REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique.

Comportement d'un remblai de grande hauteur renforcé par des nappes de géotextiles. Application au calcul d'un remblai de grande hauteur, situé au PK40+660, dans le cadre du future projet double voie électrifiée THENIAELBOURJ sur 175km.

Présenté par

BELHADJ Rihem.

DAHMANI Aymen.

Proposé et Dirigé par

Dr M. KHIATINE.

Promotion Juin 2024

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents, pour leur soutien indéfectible et leur amour inconditionnel. À mes amis, qui ont toujours cru en moi et m'ont encouragé tout au long de ce parcours. À mes enseignants, dont les précieux conseils et l'engagement ont été essentiels à la réalisation de ce travail. Enfin, à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à mon épanouissement personnel et académique. Merci à vous tous.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de manière directe ou indirecte à la réalisation de ce mémoire. Tout d'abord, je remercie chaleureusement mon directeur de mémoire Dr KHIATINE pour sa disponibilité, ses conseils avisés, et son soutien tout au long de ce projet. Ses suggestions pertinentes et son encadrement rigoureux ont été déterminants pour la qualité de ce travail. Je remercie également l'ensemble de mes enseignants du département de géotechnique à YAHIA FARES pour leurs conseils avisés, leurs encouragements constants dont la passion et dévouement pour l'enseignement ont été une source d'inspiration continue. Mes remerciements vont également à mes camarades de promotion, pour leur solidarité et leur soutien moral durant ces années d'études. Les échanges et les discussions que nous avons partagés ont enrichi ma réflexion et ont été une véritable source de motivation. Enfin, je souhaite remercier ma famille et mes amis, pour leur patience, leur compréhension et leur soutien indéfectible. Vos encouragements m'ont permis de surmonter les moments de doute et de poursuivre mes objectifs avec détermination. À tous, je vous adresse mes plus sincères remerciements.

BELHADJ Rihem.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci ma mère.

A toute ma famille.

A tous mes amis sans exception.

REMERCIEMENT

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

Nous tenons aussi à remercier notre encadreur : Mr. KHIATINE, que me permettre de profiter de ça grandes connaissances du sujet, ça compétences et ça aider à précieux afin de transférer ça connaissances et ça conseils tout au long de ce projet, même dans les moments les Plus difficiles.

Nous remercions tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, nous ont toujours Soutenus par leur respect et leur gentillesse

DAHMANI Aymen.

Résumé :

Ce mémoire de fin d'études explore le comportement des remblais de grande hauteur renforcés par des nappes de géotextile, appliqué au projet de double voie électrifiée THENIA-ELBORDJ s'étendant sur 175 km. L'objectif principal est d'analyser et de calculer le remblai situé au PK40+660. Les résultats démontrent que l'utilisation de géotextiles améliore significativement la stabilité interne du remblai et réduit les risques de déformations plastiques et de tassements différentiels, contribuant ainsi à la durabilité des infrastructures ferroviaires modernes.

- Problématique : Comment pouvons-nous assurer la stabilité des ouvrages en terre ?

Mots clés :

Remblais, géotextile, THENIA-ELBORDJ, double voie, stabilité, déformations plastiques, tassements différentiels, infrastructures ferroviaires.

Abstract :

This thesis explores the behavior of high embankments reinforced with geotextile layers, applied to the Thénia-Elbordj double-track electrified railway project extending over 175 km. The main objective is to analyze and calculate the embankment located at PK40+660. The results show that the use of geotextiles significantly improves the internal stability of the embankment and reduces the risks of plastic deformations and differential settlements, thus contributing to the durability of modern railway infrastructure.

- Problematic : How can we ensure the stability of earthen structures ?

Keywords :

Embankments, geotextile, THENIA-ELBORDJ, double track, stability, plastic deformations, differential settlements, railway infrastructure.

ملخص:

يتناول هذا البحث سلوك الردميات العالية المعززة بطبقات الجيوتكستايل، وذلك في إطار مشروع القطار الكهربائي ثنية-لبرج PK40+660. الذي يمتد على 175 كيلومتر. الهدف الرئيسي هو تحليل وحساب الردم الموجود في أظهرت النتائج أن استخدام الجيوتكستايل يحسن بشكل كبير من الاستقرار الداخلي للردم ويقلل من مخاطر التشوهات البلاستيكية والانضغاطات التفاضلية، مما يساهم في متانة البنية التحتية الحديثة للسكك الحديدية.

- المشكلة: كيف يمكننا ضمان استقرار المنشآت الترابية؟

الكلمات المفتاحية:

الردميات، الجيوتكستايل، ثنية-البرج، السكك الحديدية، الاستقرار، التشوهات البلاستيكية، الانضغاطات التفاضلية.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE : 1
I.1 Définition d'un remblai : 3
I.2 Types des remblais : 3
I.2.1 Remblai routier : 4
I.2.2 Remblai ferroviaire : 5
I.3 Classification des matériaux pour la réalisation des remblais : 6
I.3.1 Les sols : 6
I.3.2 Matériaux rocheux : 7
I.3.3 Sols organiques et sous-produits industriels : 8
I.3.4 Sols à risques : 8
I.4 Techniques de construction des remblais sur sol compressible : 8
I.4.1 Dispositions constructives relatives au remblai : 9
I.4.1.1 Construction par les étapes : 9
I.4.1.2 Renforcement par les GEOSYNTHETIQUES : 11
I.4.1.3 Banquettes latérales : 12
I.4.1.4 La Géométrie du remblai : 13
I.4.2 Dispositions constructives relatives aux modifications du sol support : 16
I.4.2.1 Les colonnes ballastées : 16
I.4.2.2 Les plots ballastés pilonnées : 17
I.4.2.3 Profondeur et épaisseur des couches compressibles : 19
I.4.3 Critères influant sur le choix des techniques : 19
I.5 GEOTEXTILES (GEOSYNTHETIQUES) : 21
I.5.1 Définition : 21
I.5.2 Les principaux rôles des géotextiles : 21
I.5.2.1 Séparation : 22
I.5.2.2 Filtration : 24
I.5.2.3 Drainages : 25
I.5.2.5 Renforcements : 27
I.6 Conclusion : 28
Parie 1 : Comportement des ouvrages en terre et stabilité en pente. 30
I. Introduction : 30
II. Comportements caractéristiques des remblais sur sol compressible : 32
II.1 Stabilité : 33

II.2 Tassements : 33
II.3 Mouvement horizontal : 34
II.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants : 34
II.5 Glissements des talus en remblais : 34
II.5.1 Les différents types de glissement des talus : 35
II.5.1.1 Glissement plan : 35
II.5.1.2 Glissement rotationnel : 36
Parie 2 : Méthodes d'analyse de stabilité. 37
I. Introduction : 37
I.1 Notion de facteur de sécurité : 37
II. Etude de la stabilité des pentes : 38
II.1 Méthodes analytiques : 38
II.1.1 Méthode à l'équilibre limite : 39
II.1.2 Méthode de l'analyse limite : 45
II.2 Méthodes numériques : 46
II.2.1 Méthodes des éléments finis : 46
II.2.2 Méthodes des différences finis : 47
III. Etude des tassements du sol de fondation : 47
III.1 Calcul du tassement immédiat Δhi : 48
III.2 Calculs du tassement de consolidation Δhc : 48
III.3 Calcul du tassement de secondaire Δhs : 50
III.4 Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux du sol de fondation : 50
IV. Etude de stabilité au poinçonnement (capacité portante) : 50
V. Contrôle du comportement de l'ouvrage fini : 51
V.1 Mesures des tassements : 51
V.2 Mesures de déplacements horizontaux : 52
V.3 Mesures de pression interstitielle : 52
VI. Conclusion : 53
III.1 Introduction : 54
III..2 Description globale du projet : 54
III.3 Localisation du tronçon concerner par notre étude : 54
III.4 Description et caractérisation du tronçon : 55
III.4.1 Le sol support : 56
III.4.1.1 Etude géologique : 56
III.4.1.2 Étude Géotechnique : 57

III.4.2 Le remblai : 65
III.4.2.1 Étude géologique : 65
III.4.2.2 Étude géotechnique : 66
III.4.2.3 Géométrie du remblai : 67
IV.3 Conclusion : 68
IV.1 Introduction : 69
IV.2 Analyse numérique : 69
IV.2.1 Stabilité vis-à-vis au glissement : 69
IV.2.2 Stabilité vis-à-vis au poinçonnement (capacité portante) : 71
IV.2.3 Stabilité vis-à-vis au tassement : 71
IV.2.3.1 Méthode de calcul globale en élasticité (TASSEMENT IMMEDIAT) : 71
IV.2.3.2 Méthode œdométrique (TASSEMENT DE CONSOLIDATION) : 73
IV.2.3.3 Méthode pressiométrique : 73
IV.2.4 Estimations de duré de consolidation : 76
IV.2.5 Estimation du tassement du fluage : 76
IV.3 Modélisation : 77
IV.3.1 Avant renforcement : 79
IV.3.1 Après le renforcement : 82
IV.3.1.1 Mise en place de 8 nappes géotextile avec un espacement de 1m : 82
a. 10m de géotextile des deux côtés : 82
b. Nappes continues de géotextile : 84
IV.3.1.2 Mise en place de 9 nappes géotextile avec un espacement de 0,8m : 86
a. 10m de géotextile des deux côtés : 86
b. Nappes continues de géotextile : 88
IV.3.1.3 Mise en place de 15 nappes géotextile avec un espacement de 0,5m : 90
a. 10m de géotextile des deux côtés : 90
b. Nappes continues de géotextile : 92
IV.4 Récapitulatifs des résultats : 94
IV.4 Recommandation et disposition constructives pour notre tronçon : 96
IV.4.1 Pour le sol support : 96
IV.4.2 Pour le remblai : 96
IV.5 Conclusion : 96
CONCLUSION GENERALE : 97

..... 67
IV.3 Conclusion : 68

IV.1 Introduction : 69
IV.2 Analyse numérique : 69
IV.2.1 Stabilité vis-à-vis au glissement : 69
IV.2.2 Stabilité vis-à-vis au poinçonnement (capacité portante) : 71
IV.2.3 Stabilité vis-à-vis au tassement : 71
IV.2.3.1 Méthode de calcul globale en élasticité (TASSEMENT IMMEDIAT) : 71
IV.2.3.2 Méthode œdométrique (TASSEMENT DE CONSOLIDATION) : 73
IV.2.3.3 Méthode pressiométrique : 73
IV.2.4 Estimations de duré de consolidation : 76
IV.2.5 Estimation du tassement du fluage : 76
IV.3 Modélisation : 77
IV.3.1 Avant renforcement : 79
IV.3.1 Après le renforcement : 82
IV.3.1.1 Mise en place de 8 nappes géotextile avec un espacement de 1m : 82
a. 10m de géotextile des deux côtés : 82
b. Nappes continues de géotextile : 84
IV.3.1.2 Mise en place de 9 nappes géotextile avec un espacement de 0,8m : 86
a. 10m de géotextile des deux côtés : 86
b. Nappes continues de géotextile : 88
IV.3.1.3 Mise en place de 15 nappes géotextile avec un espacement de 0,5m : 90
a. 10m de géotextile des deux côtés : 90
b. Nappes continues de géotextile : 92
IV.4 Récapitulatifs des résultats : 94
IV.4 Recommandation et disposition constructives pour notre tronçon : 96
IV.4.1 Pour le sol support : 96
IV.4.2 Pour le remblai : 96
IV.5 Conclusion : 96
CONCLUSION GENERALE : 97

Liste des figures :

Chapitre I :

FIGURE I. 1 : ROUTE DE REMBLAI DE SABLE POUR CAMIONS. 3
FIGURE I. 2 : REMBLAI ROUTIER. 4
FIGURE I. 3 : REMBLAI DE CHEMIN DE FER. 5
FIGURE I. 4 : REMBLAI EN SABLE PEUT ARGILEUX. 7
FIGURE I. 5 : DES PIERRES SALES NON TRAITES DE GRANDES TAILLES. 7
FIGURE I. 6 : TUF NATUREL. 8
FIGURE I. 7 : DES ETAPES DESCRIPTIVES DE LA TECHNIQUE DE CONSTRUCTION PAR GEOTEXTILES. 10
FIGURE I. 8 : SCHEMA DESCRIPTIF DU FONCTIONNEMENT DES GEOTEXTILES. 11
FIGURE I. 9 : EMPLOIS DE GEOTEXTILES DANS UNE CHAUSSEE SUR REMBLAI RENFORCE. 11
FIGURE I. 10 : SCHEMA QUI MONTRE LE FONCTIONNEMENT DES BANQUETTES LATERALES CONTRE LA RUPTURE CIRCULAIRE. 12
FIGURE I. 11 : SCHEMA QUI MONTRE LE FONCTIONNEMENT DES BANQUETTES LATERALES CONTRE LE POINÇONNEMENT. 13
FIGURE I. 12 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES D'UN REMBLAI. 13
FIGURE I. 13 : LA CONSTRUCTION PAR COUCHES DU REMBLAI. 15
FIGURE I. 14 : LES COLONNES BALLASTEES. 16
FIGURE I. 15 : MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES [3]. 17
FIGURE I. 16 : SCHEMA D'EXECUTION DES COLONNES PILONNEES. 18
Figure I. 17 : Mise en œuvre des plots ballastés [5]. 18
FIGURE I. 18 : SCHEMA DE SEPARATION PAR GEOTEXTILE. 23
FIGURE I. 19 : SCHEMA DE FILTRATION DE GEOTEXTILE. 24
FIGURE I. 20 : SCHEMA DE DRAINAGE PAR GEOTECHNIQUE. 25
FIGURE I. 21 : SCHEMA D'ETANCHEITE (BARRIERE) DE RESERVOIR D'EAU. 26
Figure I. 22 : schéma d'un renforcement par géotextile 27

Chapitre II :

Figure II. 1 : Tassement des couches, pendant et après la construction du remblai de la JORLE [9]. 30
Figure II. 2 : Effets des saisons sur les mesures de tassement par topographie. [9] 32
Figure II. 3 : mécanisme de rupture des remblais sur sol compressible [10]. 33
Figure II. 4 : schématisation d'un glissement plan. 35
Figure II. 5 : un glissement rotationnel. 36
Figure II. 6 : Etat de contraintes le long de la courbe de rupture. 37
Figure II. 7 : Surface de rupture potentielle. 38
Figure II. 8 : Surface de rupture de bilan des efforts pour une méthode conventionnelle. 39
Figure II. 9 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [13]. 41
Figure II. 10 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m [14]. 45
Figure II. 11 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n 45
Figure II. 12 : Analogie entre une éprouvette œdométrique et une couche d'argile en place [16]. 49
Figure II. 13 : Un inclinomètre géotechnique. 52

