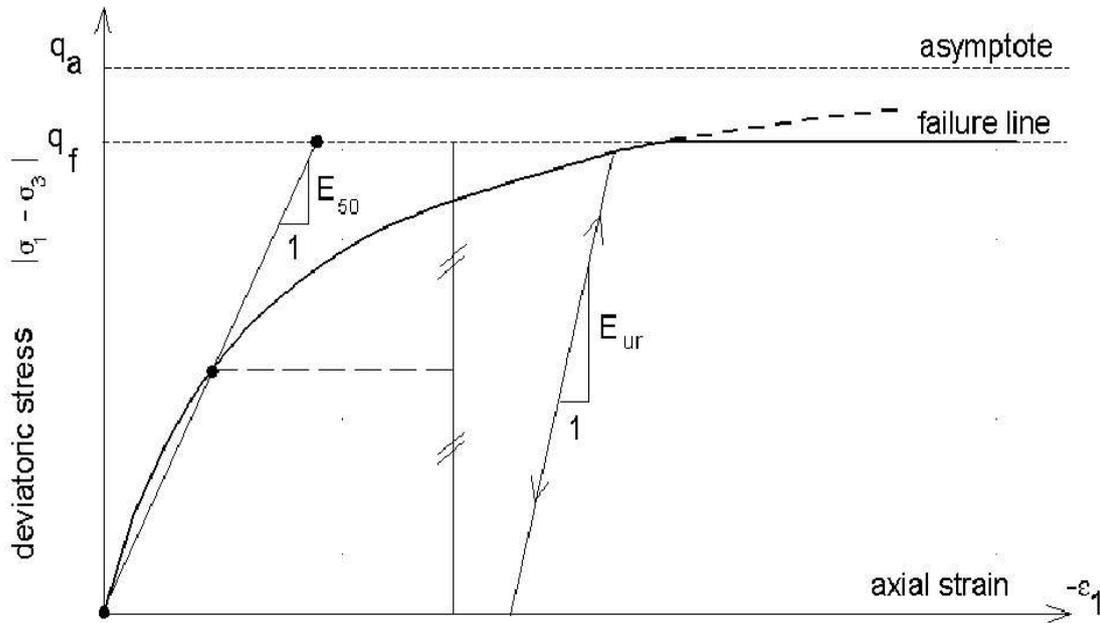


Figure. 1. Représentation de la relation hyperbolique géant l'écroissage du modèle HSM.

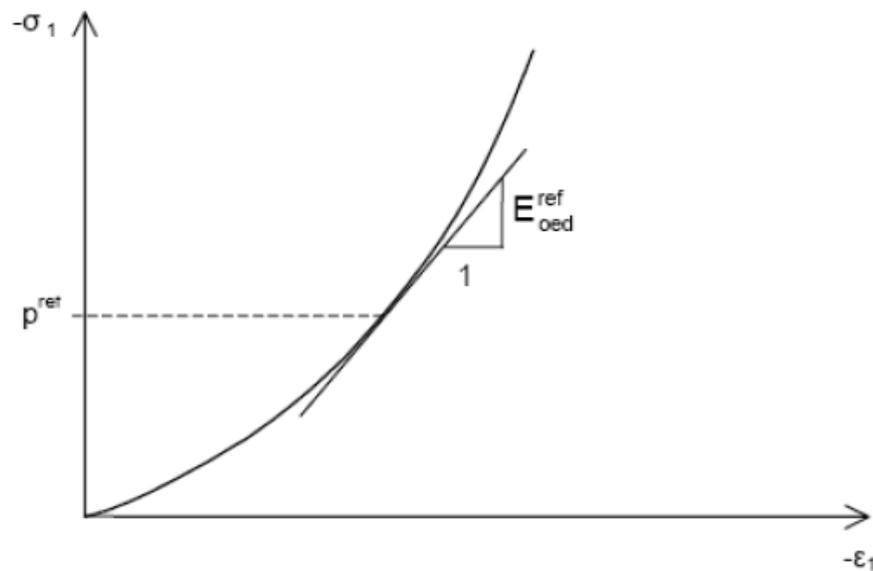


Figure. 2. Définition du paramètre $E_{\text{eod}}^{\text{ref}}$ à partir des résultats d'un essai œdométrique

➤ **Surfaces de rupture:**

La surface de rupture est présentée sur la figure 3.4 pour un sol non cohérent

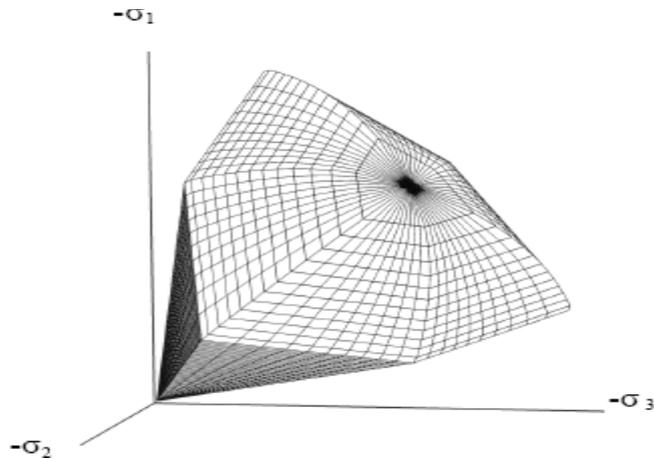


Figure .3. Surfaces de charge adoptées par le modèle HS (Schanz et al, 1999)

Les paramètres du modèle HS se regroupent en trois catégories :

➤ Paramètres de résistance (paramètres de Mohr-Coulomb)

- C : cohésion du sol ;
- ϕ : angle de frottement interne ;
- ψ : angle de dilatance.

➤ Paramètres basiques pour la raideur

- E_{50}^{ref} : module d'Young triaxial ;
- E_{oed}^{ref} : module d'Young oedométrique ;
- m : exposant du niveau de contrainte ;

➤ Paramètres avancés

- E_{ur}^{ref} : module d'Young en déchargement-rechargement (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)
- ν_{ur} : coefficient de Poisson en déchargement-rechargement (0,2 par défaut) ;
- p^{ref} : pression de confinement de référence (100 kPa par défaut) ;
- K^{nc} : rapport entre les contraintes horizontale et verticale ;
- R_f : rapport d'approchement de la rupture ;

La description complète du modèle est donnée par Schanz et al. (1999).