Chapitre III :

Figure III. 1 : vue satellite du tracé du chemin de fer [1]. 54
Figure III. 2 : Vue en plan de l'ouvrage en terre RBT 05 sur fond satellitaire [1]. 55
Figure III. 3 : Profil en long géologique du terrain au niveau de RBT 05 [1]. 56
Figure III. 4 : Caisse d'un forage Unité Marne miocène altérée (MHa) [1]. 57
Figure III. 5 : projection des données du sol MHa sur l'abaque de plasticité. 60
Figure III. 6 : tableau de classification du sol par le rapport Em/Pl et le coefficient d'après le DTR essai in-situ. 61
Figure III. 7 : Caisse d'un forage Unité Marne miocène altérée (MHa) [1]. 62
Figure III. 8 : projection des données du sol MHc sur l'abaque de plasticité. 64
Figure III. 9 : Extrait du relevé géologique cartographié du remblai [1]. 66
Figure III. 10 : tuf utilisé dans le remblai [1]. 66
Figure III. 11 : profile en long géologique du terrain au niveau de RBT 05 [1]. 67

Chapitre IV :

Figure IV. 1 : La géométrie du remblai 05 en PLAXIS 2D. 77
Figure IV. 2 : déformation du massif. 79
Figure IV. 3 : contraintes effectives. 79
Figure IV. 4 : Cercle de rupture de glissement. 80
Figure IV. 5 : déplacement verticales (tassement). 80
Figure IV. 6 : facteur de sécurité Fs à court terme. 81
Figure IV. 7 : facteur de sécurité Fs à long terme. 81
Figure IV. 8 : déformation du massif (Esp :1m /10m le coté). 82
Figure IV. 9 : tassement et cercle de glissement (Esp :1m /10m le coté). 83
Figure IV. 10 : Capacité portante (Esp :1m /10m le coté). 83
Figure IV. 11 : Facteur de sécurité (Esp :1m /10m le coté). 84
Figure IV. 12 : déformation du massif (Esp :1m /continues). 84
Figure IV. 13 : tassement et cercle du glissement (Esp :1m /continues). 85
Figure IV. 14 : capacité portante (Esp :1m /continues). 85
Figure IV. 15 : facteur de sécurité (Esp :1m /continues). 86
Figure IV. 16 : déformation du massif (Esp :0,8m /10m le coté). 86
Figure IV. 17 : tassement et cercle du glissement (Esp :0,8m /10m le coté). 87
Figure IV. 18 : capacite portante (Esp :0,8m /10m le coté). 87
Figure IV. 19 : facteur de sécurité (Esp :0,8m /10m le coté). 88
Figure IV. 20 : déformation du massif (Esp :0,8m /nappes continues). 88
Figure IV. 21 : tassement et cercle du glissement (Esp :0,8m /nappes continues). 89
Figure IV. 22 : capacite portante (Esp :0,8m /nappes continues). 89
Figure IV. 23 : facteur de sécurité (Esp :0,8m /nappes continues). 90
Figure IV. 24 : déformation u massif (Esp :0,5m /10m le coté). 90
Figure IV. 25 : tassement et cercle du glissement (Esp :0,5m /10m le coté). 91
Figure IV. 26 : capacité portante (Esp :0,5m /10m le coté). 91
Figure IV. 27 : facteur de sécurité (Esp :0,5m /10m le coté). 92
Figure IV. 28 : déformation du massif (Esp :0,5m /nappes continues). 92
Figure IV. 29 : tassement et cercle du glissement (Esp :0,5m /nappes continues). 93
Figure IV. 30 : capacité portante (Esp :0,5m /nappes continues). 93
Figure IV. 31 : facteur de sécurité (Esp :0,5m /nappes continues). 94

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I. 5 : Propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle de
TABLEAU I. 1 : ORDRE DE GRANDEUR DE LA PENTE D'UN REMBLAI EN FONCTION DE SA HAUTEUR.14
Tableau I. 2 : Importance relative des principaux rôles des géotextiles [7]. 22
Tableau I. 3 : Propriétés déterminantes pour un rôle de séparation [8]. 23
Tableau I. 4 : Propriétés déterminantes de géotextile pour un rôle de filtration [8]. 24
Tableau I. 5 : Propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle de drainage [8]. 26
Tableau I. 6 : propriétés déterminantes du géotextile pour un rôle [8]. 27

Chapitre II :

Tableau II. 1 : classification des glissements selon la vitesse de déplacement des matériaux. 35
Tableau II. 2 : Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif. 44
Tableau II. 3 : Les deux méthodes de détermination du tassement. 48
Tableau II. 4 : tableau de facteurs de capacité portante. 51

Chapitre III :

Tableau III. 1 : zone sismique pour la régions traversées le tronçon concerné. 55
Tableau III. 2 : caractéristiques du tronçon étudié. 56
Tableau III. 3 : Résultats des essais au laboratoire – Unité MHa – Section PK31+000 □ PK41+000 [1]. 58
Tableau III. 4 : les résultats estimés des forages voisinant notre tronçon. 59
Tableau III. 5 : Résultats des essais œdométriques – Unité MHa - Section PK39+118 □ PK41+41+280 [1]. 60
Tableau III. 6 : résultats des essais pressiométriques PK40+662,02 [1]. 61
Tableau III. 7 : Résultats des essais au laboratoire – Unité MHc – Section PK31+000 □ PK41+000 [1]. 63
Tableau III. 8 : les résultats estimés des forages voisinant notre tronçon -MHc-. 64
Tableau III. 9 : résultats des essais pressiométriques PK40+662,02 -MHc-. 65
Tableau III. 10 : Paramètres géotechniques du remblai – RBT 05. 67

Chapitre IV :

Tableau IV. 1 : caractéristiques utilisées pour le calcul. 69
Tableau IV. 2 : détails de calcule du Fs du glissement méthode des tranches BISHOP, long terme. 70
Tableau IV. 3 : détails de calcule du Fs du glissement méthode des tranches BISHOP, court terme. 70
Tableau IV. 4 : Détails des calculs de la justification du poinçonnement à la base du remblai au niveau de la MHa– RBT 05 au PK40+660. 71
Tableau IV. 5 : Valeurs du coefficient Cf en fonction de la forme de la semelle. 72
Tableau IV. 6 : Détails de calcul méthode d'élasticité. 72
Tableau IV. 7 : détail du calcul du tassement de consolidation. 73
Tableau IV. 8 : les valeurs estimées pour le calcul du tassement méthode pressiométrique. 74
Tableau IV. 9 : données pressiométriques du sol support. 75
Tableau IV. 10 : Details de calcul du tassement méthode pressiométrique. 75
Tableau IV. 11 : Récapitulatif des calculs du tassement. 75
Tableau IV. 12 : calcul de duré de consolidation. 76

Tableau IV. 13 : caractéristiques géotechniques des matériaux. 78
Tableau IV. 14 : facteur de sécurité Fs à long terme. 82
Tableau iv. 15 : récapitulatif des résultats de calcul de stabilité totale. 95

Abréviations :

H_1 : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol
H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation
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.
Fs : facteur de sécurité.
W : Le moment moteur ou poids.
b : la largeur des tranches.
C et **φ** : sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol.
Δh_t : est le tassement immédiat.
Δh_i : est le tassement de consolidation.
Δh_c : est le tassement secondaire.
Δh_f : est le tassement supplémentaire provoqué par les déplacements latéraux du sol.
Δ_σ : est la surcharge due au remblai.
C_v : est le coefficient de consolidation.
T_v : est le facteur temps.
$q_{remblai}$: Contrainte due au remblai.
q_a : Contrainte admissible ELU.
q_u : Contrainte limite ultime
D : Ancrage.
γ: Poids volumique du sol au-dessus de l'assise du remblai.
q_0 : Poids des terres au-dessus de l'assise du remblai.
γ_2 : Poids volumique du sol au-dessous de l'assise du remblai.
N_γ, N_C, N_q : facteur de capacité portante.
W (%) : teneur en eau.
S_r (%) : degré de saturation.
E_m : module pressiométrique.
P_f : pression de fluage.
P_l : la pression limite
I_P : limite de plasticité.
e_0 : indice des vides.
C_s : indice de gonflement.
C_c : indice de compression.
h : épaisseur de la couche considérée (m).
δ_c : tassement déviatorique.
δ_d : tassement du au déformations du cisaillement (sphérique).

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'accroissement des infrastructures de transport constitue un enjeu majeur pour le développement économique et social. Dans ce contexte, la construction de remblais de grande hauteur, souvent nécessaires pour la réalisation de voies ferrées, représente un défi technique significatif. Le présent projet de fin d'études se concentre sur le comportement des remblais de grande hauteur renforcés par des nappes de géotextile. Plus précisément, il s'agit d'analyser et de calculer le remblai situé au PK40+660 dans le cadre du futur projet de double voie électrifiée THENIA-ELBOURDJ, s'étendant sur 175 km. L'utilisation de géotextiles pour renforcer les remblais vise à améliorer leur stabilité et durabilité, tout en optimisant les coûts de construction. Ce projet s'inscrit dans une démarche d'ingénierie innovante, combinant des techniques de construction avancées et des matériaux de haute performance pour répondre aux exigences rigoureuses des infrastructures ferroviaires modernes. Ce travail est structuré en quatre chapitres principaux :

- Chapitre 1 : (GENERALITE SUR LES REMBLAI) Ce chapitre introduit le contexte global du projet, en présentant les enjeux de la construction de remblais de grande hauteur dans les infrastructures ferroviaires. Il inclut une revue de la littérature sur les techniques de renforcement des sols et l'utilisation des géotextiles, en se concentrant sur leurs avantages et limitations.
- Chapitre 2 : (COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE, STABILISATION EN PENTE ET METHODES DE CALCUL) Le deuxième chapitre détaille les méthodologies adoptées pour l'étude des remblais.
- Chapitre 3 : (INVESTIGATION GEOTECHNIQUE AU PK40+660) Ce chapitre décrit les caractéristiques géotechniques du site, les propriétés des matériaux utilisés, y compris les géotextiles, ainsi que les outils et techniques de modélisation employés pour les analyses. Les résultats obtenus sont comparés aux normes et aux attentes de performance pour les infrastructures ferroviaires.
- Chapitre 4 : (CAS D’ETUDE) Ce chapitre présente les résultats des calculs et analyses effectués sur le remblai renforcé par des nappes de géotextile. Il inclut des simulations et des études de stabilité, ainsi que des évaluations de performance sous diverses conditions

de charge. Des recommandations sont formulées pour les futures constructions et pour les études supplémentaires nécessaires afin d'optimiser ces techniques.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES REMBLAIS

CHAPITRE I :
GENERALITES SUR LES REMBLAIS

I.1 Définition d'un remblai :

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place des matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pourvoir supporter les sollicitations ultérieurs (trafic routier ou ferroviaire…etc.) sans déformation préjudiciable (tassement, glissement, …etc.).

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau optimale (pour assurer une portance suffisante) et compactées (pour garantir leur stabilité) **[2].**



FIGURE I. 1 : ROUTE DE REMBLAI DE SABLE POUR CAMIONS.

I.2 Types des remblais :

Il existe plusieurs types de remblai :

I.2.1 Remblai routier :

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain de manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite [2].



FIGURE I. 2 : REMBLAI ROUTIER.

Un remblai routier doit être stable dès la fin de sa construction, mais des tolérances sont admises selon le contexte. Il doit garantir la stabilité interne et maîtriser les déformations pour correspondre à la chaussée et au service prévu. La construction nécessite de grands volumes de matériaux divers, entraînant des variations dans les caractéristiques et les comportements, ce qui complique la construction. Ces variabilités peuvent rendre l'ouvrage déformable ou instable. Le coût des remblais représente 20 à 30 % du coût total d'une autoroute, et des mesures doivent être prises en cas d'instabilité.

Il faut rappeler aussi que le coût des remblais représente 20 à 30 % du coût total d'une autoroute. En cas d'instabilité, les mesures correctives sont coûteuses, complexes et rarement totalement efficaces. Si des instabilités surviennent une fois l'ouvrage en service, il faut ajouter les coûts de reconstruction et la perte de niveau de service, ce qui peut être très onéreux. Les causes de ces désordres sont souvent difficiles à identifier, ce qui complique l'attribution des responsabilités.[2].

I.2.2 Remblai ferroviaire :

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille. Sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement a la base. Cela entraine des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages [2].



FIGURE I. 3 : REMBLAI DE CHEMIN DE FER.

La réalisation d'un viaduc ou de structures en béton représente une alternative encore plus dispendieuse, également pour son impact sur l'environnement. Pour limiter les frais, il est possible soit de réaliser des ouvrages avec des pentes abruptes, soit conserver la même géométrie en utilisant des matériaux moins chers, dont les caractéristiques mécaniques sont de mauvaise qualité.

L'emploi des géogrilles TENAUX TT permet de réaliser des talus avec des inclinaisons extrêmes (jusqu'à 80 - 85° à l'horizontal), tout en garantissant la sécurité de l'ouvrage.

Pour dimensionner l'ouvrage, il faut considérer toutes les forces auxquelles .il est soumis (la surcharge ou d'éventuels risques sismiques). Il est également possible d'utiliser tout type de terrain disponible sur place. Cela permet de faire des économies en termes de cout et de réalisation de l'ouvrage [2].

I.3 Classification des matériaux pour la réalisation des remblais :

Lors du remblai, **une étude des sols doit aider à choisir les matériaux à utiliser**. Le choix va alors dépendre :

- Du taux d'humidité du terrain,
- De la granularité du terrain,
- De la nature du sol,
- De la construction envisagée.

D'après le GTR des réalisations des remblais il existe trois classes des matériaux de construction :

I.3.1 Les sols :

Les "sols" sont des matériaux naturels, constitués de grains pouvant se séparer aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Ces grains peuvent être de dimensions très variables : des argiles aux blocs. Les sols sont de nature et d'origine géologique diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, sols qui sont formés sur place par un processus d'altération physicochimique des roches **[4]**.

Les différentes classes du sol sont obtenues en tenant compte les paramètres suivants :

- ✓ Paramètre de nature.
- ✓ Paramètre de comportement mécanique.
- ✓ Paramètre d'état.



FIGURE I. 4 : REMBLAI EN SABLE PEUT ARGILEUX.

I.3.2 Matériaux rocheux :

La classification du GTR française des matériaux rocheux utilisés pour la réalisation des remblais et des couches de forme s'appuient sur :

- La nature pétrographique de la roche : roches sédimentaires, magmatiques ou métamorphiques.
- L'état de la roche et ses caractéristiques mécaniques : coefficient Los Angeles LA, micro-DEVAL en présence d'eau MDE pour apprécier la teneur sous trafic, coefficients de fragmentable FR et dégradabilité DG pour apprécier le caractère évolutif…etc. **[1]**.

Un des roches les plus utilisés dans la construction d'un remblai on trouve les tufs et les GNT.



FIGURE I. 5 : DES PIERRES SALES NON TRAITES DE GRANDES TAILLES.



FIGURE I. 6 : TUF NATUREL.

I.3.3 Sols organiques et sous-produits industriels :

Cette dernière catégorie concerne des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai et en couche de forme peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement. Toutefois les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois très divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée [4].

I.3.4 Sols à risques :

La construction de remblais peut poser des problèmes sur des types de sols variés tels que :

- Les tourbes.
- Les vases.
- Les argiles molles.
- Les limons argileux ou sables lâches.

Ces sols associent en général une forte déformabilité, une faible perméabilité et une résistance faible. On les appelle habituellement « sols compressibles » ou « sols mous ».

I.4 Techniques de construction des remblais sur sol compressible :

Le choix des techniques de construction des remblais dépend :

- Du temps disponible pour l'exécution des travaux.

- De l'amplitude des déformations tolérées après la mise en service.
- Des contraintes d'environnement du projet (emprise, sensibilité aux vibrations. Protection des nappes phréatiques, etc.).
- Des contraintes budgétaires.

Les solutions adoptées se rattachent à deux groupes de techniques :

- ✓ Le premier groupe rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai (construction par étapes, surcharge, etc.).
- ✓ Le second groupe est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation (drainage, colonnes ballastées, etc.).

Le choix de la technique la mieux adaptée à un projet particulier nécessite l'intervention d'un spécialiste de géotechnique et un dialogue entre :

a. Ce spécialiste et le projeteur.
b. Le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage sur les questions de coût, délai et fiabilité.

Se basant sur ses conditions si dessus, nous pouvons faire le choix des techniques classiques utilisées pour la construction des remblais suivantes :

I.4.1 Dispositions constructives relatives au remblai :

I.4.1.1 Construction par les étapes :

- Description et principe de fonctionnement :

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. Sous chaque charge on atteint la fin (ou souvent 80%) de la consolidation. Cette méthode nécessite des délais importants si le sol compressible est épais et peu perméable. Elle est souvent associée à des drains verticaux.

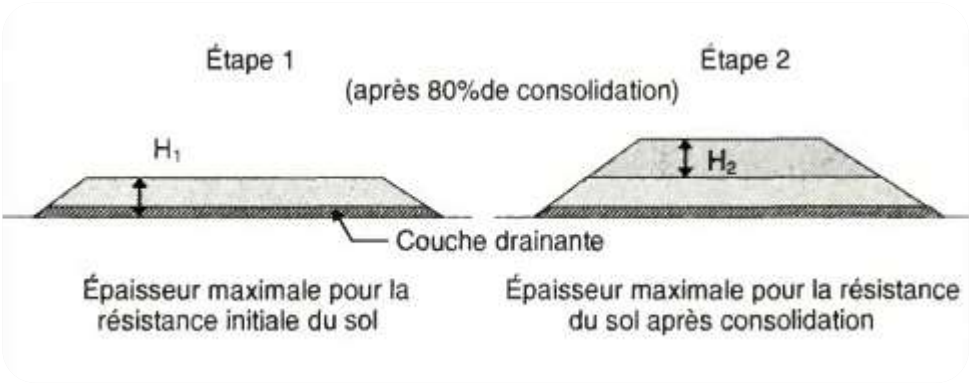


FIGURE I. 7 : DES ETAPES DESCRIPTIVES DE LA TECHNIQUE DE CONSTRUCTION PAR GEOTEXTILES.

- Domaine d'application :

Tous types de remblais sur sols argileux mous quand le projet définitif est figé longtemps avant le début de l'exploitation.

- Mise en œuvre :

Le remblai est construit par phases, avec des périodes d'attente pouvant atteindre plusieurs mois.

- Contrôle de qualité :

Mesure des tassements du sol support, des pressions interstitielles et, éventuellement, des déformations latérales en pied de remblai. Interprétation par l'ingénieur géotechnicien, pour calculer les gains de cohésion du sol support et adapter le planning de construction du remblai.

- Avantages et inconvénients :

Technique économique mais demandant du temps et un contrôle précis des vitesses de consolidation. Technique adaptée aux sols dont la consolidation est rapide (faible épaisseur). Doit être combinée à des drains verticaux dans le cas contraire. Travaux réalisés par une entreprise générale. Le marché doit permettre une adaptation des délais de construction pendant les travaux. La technique n'est pas toujours applicable (l'augmentation possible de la résistance du sol est parfois insuffisante pour porter le remblai final).

I.4.1.2 Renforcement par les GEOSYNTHETIQUES :

- Description et principe de fonctionnement :

La mise en place d'une ou plusieurs nappes de géotextiles ou de géogrilles à la base du remblai permet d'augmenter sa résistance à la traction et d'améliorer sa stabilité vis-à-vis de ruptures circulaires. On peut donc augmenter la hauteur de remblai mise en œuvre à chaque phase de chargement, sous réserve des conditions de poinçonnement du sol. Le géotextile a pour effet annexe de rendre plus uniformes les tassements du sol sous le remblai. Le choix du géotextile et les calculs de dimensionnement (résistance, ancrage latéral, stabilité du remblai) doivent être confiés à un spécialiste.

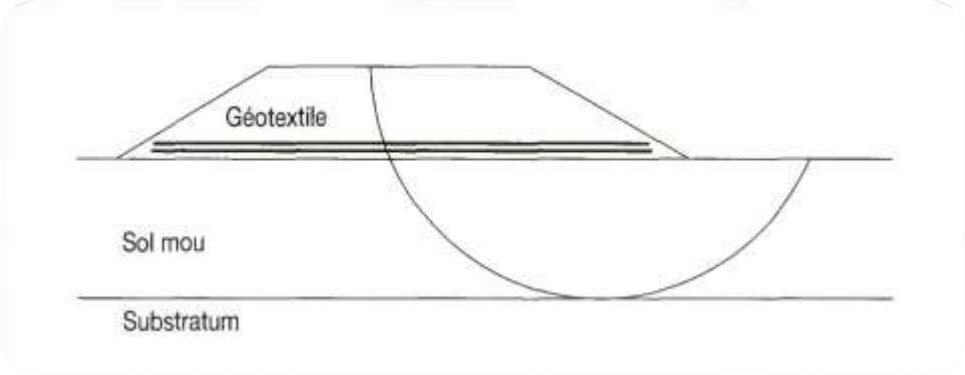


FIGURE I. 8 : SCHEMA DESCRIPTIF DU FONCTIONNEMENT DES GEOTEXTILES.

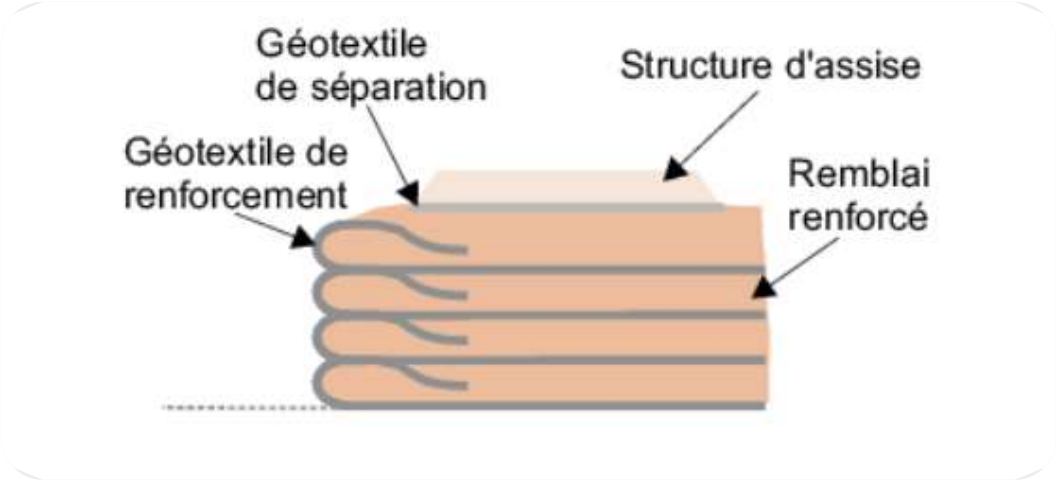


FIGURE I. 9 : EMPLOIS DE GEOTEXTILES DANS UNE CHAUSSEE SUR REMBLAI RENFORCE.

- Domaine d’application :

Traitement localisé de l'instabilité du remblai.

- Mise en œuvre :

Les nappes de géotextile sont placées au niveau prescrit au cours de la construction du remblai.

- Contrôle de qualité :

Contrôle de la conformité au projet (nombre et position des lais de géotextiles). Contrôle du géotextile (résistance à la traction, déformabilité).

- Avantages et inconvénients :

Optimisation délicate du renforcement. Amélioration de la résistance à la rupture circulaire, mais pas au poinçonnement.

I.4.1.3 Banquettes latérales :

- Description et principe de fonctionnement :

Cette technique améliore la stabilité du remblai en l'élargissant par des banquettes de plus faible hauteur Ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de ruptures circulaires, et améliorent également la stabilité au poinçonnement.

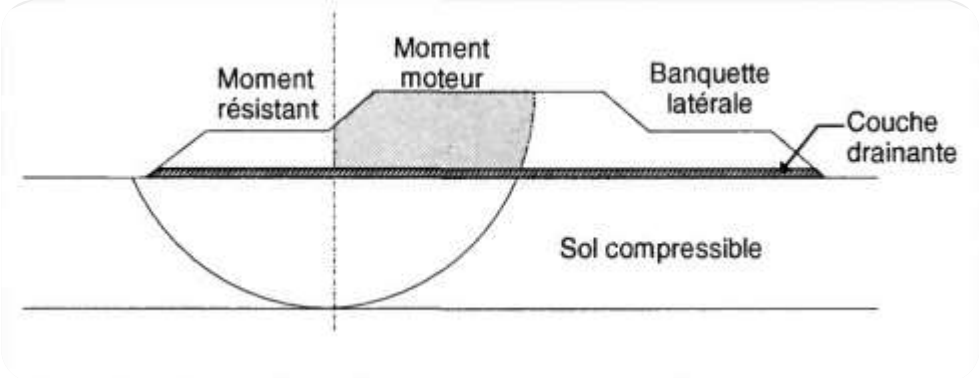


FIGURE I. 10 : SCHEMA QUI MONTRE LE FONCTIONNEMENT DES BANQUETTES LATERALES CONTRE LA RUPTURE CIRCULAIRE.

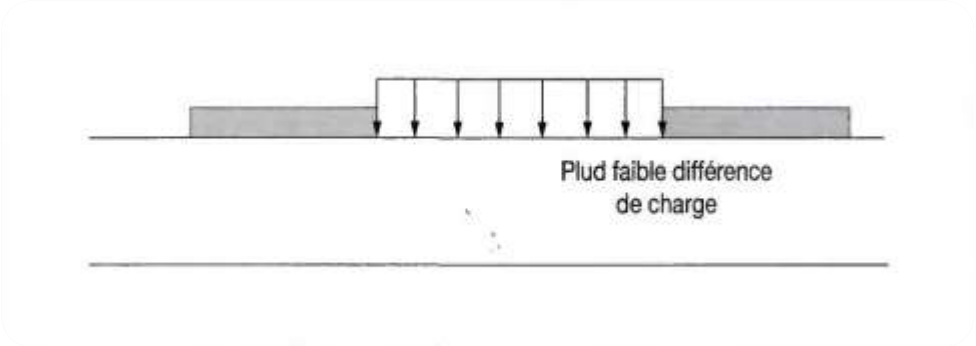


FIGURE I. 11 : SCHEMA QUI MONTRE LE FONCTIONNEMENT DES BANQUETTES LATERALES CONTRE LE POINÇONNEMENT.

- Domaine d'application :

Sections courantes de remblais et remblais d'accès aux ouvrages d'art. Souvent combinées à d'autres techniques (drains verticaux, construction par étapes, surcharge temporaire).

- Mise en œuvre :

Simples terrassements complémentaires. Le compactage n'est nécessaire que si les banquettes servent de piste de chantier ou de voie permanente de desserte.

- Contrôle de qualité :

Semblable à celui d'une section courante de remblai.

- Avantages et inconvénients :

Nécessite des emprises et volumes de remblais supplémentaires. Pas d'effets directs sur les tassements. Réalisation par une entreprise générale.

I.4.1.4 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 modélise le profil transversal d'un remblai. h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.

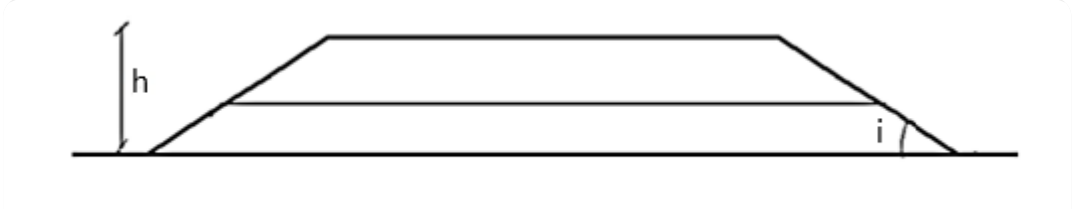


FIGURE I. 12 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES D'UN REMBLAI.

☙ 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.

1) 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 :

Pente : tan(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 ci-après :

TABLEAU I. 1 : ORDRE DE GRANDEUR DE LA PENTE D'UN REMBLAI EN FONCTION DE SA HAUTEUR.

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

2) 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 Cu qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta C_u = \gamma . H_1 . \tan\varphi . C_u$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant :

$$\mathbf{H_2 = \frac{\pi + 2}{\gamma . F} . (C(0) + \Delta C_u}$$

Ou $\mathbf{C_u}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

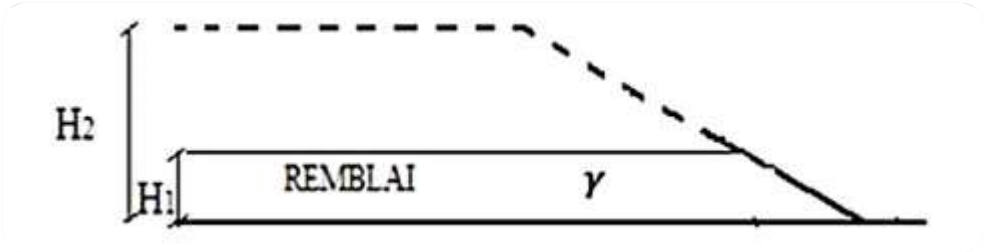


FIGURE I. 13 : LA CONSTRUCTION PAR COUCHES DU REMBLAI.

H_1 : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H_2 : 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.

3) Hauteur totale du remblai à construire :

- 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 :

$$\mathbf{R_t = \frac{H_r^* . 100}{(100 - T)}}$$

Où : $\mathbf{R_t}$: hauteur totale du remblai à construire.

$\mathbf{H_r^*}$: hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé pour la surcharge.

T: pourcentage de tassement prévu.

I.4.2 Dispositions constructives relatives aux modifications du sol support :

I.4.2.1 Les colonnes ballastées :

- Description et principe de fonctionnement :

Un réseau de colonnes de ballast compacté est constitué dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ces colonnes agissent comme points de renforcement du sol mou. Elles améliorent la stabilité et diminuent les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum. Elles servent aussi de drains verticaux.

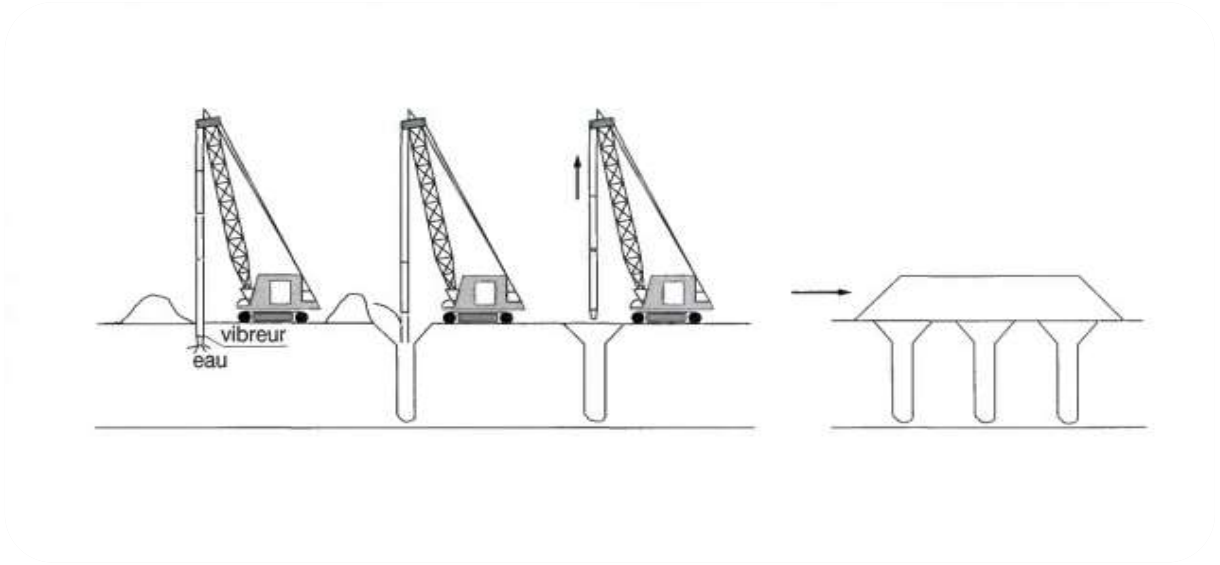


FIGURE I. 14 : LES COLONNES BALLASTEES.

- Domaine d'application :

Fondations de bâtiments et de réservoirs. Zones de transition entre points durs (ouvrages fondés sur pieux) et sections courantes de remblai.

- Mise en œuvre :

Aiguille vibrante ou tube battu pilonné, porté par une pelle sur chenilles. Du ballast 20/40 à fort angle de frottement est incorporé dans le forage et compacté par le vibreur. On procède par passes successives en remontant le vibreur pour former des colonnes dont le diamètre est généralement compris entre 60 et 120 cm.

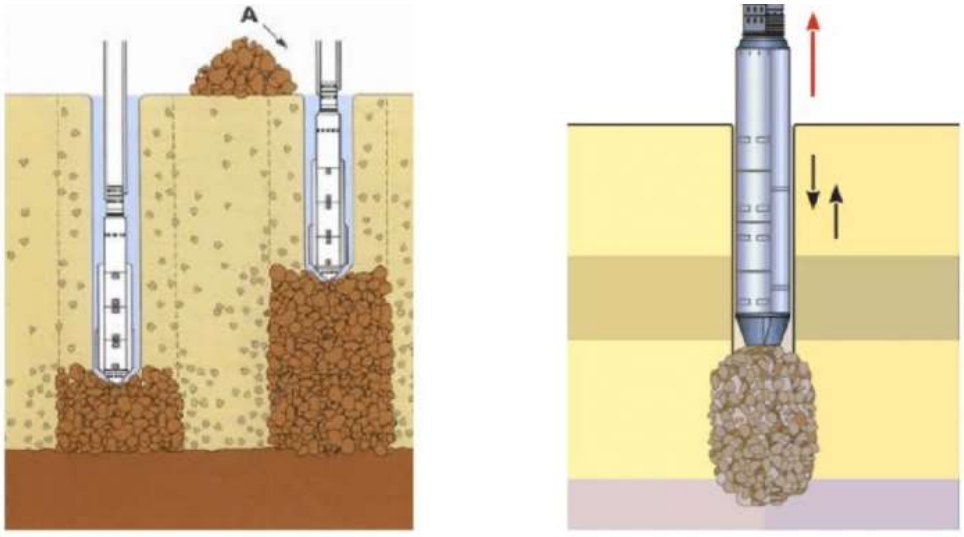


FIGURE I. 15 : MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES [3].

- Contrôle de qualité :

Contrôle des paramètres de mise en œuvre : volume du ballast, énergie de vibration. Contrôle des caractéristiques mécaniques des colonnes au pénétromètre. Essais de chargement de colonnes.

- Avantages et inconvénients :

Profondeur de traitement limitée à 15 mètres environ. Technique assez onéreuse (ballast et exécution). Réalisation par une entreprise spécialisée.

I.4.2.2 Les plots ballastés pilonnées :

- Description et principe de fonctionnement :

La création de larges inclusions de bon matériau compacté à travers la couche molle permet de limiter les tassements et d'améliorer la stabilité. Les colonnes servent aussi de drains. Ces colonnes sont créées par pilonnage.

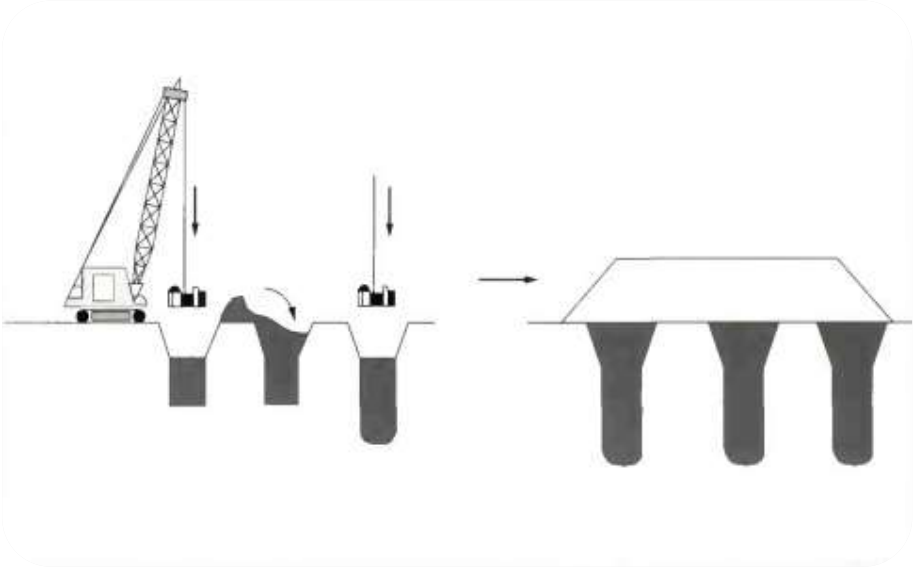


FIGURE I. 16 : SCHEMA D'EXECUTION DES COLONNES PILONNEES.

- Domaine d'application :

Remblais en environnement dégagé, sur des sols mous de 6 à 7 m de profondeur.

- Mise en œuvre :

Mise en œuvre par pilonnage au moyen d'un atelier de compactage dynamique : pelle sur chenilles levant une masse d'une quinzaine de tonnes. Les plots sont constitués de matériau granulaire d'apport et atteignent des profondeurs de 7m pour des sections de 4 à 5 m2.

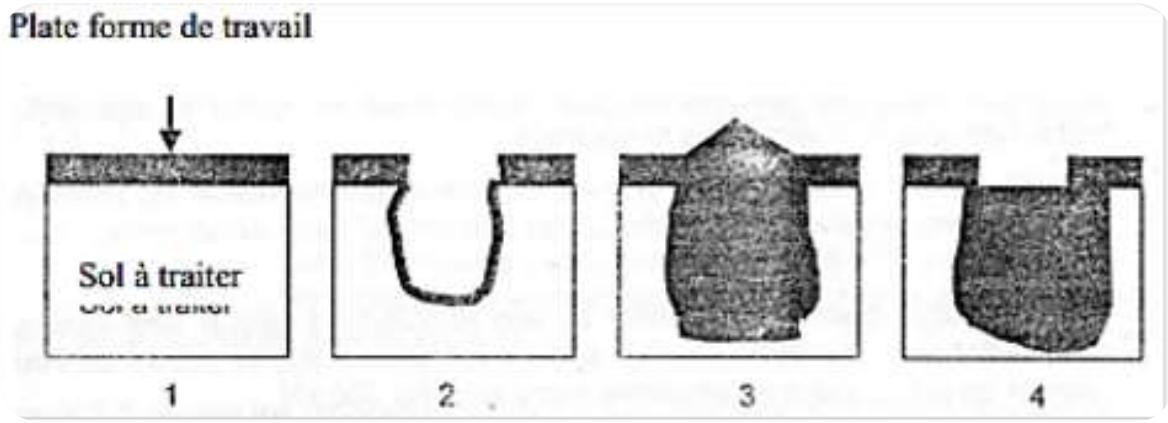


FIGURE I. 17 : MISE EN ŒUVRE DES PLOTS BALLASTES [5].

- Contrôle de qualité :

Contrôle des paramètres d'exécution et vérification par essais in situ des caractéristiques mécaniques obtenues.

- Avantages et inconvénients :

  - ☞ Méthode économique sur des surfaces importantes seulement (coût de mobilisation du matériel).
  - ☞ Nécessite un environnement peu sensible aux vibrations.
  - ☞ Profondeur de traitement limitée à 6 ou 7 mètres.
  - ☞ Emploi possible d'un matériau de récupération : matériaux de démolition triés, découverte de carrière, etc.
  - ☞ Entreprise spécialisée.

I.4.2.3 Profondeur et épaisseur des couches compressibles :

La profondeur et l'épaisseur des sols compressibles ont une grande influence sur la nature et l'ampleur des problèmes posés par la construction des remblais et sur les solutions que l'on peut envisager pour les résoudre :

- En surface, la médiocrité des sols pose en premier lieu des problèmes de stabilité, mais une solution de purge peut être envisagée.
- Plus la couche compressible est située en profondeur, plus l'influence du remblai est faible (surtout lorsqu'il est de petites dimensions).
- Plus la couche compressible est épaisse, plus les tassements sont importants et évoluent lentement.

I.4.3 Critères influant sur le choix des techniques :

Le choix d'une technique de construction s'effectue par comparaison des coûts des solutions qui satisfont une série de critères concernant :

- ✓ La possibilité d'exécuter les travaux :

Avant de choisir une solution, il faut s'assurer de la disponibilité sur le site du chantier et à la période prévue de tous les matériaux et matériels nécessaires à l'exécution des travaux :

- ⇨ Remblais en quantité suffisante (banquettes latérales, surcharge temporaire, substitution partielle ou totale des mauvais sols), en tenant compte des niveaux drainants indispensables au fonctionnement de l'ouvrage.
- ⇨ Ballast (colonnes ballastées, plots ballastés pilonnés).
- ⇨ Géotextile (renforcement du corps de remblai).
- ⇨ Ciment ou chaux.

✓ L'impact sur l'environnement :

Les travaux doivent respecter en vigueur concernant :

- ⇨ La protection de l'eau (maintien des écoulements naturels, protection des nappes et des cours d'eau, etc.), notamment par référence à la loi sur l'eau du 3-1-1992 et à ses décrets d'application. Ces précautions concernent en particulier l'exécution de colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment.
- ⇨ La lutte contre le bruit et les vibrations (colonnes ballastées, plots ballastés pilonnés), notamment pour le confort des riverains et le respect des installations sensibles aux vibrations.
- ⇨ La mise en dépôt des matériaux non réutilisables (substitution du mauvais sol).

✓ Le délai :

Les travaux de terrassements sur sols compressibles sont souvent sur le chemin critique de l'exécution des projets. Certaines techniques nécessitent des temps d'attente dont la prévision n'est pas très précise (construction par étapes, surcharge temporaire, drainage vertical) et cette incertitude, qui diminue au cours des travaux, doit être prise en compte dans le choix de la solution.

Certaines techniques nécessitent d'autre part d'intervenir à une date précise en un point du chantier qui doit être accessible, ce qui peut interagir avec l'organisation générale du chantier et éventuellement exclure le choix des techniques concernées. L'exécution préalable de certains travaux nécessite aussi d'avoir pu libérer les emprises nécessaires.

✓ Exigence de service de l'ouvrage :

Un critère essentiel pour le choix des techniques de construction est que l'ouvrage terminé réponde aux spécifications de ses utilisateurs, en termes de tassement total et de tassements différentiels. Les performances des différentes techniques doivent être comparées par le calcul lors de l'élaboration du projet.

La répartition du coût total de l'ouvrage entre sa construction et son exploitation peut varier d'une technique à l'autre. Le coût de la satisfaction des exigences de service devrait pour cette raison être évalué en ajoutant les coûts de construction et d'entretien.

- ✓ Contraintes générales communes aux chantiers de travaux publics :

  Comme les autres chantiers de terrassement, les chantiers de constructions des remblais sur sols compressibles sont soumis à des contraintes sur :

  - ⇨ La circulation des véhicules.
  - ⇨ L'emprise des chantiers.
  - ⇨ L'évacuation des eaux et des déblais.
  - ⇨ L'impact des emprunts et des dépôts.
  - ⇨ La présence de l'ouvrage à conserver pendant les travaux

Certaines techniques de construction peuvent être écartées pour respecter ces limitations.

I.5 GEOTEXTILES (GEOSYNTHETIQUES) :

I.5.1 Définition :

La toile de géotextile également appelée film, feutre ou encore bâche est fabriquée à partir de fibres synthétiques telles que le polypropylène ou le polyester. Ces fibres peuvent être tissées, non-tissés, ou tricotées, offrant ainsi une gamme variée de textures et de propriétés. Les géotextiles sont conçus pour être durables, résistants aux déchirures et aux conditions climatiques difficiles.

I.5.2 Les principaux rôles des géotextiles :

Les matériaux géo-synthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir cinq rôles principaux : séparation, filtration, drainage, barrière et renforcement. Deux ou plusieurs de ces rôles doivent être souvent remplis dans certaines conditions et les divers produits existants, de par leurs propriétés, s'y prêtent avec succès.

Le tableau suivant présent Les applications courantes des géotextiles dans le domaine géotechnique.

TABLEAU I. 2 : IMPORTANCE RELATIVE DES PRINCIPAUX ROLES DES GEOTEXTILES [7].

Application	Fonction			
	Séparation	Filtration	Drainage	Renforcement
Routes non revêtues	P	I	SO	S
Murs de soutènement				
- drains	S	I	P	SO
- renforcement	SO	SO	SO	P
Remblais/Talus				
- drains horizontaux	I	I	P	S
- drains verticaux	SO	I	P	S
- renforcement	SO	SO	SO	P
- bases de remblai	I	I	SO	P
- fondations sur pieux	I	SO	SO	P
Drains de surface	I	I	P	S

P - fonction première I - fonction importante S - fonction secondaire SO - sans objet

I.5.2.1 Séparation :

Séparer signifie empêcher le mélange de matériaux entre deux couches de sols de composition granulométrique différente. Le géotextile est placé à l'interface entre les deux couches de sols.

La séparation des couches de sols par le géotextile permet de garder l'intégrité et les propriétés de chacun des sols, surtout lorsque leur mélange n'est pas souhaitable ou est à empêcher. Les exigences fondamentales concernant les géotextiles appliqués pour séparer sont, du point de vue mécanique, d'empêcher la pénétration de matériaux grossiers dans le matériau fin et vice versa, même sous sollicitation dynamique. Du point de vue hydraulique, il s'agit de limiter les lessivages du matériau fin et, par-là, le transport des fines dans le matériau grossier, et d'éviter une retenue unilatérale de l'eau sur le géotextile (effet de géomembrane). Dans la plupart des cas, le géotextile doit aussi remplir le rôle de filtre et même de drains. Un

rôle de renforcement limité est aussi possible pour parer aux zones localisées de faible portance et compressibles.

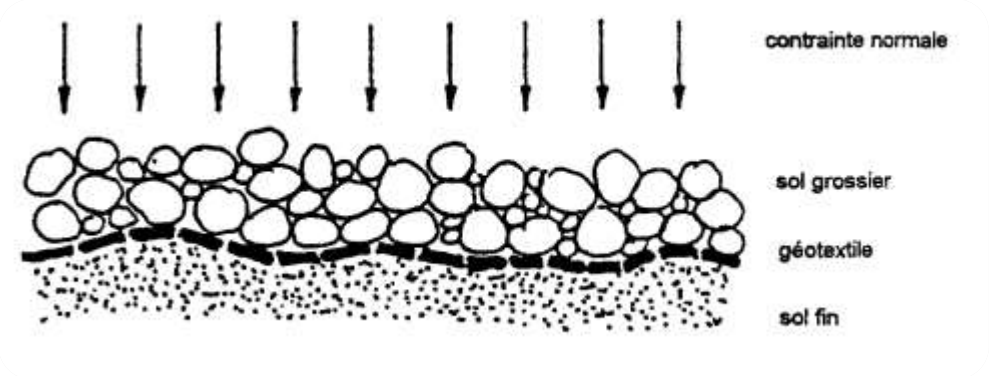


FIGURE I. 18 : SCHEMA DE SEPARATION PAR GEOTEXTILE.

TABLEAU I. 3 : PROPRIETES DETERMINANTES POUR UN ROLE DE SEPARATION **[8].**

Rôle partiel	Propriété	Paramètres caractéristiques
Résistance mécanique	- Force de rupture	α_f - Force de rupture O_d - Résistance au poinçonnement dynamique R_p - Résistance à la perforation par piston
	- Allongement	Comportement "force-allongement"
Rôle mécanique de séparation	- Ouvertures des pores du filtre	O_w - Diamètre efficace des pores
Conditions hydrauliques de filtre	- Ouvertures des pores du filtre - Perméabilité	O_w - Diamètre efficace des pores ψ - Permittivité K_n - Perméabilité

Les applications de séparation par géotextiles sont réalisées pour la construction de routes non revêtues, de routes à faible trafic, de couches d'assise de voies ferrées, de remblais hydrauliques et de couches de forme.

I.5.2.2 Filtration :

Filtrer signifie prendre une mesure pour qu'un débit d'eau si possible à pression nulle puisse s'établir entre deux couches de composition granulométrique différente (figure I.19). Le lessivage des particules de la couche de sol fin à travers le géotextile doit être évité.

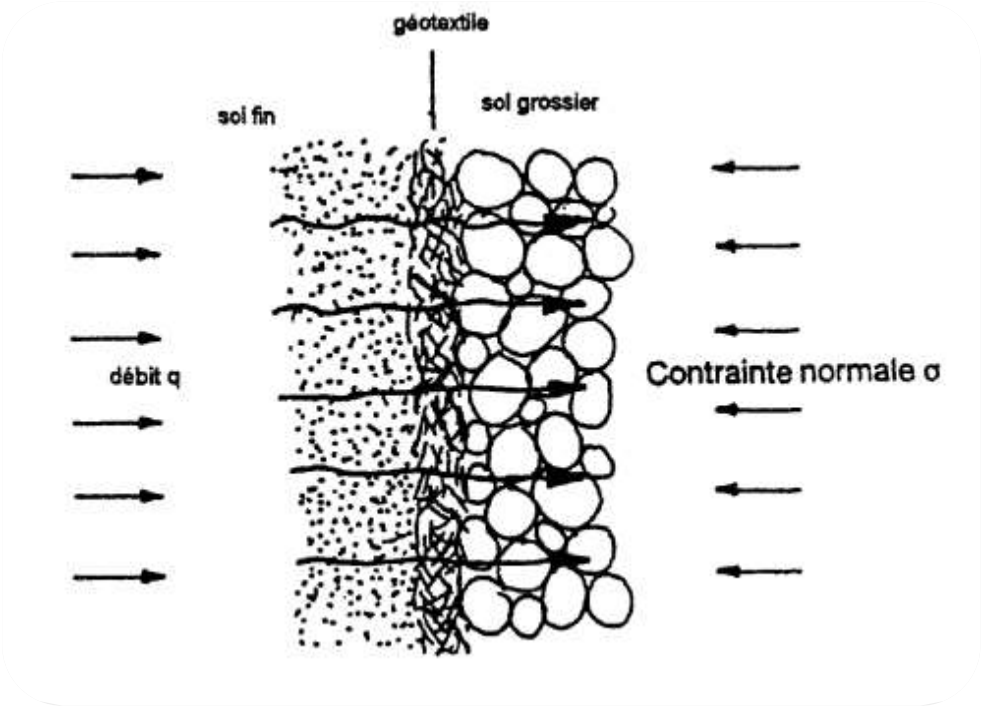


FIGURE I. 19 : SCHEMA DE FILTRATION DE GEOTEXTILE.

Les applications de filtration par géotextiles sont réalisées pour la filtration des eaux usagées, les tranchées drainantes, la protection des berges (de rivière, de fleuve ou de canal d'irrigation) et la défense des côtes.

TABLEAU I. 4 : PROPRIETES DETERMINANTES DE GEOTEXTILE POUR UN ROLE DE FILTRATION **[8].**

Fonction partielle	Propriété	Paramètres caractéristiques
Fonction hydraulique	Perméabilité normale au plan du géotextile	ψ - Permittivité k_n - Perméabilité
Fonction mécanique	Filtration Empêcher le lessivage	O_w - Diamètre efficace des pores

Les applications de filtration par géotextiles sont réalisées pour la filtration des eaux usagées, les tranchées drainantes, la protection des berges (de rivière, de fleuve ou de canal d'irrigation) et la défense des côtes.

I.5.2.3 Drainages :

Drainer signifie collecter et évacuer au moyen d'un géotextile une partie de l'eau d'un sol, en général un sol fin, soit en surface soit en profondeur (Figure I.20). Les exigences fondamentales sont, du point de vue hydraulique, d'assurer l'évacuation de l'eau avec une perte de charge minimale dans le géotextile, c'est à dire dans son plan (transmissivité élevée). Du point de vue mécanique, il s'agit d'empêcher le lessivage des fines (extraction de sol) et leur transport à l'intérieur du géotextile, ce qui réduirait la perméabilité dans le plan du géotextile.

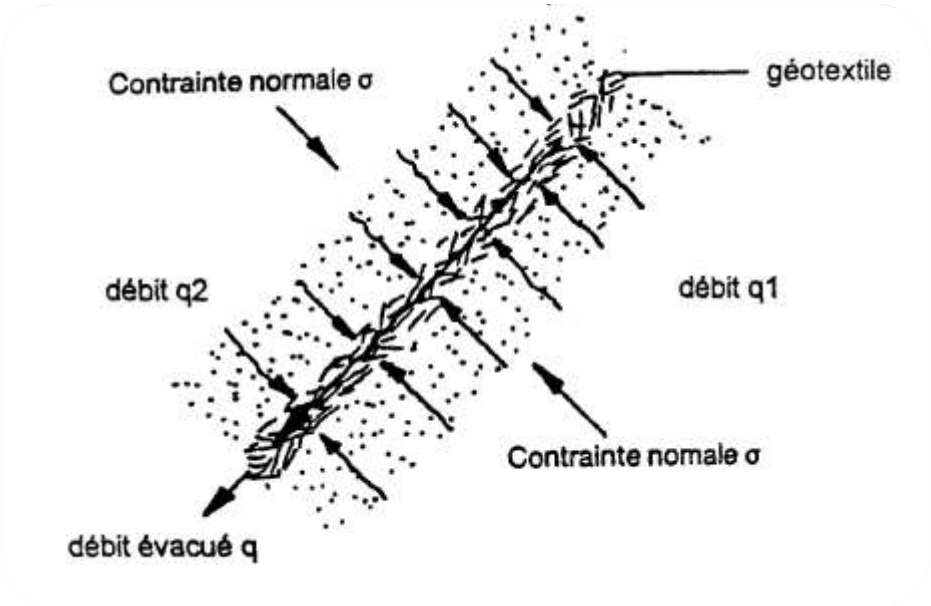


FIGURE I. 20 : SCHEMA DE DRAINAGE PAR GEOTECHNIQUE.

Ces performances doivent se maintenir pour toute la durée de service et le colmatage du géotextile doit être évité. Au vu de l'exigence hydraulique fondamentale, les tissés ne sont pratiquement pas utilisés. Des matériaux composites et de formes particulières ont été développés spécialement pour remplir ce rôle.

TABLEAU I. 5 : PROPRIETES DETERMINANTES DU GEOTEXTILE POUR UN ROLE DE DRAINAGE **[8].**

Fonctions partielles	Propriété	Paramètres caractéristiques
Fonction hydraulique	Perméabilité dans le plan du géotextile Apport d'eau latéral	Θ - Transmissivité ψ - Permittivité k_n - Perméabilité
Fonction mécanique	Filtration, empêcher le lessivage et le transport de particules à l'intérieur du géotextile	O_w - Ouverture efficace des pores

Les applications des géotextiles comme drains concernent les drains d'accotement, les drains verticaux pour la consolidation des sols compressibles, les drains de parois (de murs de soutènement de bâtiments, etc.). Et les drains des parois de tunnels.

Le rôle de barrière est en fait une séparation qui assure une transition plus ou moins hermétique entre deux milieux, par exemple entre deux couches de sol ou entre une couche de sol et un liquide. En règle générale, un géotextile imperméable est utilisé. Les géomembranes ont été spécialement développées pour remplir ce rôle.

Les applications de géotextiles, surtout de géomembranes comme barrières sont réalisées dans les systèmes d'étanchéité de stockage de liquide, les couvertures des bassins, les centres d'enfouissement technique, les bassins de stockage de déchets.



FIGURE I. 21 : SCHEMA D'ETANCHEITE (BARRIERE) DE RESERVOIR D'EAU.

I.5.2.5 Renforcements :

Renforcer signifie créer une structure de sol ayant des propriétés améliorées, composée d'un sol qui a généralement une résistance à la traction quasiment nulle, mais qui résiste à la compression, et d'un géotextile qui a une bonne résistance à la traction (figure I.17).

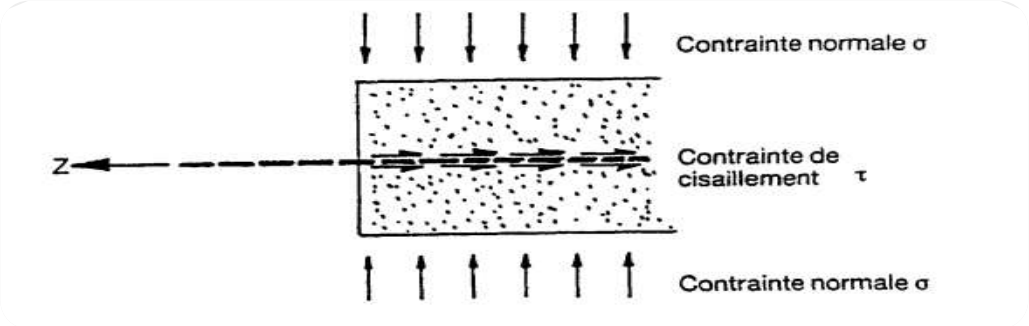


FIGURE I. 22 : SCHEMA D'UN RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE.

TABLEAU I. 6 : PROPRIETES DETERMINANTES DU GEOTEXTILE POUR UN ROLE **[8].**

Fonctions partielles	Propriétés	Paramètres caractéristiques
Fonction mécanique	Déformation	Courbe "force-allongement"
	Fluage	Augmentation de la déformation sous force de traction constante
	Frottement sol-géotextile	φ_{sg} - Angle de frottement sol-géotextile
Fonction hydraulique	Perméabilité normale au plan du géotextile	ψ - Permittivité k_n - Perméabilité

Les exigences fondamentales sont, du point de vue mécanique, d'assurer la reprise de forces de traction avec des déformations si possibles minimes et de reporter ces forces de traction dans le sol par l'intermédiaire de forces de cisaillement. Du point de vue hydraulique, il s'agit d'assurer une perméabilité suffisante pour éviter une retenue de l'eau au-dessus du géotextile.

Les applications de renforcement par géotextiles sont réalisées pour les remblais multicouches, le renforcement de la base des remblais, les talus et les ouvrages de soutènement.

I.6 Conclusion :

Le sol de plateforme (remblai) d'une voie désigne la couche de sol naturel située sous la voie, qui a été excavée et nivelée pour assurer une surface plane et stable sur laquelle les matériaux de construction de la voie peuvent être ajoutés. Cette couche de sol est souvent recouverte d'un matériau de fondation, comme des Graviers non traités, du sable ou des tufs pour renforcer la solidité et la stabilité de la voie.

Le sol de plateforme d'une voie est la couche de terrain sur laquelle est posée la voie elle-même. Cette couche doit être stable et résistante pour supporter le poids des véhicules ou des vibrations des rails et protéger la structure de la chaussée ou la voie contre les mouvements du sol support.

Parfois pour assurer cette résistance et stabilités on doit faire des techniques d'amélioration de ces capacités et caractéristiques, et une des plus connues techniques est le renforcement par les GEOSYNTHETIQUES (géotextile).

CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE, STABILITE EN PENTE ET METHODES DE CALCUL

CHAPITRE II :

COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE, STABILITE EN PENTE ET METHODES DE CALCUL

Parie 1 : Comportement des ouvrages en terre et stabilité en pente.

I. Introduction :

Dans les grands remblais, le tassement est amplifié par une faible énergie de compactage comparée à la charge statique des couches supérieures. Cette évidence est bien documentée, en particulier pour le tassement différé influencé par les variations d'humidité et le fluage. Un tassement significatif survient si la "sur consolidation" du compactage est inférieure à la charge appliquée. Généralement, une hauteur de dix mètres de remblai correspond à une contrainte de 200 KPa, et l'énergie d'un Proctor normal atteint 300 KPa. Au-delà de 10 à 15 mètres de remblai, qualifié de "grand remblai", les mesures sur l'autoroute A62 à Toulouse montrent que le tassement immédiat augmente avec une charge de 150 à 200 KPa, en accord avec les essais œdométriques, et le tassement différé s'étend sur quatre ans. La Figure II.1 présente les tassements ainsi mesurés :

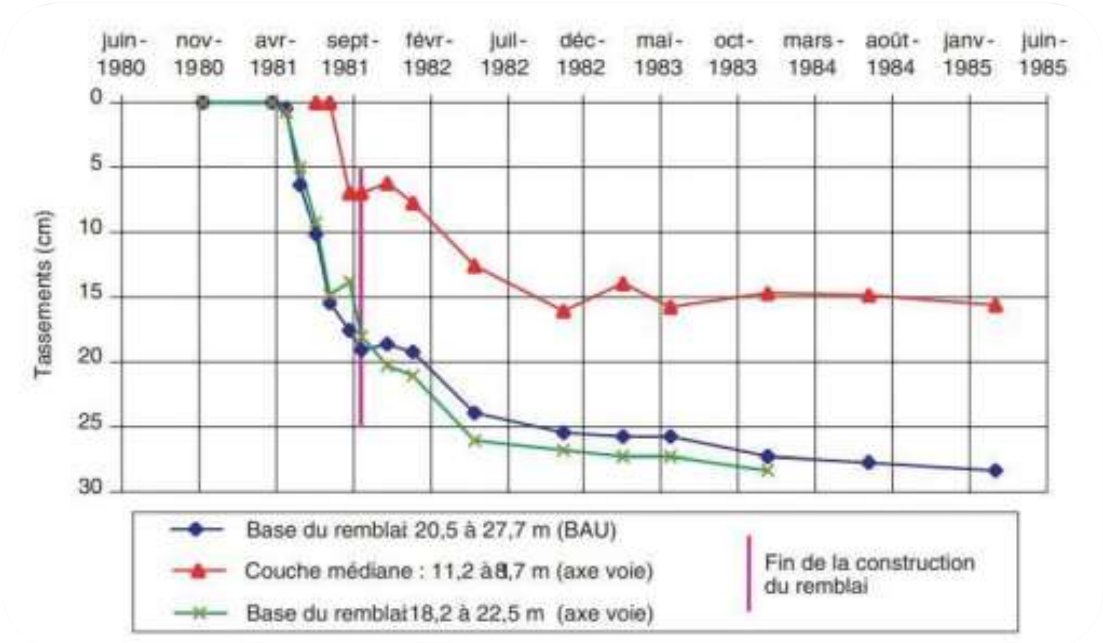


FIGURE II. 1 : TASSEMENT DES COUCHES, PENDANT ET APRES LA CONSTRUCTION DU REMBLAI DE LA JORLE **[9].**

Cependant, les déformations se poursuivent toujours près de vingt ans plus tard en talus et en crête de talus sur le même site, avec une amplitude en crête de talus sensiblement plus importante (de l'ordre de 50%) que celle obtenue dans l'axe et un tassement à mi-talus encore plus élevé (de l'ordre de 150% de celui mesuré dans l'axe de la voie). Ces tassements ne traduisent pas nécessairement un état pathologique du remblai, mais ces tassements différentiels peuvent générer des fissures de flexion en bord de remblai. Ce constat doit rendre particulièrement vigilant sur le compactage des bords de remblai, dont un défaut peu prononcé constitue un facteur aggravant pour ces tassements différentiels (Bescond et al., 2003) **[9]**.

Il faut aussi noter l'existence de déformations cycliques. La figure I.5 donne les résultats des mesures de tassements en bord de voie pour un remblai de 12 mètres de haut, dont la construction était terminée 12 années environ avant la première mesure de référence. Outre une amplitude relativement importante, ce graphique met aussi en évidence un phénomène de déformation cyclique, assez bien en phase avec les saisons. Des mesures sur le remblai de la JORLE ont montré que l'amplitude du tassement réversible sur un cycle pouvait atteindre 30 mm à deux mètres de profondeur en talus et environ 10 mm à quatre mètres de profondeur **[9]**. Sur certains sites, on a aussi pu observer des tassements relativement importants, associés à l'existence de sols très humides lors de la mise en œuvre ou devenus trop humides à la faveur de circulations d'eau mal maîtrisées dans le remblai, surtout s'il était mal compacté et donc plus perméable. Ces tassements, parfois appelés « effondrement de structure » semblent souvent minimes en début d'exploitation du remblai et sont découverts après plusieurs années, mais ils se poursuivent encore de nombreuses années plus tard.

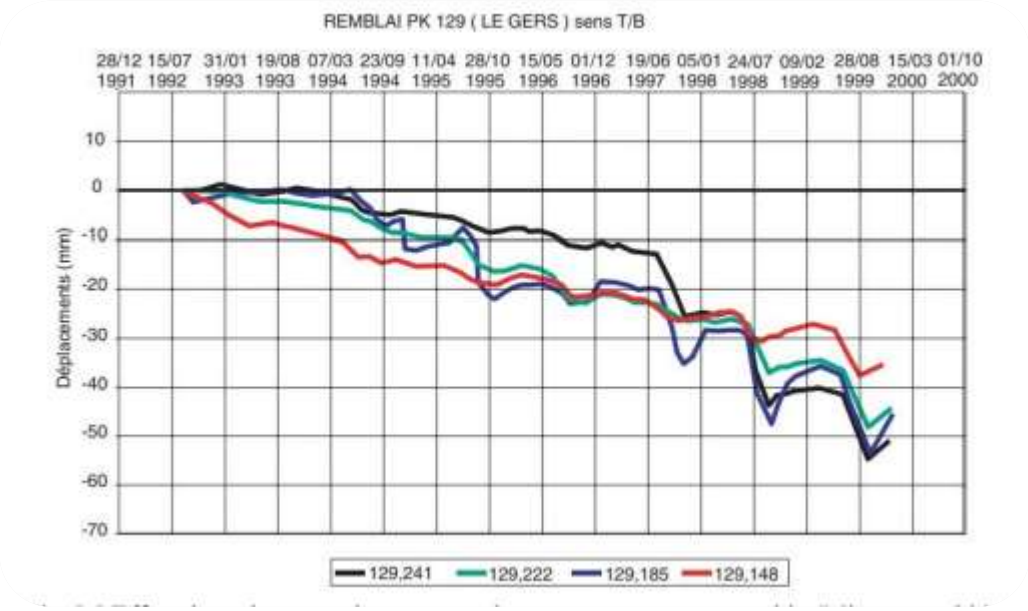


FIGURE II. 2 : EFFETS DES SAISONS SUR LES MESURES DE TASSEMENT PAR TOPOGRAPHIE. **[9]**

La stabilité d'un sol compacté en remblai peut s'évaluer d'après la géométrie de l'ouvrage en connaissant les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol. Il s'avère que l'angle de frottement ϕ' obtenu en remblai peut être nettement plus faible que celui qu'avait le même matériau avant extraction et que la cohésion du sol dépend du degré de saturation. On en déduit donc que les caractéristiques mécaniques d'un sol argileux mis en remblai peuvent parfois être médiocres, surtout si les circulations d'eau sont mal contrôlées.

II. Comportements caractéristiques des remblais sur sol compressible :

Les propriétés des sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

1. Leur stabilité n'est pas automatiquement assurée.
2. Ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs.
3. Leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements).

II.1 Stabilité :

Les sols compressibles connaissent deux types d'instabilités :

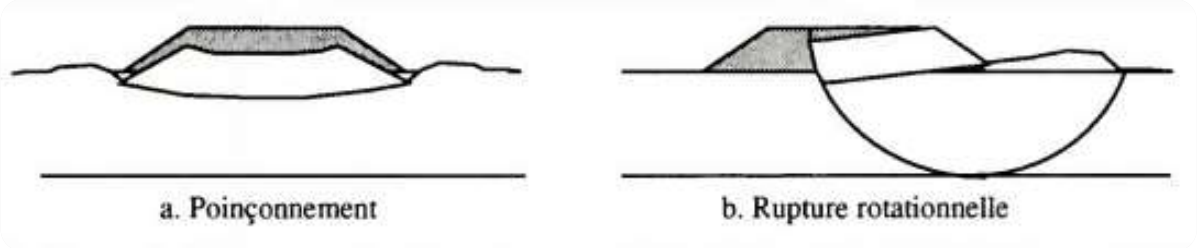


FIGURE II. 3 : MECANISME DE RUPTURE DES REMBLAIS SUR SOL COMPRESSIBLE **[10]**.

- ⇨ Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.).

- ⇨ Des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied.

II.2 Tassements :

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de F = 1,5 dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes.

Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du

temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale.

Les variations de la pression interstitielle dans les sols compressibles sous les remblais accompagnent les tassements de consolidation et permettent de contrôler l'état des contraintes effectives dans le sol et donc sa résistance. Elles peuvent aussi être utilisées pour contrôler la stabilité du remblai pendant les travaux de construction.

II.3 Mouvement horizontal :

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants **[10]**.

II.4 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants :

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance.

Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas **[10]**.

II.5 Glissements des talus en remblais :

Le terme "glissement de terrain" désigne plusieurs formes de glissement de masse pouvant inclure un large éventail de mouvements de terrain, tels que des chutes de pierres, des ruptures de pente profondes, des coulées de boue et des coulées de débris. Les glissements de terrain se produisent dans une variété d'environnements, caractérisés par une pente raide ou douce. La gravité est la principale force motrice d'un glissement de terrain, mais d'autres facteurs influent sur la stabilité, tels que les propriétés physiques des matériaux de la pente, comme la cohésion

entre les grains. Dans de nombreux cas, le glissement de terrain est causé par l'ajout d'un excès d'eau qui peut déstabiliser les pentes en ajoutant du poids, en détruisant la cohésion entre les grains et en réduisant le frottement.

TABLEAU II. 1 : CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS SELON LA VITESSE DE DEPLACEMENT DES MATERIAUX.

Glissement	Vitesse de déplacement des matériaux
Très lent	1mm à 12mm / an
Lent	1mm 50mm / mois
Moyen	1.5mm à 100mm / jour
Rapide	4mm à 10m / heure
Très rapide	3m à 10m / seconde

II.5.1 Les différents types de glissement des talus :

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement :

II.5.1.1 Glissement plan :

Il correspond à un mouvement d'une couche de sol qui a des caractéristiques médiocres en contacts avec un substratum (forte résistance), les glissements plans sont contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces de moindre résistance mécanique Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane.

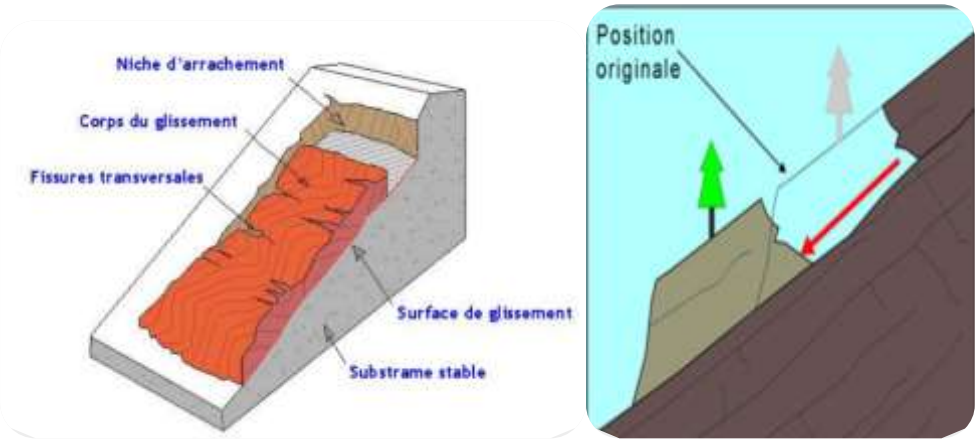


FIGURE II. 4 : SCHEMATISATION D'UN GLISSEMENT PLAN.

II.5.1.2 Glissement rotationnel :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.



FIGURE II. 5 : UN GLISSEMENT ROTATIONNEL.

Il existe deux types de glissement :

- Glissement rotationnel simple : C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle, il s'agit alors d'un glissement circulaire.
- Glissement rotationnel complexe : Qui se manifeste généralement sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaine, causé généralement par :
  - Anisotropie de structure.
  - Anisotropie mécanique.
  - Caractéristiques mécaniques variant en profondeur.
  - Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

Parie 2 : Méthodes d'analyse de stabilité.

I. Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation …).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

- ✓ Des méthodes d'équilibre limite.
- ✓ Des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

I.1 Notion de facteur de sécurité :

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

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

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

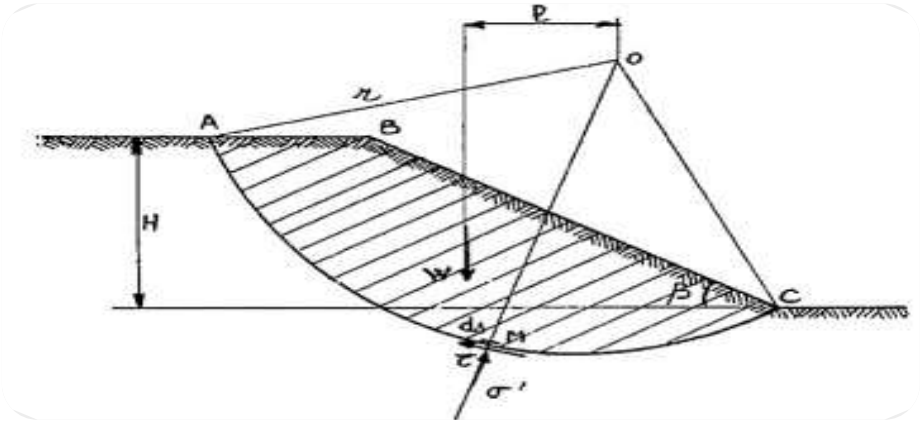


FIGURE II. 6 : ETAT DE CONTRAINTES LE LONG DE LA COURBE DE RUPTURE.

Si F > 1 : il n'y a pas de 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 **[11]**.

II. Etude de la stabilité des pentes :

Les méthodes de calcul de stabilité sont devisées en deux grande parties :

- ☞ Les méthodes analytiques.
- ☞ Les méthodes numériques.

II.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 étudie (surface de rupture potentielle).

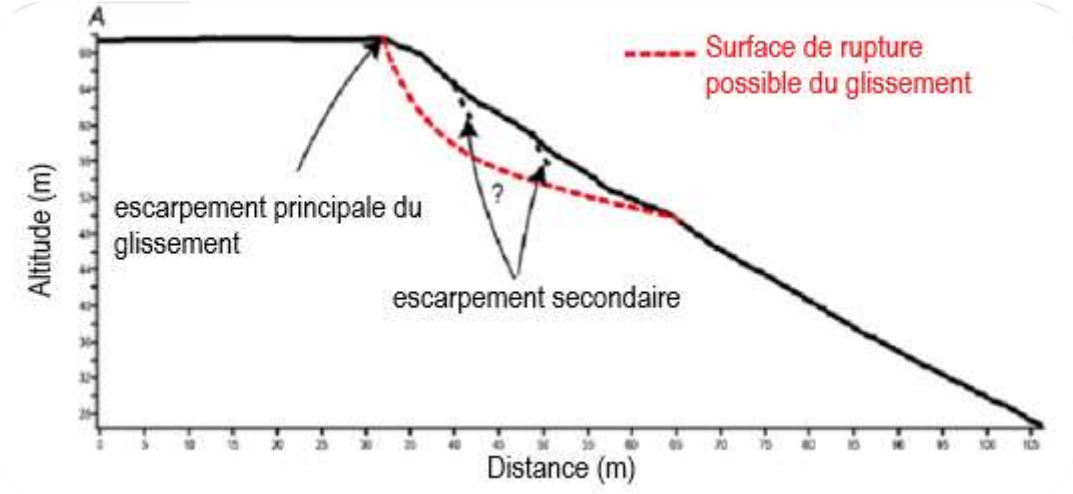


FIGURE II. 7 : SURFACE DE RUPTURE POTENTIELLE.

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.

II.1.1 Méthode à l'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par 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.

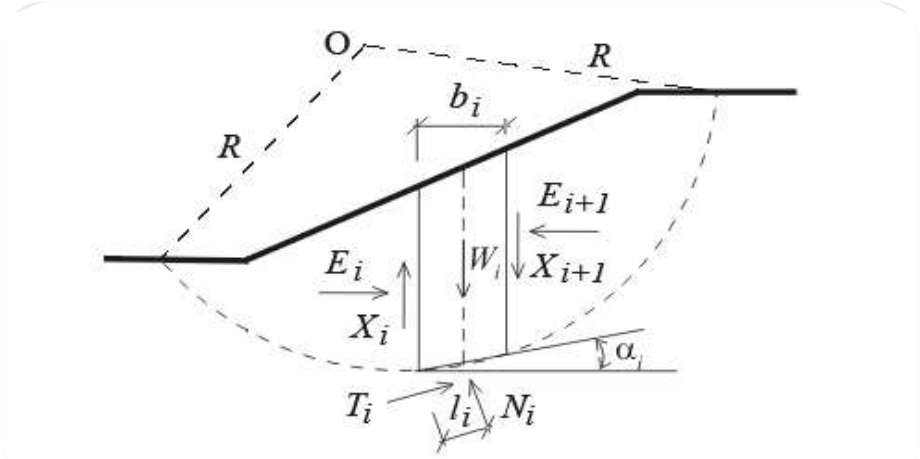


FIGURE II. 8 : SURFACE DE RUPTURE DE BILAN DES EFFORTS POUR UNE METHODE CONVENTIONNELLE.

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en tranches Verticales successives (Figure II.6), 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, (Figure II.6).

L'équilibre des forces définies ci-dessus, s'exprimant par les coïnciderons 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 s'avoir 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 max et de la contrainte de cisaillement t mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

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

☙ **Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre limite :**

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols Homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de S'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- ✓ La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité.
- ✓ Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- ➢ Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb $\boldsymbol{\tau}$ = C + $\boldsymbol{\sigma \tan \varphi}$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture).
- ➢ Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.
- ➢ Il existe une ligne de glissement.
- ➢ Le problème est supposé bidimensionnel.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

Méthode ordinaire (ou conventionnelle) des tranches :

Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches (Calculs de stabilité Sans Séisme). Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

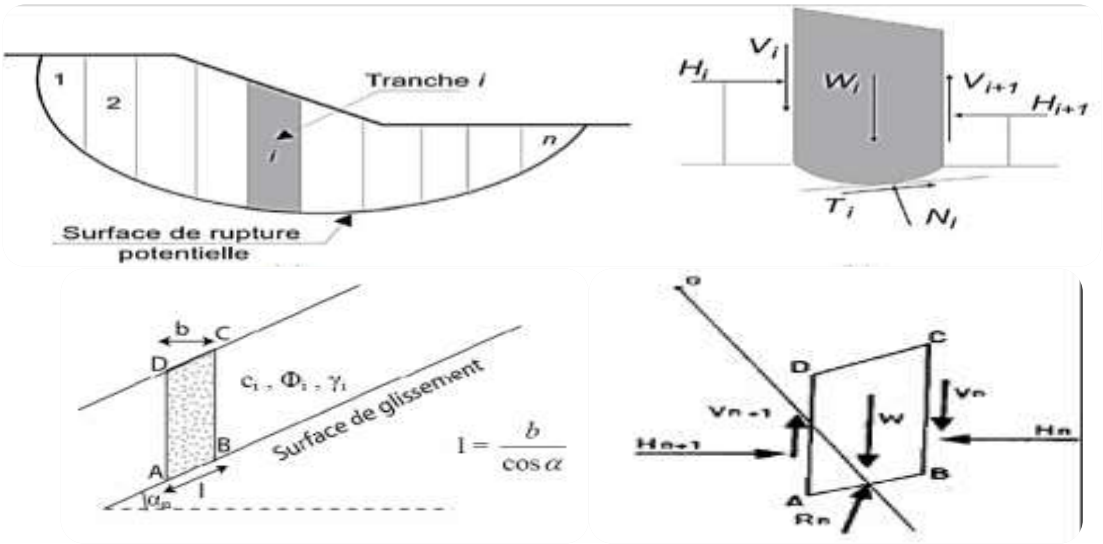


FIGURE II. 9 : DECOUPAGE D'UN TALUS EN TRANCHES ET LES FORCES AGISSANTES SUR UNE TRANCHE **[13].**

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n . h_n . b_n$.
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1}.
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

a) Dans la méthode de **FELLENIUS (1936)**, appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

⇒ La ligne de glissement est de forme circulaire.

⇒ On néglige totalement les efforts inter-tranches.

⇒ La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

Démonstration :

D'après la loi de Coulomb :

$R_n = c_n . AB + N_n . \tan\varphi_n$ (1)

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos\alpha_n$ (2)

Donc : $R_n = c_n . AB + W_n \cos\alpha_n \tan\varphi_n$ (3)

D'autre part : $AB = I_n = b_n \cos\alpha_n$ (4)

La somme des moments résistants maximums s'écrit donc :

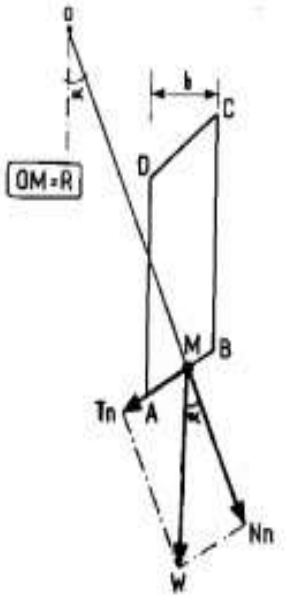
$$\sum_I^m R.\left(c_i.\frac{b_n}{cos\alpha_n} + W_n cos\alpha_n \tan\varphi_i\right) \text{ (5)}$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T_n et égal à $\mathbf{T_n.R}$

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin\alpha_n$ (6)



On obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}(c_i.\frac{b_n}{cos\alpha_n} + W_n cos\alpha_n \tan\varphi_i)}{\sum_{n=1}^{m} W_n sin\alpha_n}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b, la largeur des tranches.
- α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

b) Dans la **Méthode de BISHOP simplifiée (1954)** :

On considère que :

$\Rightarrow$ La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.

$\Rightarrow$ Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}(c_i.b_n + W_n \tan \varphi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^{m} W_n sin\alpha_n} \qquad \text{Avec : } m_\alpha = cos\alpha_n(1 + \frac{\tan \varphi_i.\tan \varphi_i}{F_s})$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de FELLENIUS.
La méthode de FELLENIUS donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10%. La méthode de FELLENIUS a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

Méthode manuelle des abaques :

Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

A) Les abaques de Bishop-Morgenstern : Les abaques de Bishop-Morgenstern ont étés établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un

régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre ru donné par la formule ci-dessous :

$$ru = \frac{U}{\gamma . h}$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car ru n'est constant que si la surface piézométrique est confondue avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement), ru est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol.

La valeur de ru diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous :

TABLEAU II. 2 : VARIATIONS DE RU EN FONCTION DES CONDITIONS HYDRAULIQUES REGNANT AU SEIN DU MASSIF.

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4 – 0.5
Talus immergé	0.6

Le coefficient de sécurité d'une pente donné peut être alors défini par :

$$F_s = m(c',\varphi',\beta') - n(c',\varphi',\beta').r_u$$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figures 2.5 et 2.6 ci-après :

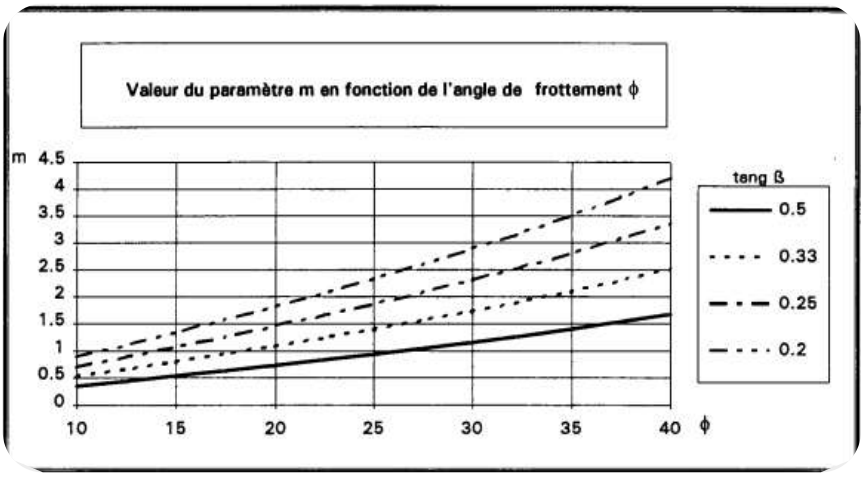


FIGURE II. 10 : ABAQUE DE BISHOP-MORGENSTERN – PARAMETRE M **[14].**

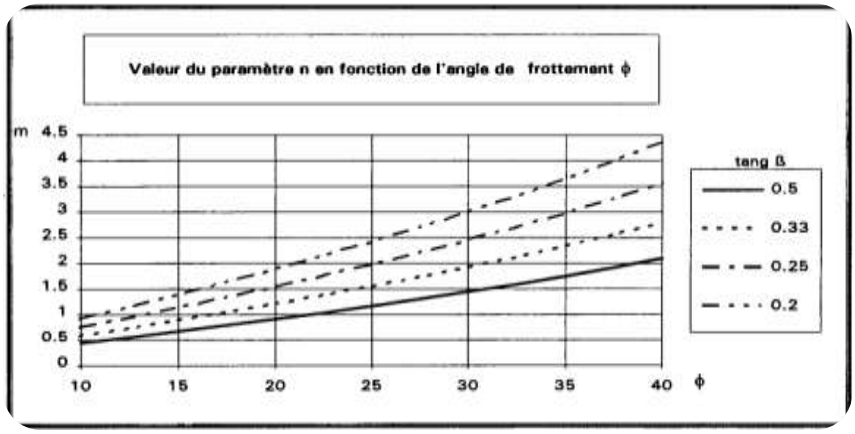


FIGURE II. 11 : ABAQUE DE BISHOP-MORGENSTERN – PARAMETRE N

II.1.2 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 et analytiquement défini comme suit :

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

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

Et m : signifie « mobilisée ».

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...

II.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 :

II.2.1 Méthodes 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.

☙ Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

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

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle

sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité 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 (PLAXIS 2D, 3D, FOXTA, SLIDE … etc.).

II.2.2 Méthodes des différences finis :

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, 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.

III. Etude des tassements du sol de fondation :

Schématiquement, on a l'habitude de décomposer le tassement total d'une couche compressible, saturée, chargée par un remblai, de la façon suivante :

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s + \Delta h_f$$

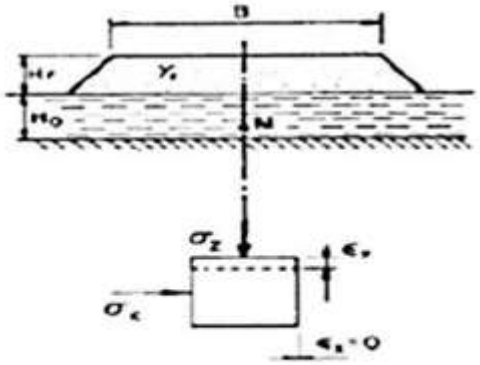
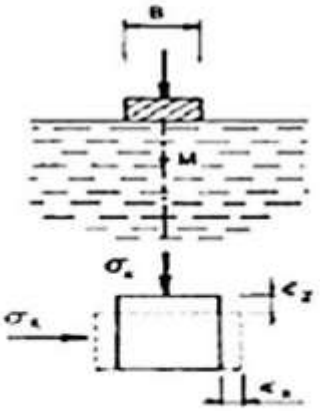
Δh_t : est le tassement immédiat qui se produit, avant tout drainage, donc à volume pratiquement constant (la compressibilité de l'eau étant négligeable devant celle du squelette solide).

Δh_i : est le tassement de consolidation primaire à déformation latérale nulle, il est provoqué par l'écoulement de l'eau pendant la consolidation;

Δh_c : est le tassement secondaire à déformation latérale nulle ; il s'effectue à pression interstitielle quasiment nulle et correspond à un fluage du squelette.

Δh_f : est le tassement supplémentaire provoqué par les déplacements latéraux du sol de fondation, duquel on a déduit Δh_i.

TABLEAU II. 3 : LES DEUX METHODES DE DETERMINATION DU TASSEMENT.

Méthode œdométrique	Méthode Préssiométrique
Ouvrages concernés Les remblais de grandes dimensions : 	Ouvrages concernés Fondation ponctuelle ou linéaire : 

III.1 Calcul du tassement immédiat Δhi :

On peut le calculer à partir d'un module de déformation E déterminé dans un essai triaxial non drainé, puisque ce tassement s'effectue avant tout drainage, par la formule :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta_\sigma . H}{E} I$$

Où Δ_σ est la surcharge due au remblai, H l'épaisseur du sol compressible et I un coefficient d'influence dépendant de la géométrie du milieu.

Ce tassement ne doit pas être négligé puisqu'il peut Représenter 25% du tassement total.

III.2 Calculs du tassement de consolidation Δhc :

Il constitue généralement la plus grande partie du tassement total. Le calcul de ce tassement et de son évolution dans le temps se fait à partir de la théorie de la consolidation de TERZAGHI. Le schéma simplifié, valable pour les couches minces chargées sur une grande surface, correspond au principe de fonctionnement de l'œdomètre (Figure II.10) et le tassement est donc supposé se faire à déformation latérale nulle.

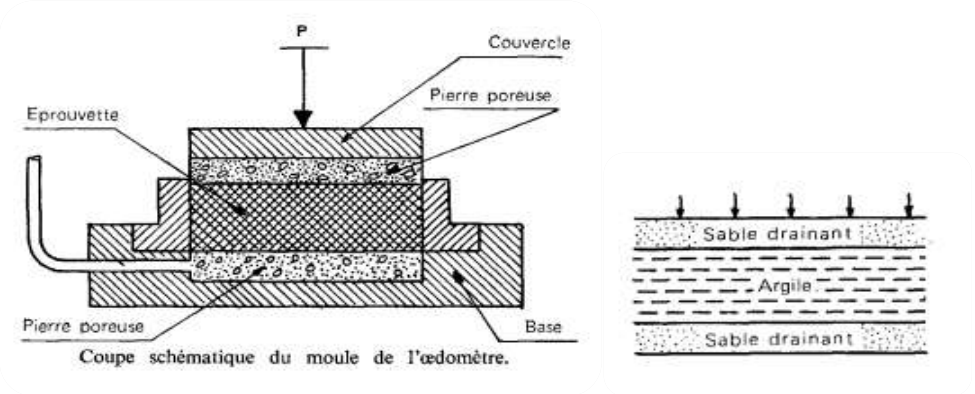


FIGURE II. 12 : ANALOGIE ENTRE UNE EPROUVETTE ŒDOMETRIQUE ET UNE COUCHE D'ARGILE EN PLACE **[16].**

Pour une couche d'épaisseur H à l'intérieur de laquelle les caractéristiques C_c, σ'_c et e_0 ne varient pas trop et dont la pression effective initiale au centre est σ'_0 et le supplément de contrainte apporté par le remblai $\Delta\sigma$, le tassement est donné par :

$$\Delta h_c = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0+\Delta_\sigma}{\sigma'_c} \qquad [16]$$

Si le sol de fondation est constitué de plusieurs couches, son tassement Δh_c sera la somme des tassements Δh_c des différentes couches.

A l'instant t, le tassement Δh_{ct} sera : $\Delta h_c = U \Delta h_c$.

Δh_c Représentant le tassement de consolidation final. U est appelé degré de consolidation.

Le temps *t* nécessaire pour obtenir le degré de consolidation U est donné par :

$$t = \frac{T_v . H^2}{C_v} \qquad [16]$$

Où :

T_v : est le « facteur temps » lié à U. La relation U = f (T_v) est obtenue par résolution de l'équation de la consolidation de TERZAGHI. La solution se trouve sous forme de courbes ne dépendant que des conditions aux limites ; ces courbes sont données dans la plupart des ouvrages de mécanique des sols.

C_v : est le coefficient de consolidation déterminé à l'essai œdométrique.

H : est la longueur du chemin de drainage (épaisseur ou demi-épaisseur de la couche suivant que celle-ci est drainée sur sa face supérieure et sur sa face inférieure ou sur l'une des deux seulement).

Le tassement de consolidation a une importance relative d'autant plus grande que la largeur du remblai est grands vis-à-vis de l'épaisseur de la couche compressible.

III.3 Calcul du tassement de secondaire Δhs :

C'est le tassement qui continue à se produire, à déformation latérale nulle, après dissipation de la pression interstitielle.

A partir d'essais œdométriques où la charge est maintenue une dizaine de jours sur l'échantillon, on peut prévoir une estimation de ce tassement secondaire. Différentes méthodes ont été proposées à ce sujet.

Ce tassement Δh_s est d'autant plus important que le sol est plus organique. Il reste souvent négligeable pour les argiles inorganiques **[16]**.

III.4 Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux du sol de fondation :

Le tassement immédiat Δh_i provoque des déformations latérales du sol de fondation qui n'évoluent pas après la construction du remblai. Or, on constate souvent que des déformations latérales se poursuivent bien après la fin de construction. Il se produit un lent fluage latéral du sol provoquant des tassements non pris en compte dans les termes Δh_c et Δh_s.

Ce tassement supplémentaire appelé Δh_f ne peut être chiffré à l'avance et on trouve fort peu de renseignements à ce sujet dans la littérature internationale spécialisée.

IV. Etude de stabilité au poinçonnement (capacité portante) :

La vérification au poinçonnement sous remblai sera traitée de manière analogue au cas de d'une fondation superficielle avec :

$$q_{remblai} < q_{adm}$$

$$q_a = \gamma D + \frac{q_u - \gamma D}{F}$$

Où :

$q_{remblai}$: Contrainte due au remblai.

q_a : Contrainte admissible ELU.

q_u : Contrainte limite ultime

$$q_u = 0{,}5\gamma_2 . B . N_\gamma + q_0 . N_q + C . N_C$$

D : Ancrage.

γ: Poids volumique du sol au-dessus de l'assise du remblai.

q_0 : Poids des terres au-dessus de l'assise du remblai.

γ_2 : Poids volumique du sol au-dessous de l'assise du remblai.

N_γ, N_C, N_q : facteur de capacité portante.

TABLEAU II. 4 : TABLEAU DE FACTEURS DE CAPACITE PORTANTE.

	TERZAGHI		
φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00
2	6.30	1.22	0.18
4	6.97	1.49	0.38
6	7.73	1.81	0.62
8	8.60	2.21	0.91
10	9.61	2.69	125
12	10.76	3.29	1.70
14	12.11	4.02	2.23
16	13.68	4.92	2.94
18	15.52	6.04	3.87
20	11.69	7.44	4.97
22	20.27	9.19	6.91
24	23.36	11.40	8.85
26	27.09	14.21	11.35
28	31.61	17.81	15.15
30	37.16	22.46	19.73
32	44.04	28.52	27.49
34	52.64	36.51	36.96
36	63.53	47.16	51.70
38	77.50	61.55	73.47
40	95.67	81.27	100.39
42	119.67	108.75	165.69
44	151.95	147.74	248.29
46	196.22	204.20	426.96
48	258.29	287.86	742.61
50	347.52	415.16	1153.15

	MEYERHOF		
φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
2	5.63	1.20	0.01
4	6.19	1.43	0.04
6	6.81	1.72	0.11
8	7.53	2.06	0.21
10	8.34	2.47	0.37
12	9.28	2.97	0.60
14	10.37	3.59	0.92
16	11.63	4.34	1.37
18	13.10	5.26	2.00
20	14.83	6.40	3.87
22	16.88	7.82	4.07
24	19.32	9.60	5.72
26	22.25	11.85	8
28	25.80	14.72	11.19
30	30.14	18.40	15.67
32	35.49	23.18	22.02
34	42.16	29.44	31.15
36	50.59	37.75	44.43
38	61.35	48.93	64.08
40	75.32	64.20	93.69
42	93.71	85.38	139.32
44	118.37	115.31	211.41
46	152.10	158.51	329.74
48	199.27	222.31	526.47
50	266.89	319.07	873.89

	HANSEN		
φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.10	1.00	0.00
2	5.63	1.20	0.01
4	6.19	1.43	0.05
6	6.81	1.72	0.11
8	7.53	2.06	0.22
10	8.34	2.47	0.39
12	9.28	2.97	0.63
14	10.37	3.59	0.97
16	11.63	4.34	1.43
18	13.10	5.26	2.08
20	14.83	6.40	2.95
22	16.88	7.82	4.13
24	19.32	9.60	5.75
26	22.25	11.85	7.94
28	25.80	14.72	10.94
30	30.14	18.40	15.07
32	35.49	23.18	20.79
34	42.16	29.44	28.77
36	50.59	37.75	40.05
38	61.35	48.93	56.18
40	75.32	64.20	79.54
42	93.71	85.38	113.96
44	118.37	115.31	165.58
46	152.10	158.51	244.65
48	199.27	222.31	368.68
50	266.89	319.07	568.59

F_s : Facteur de sécurité pour défaut de portance ($F_s = 3$).

V. Contrôle du comportement de l'ouvrage fini :

V.1 Mesures des tassements :

Les tassements sont évalués par rapport à un point fixe, qui peut être situé en dehors de la zone compressible, ou sur un repère fixe existant (ouvrage sur pieux, par exemple) ou installé à cet effet (micropieu ancré dans le substratum). Des techniques de mesure variées peuvent être utilisées :

- ☞ Relevé topographique des mouvements de piges installées à la surface du remblai ou du terrain naturel ou de tiges fixées sur des plaques posées sous le remblai.
- ☞ Tassomètres ponctuels hydrauliques, pneumatiques ou électriques placés à la surface du terrain naturel, dans le remblai ou à l'intérieur des sols compressibles
- ☞ Tassomètres multipoints à mesure magnétique ou électrique, donnant le tassement de repères disposés sur une verticale.
- ☞ Tassomètres continus (profilomètres) permettant de suivre le tassement de la surface du terrain naturel.

V.2 Mesures de déplacements horizontaux :

Les déplacements horizontaux du sol peuvent être mesurés en surface au moyen d'extensomètres ou de piges ou repères topographiques et en profondeur par inclinomètre

La plupart des mesures sont effectuées à l'inclinomètre, dans des tubes scellés dans le sol compressible et, sur plusieurs mètres, dans le substratum indéformable. Le choix du coulis de scellement est important et la mise en œuvre doit être soignée.

Lorsque toutes les conditions sont respectées, les mesures inclinométriques donnent une erreur sur le déplacement horizontal qui ne dépasse pas 1 cm sur dix mètres.



FIGURE II. 13 : UN INCLINOMETRE GEOTECHNIQUE.

V.3 Mesures de pression interstitielle :

Dans les sols compressibles, on met en place des piézomètres dits « fermés » (par opposition aux tubes piézométriques ouverts, dans lesquels on peut repérer le niveau de l'eau depuis le haut du tube, mais dont les temps de réponse sont très longs). Les piézomètres fermés sont des capteurs de faible volume interne, qui sont mis en place dans des forages, en veillant à éviter tout

écoulement d'eau le long du forage. Ces capteurs, de différentes technologies, ont une précision de l'ordre du kilopascal.

VI. Conclusion :

Parmi les paramètres mécaniques régissant le comportement d'un ouvrage en sol renforcé par des GEOSYNTHETIQUES, les paramètres du matériau sol sont très importants.

Ceux qui le définissent dans les modélisations courantes (poids volumique γ, angle de frottement φ, cohésion c ou capacité portante q pour la vérification de portance) interviennent dans la totalité des calculs de stabilité d'un ouvrage qui est définit en stabilité au glissement des pentes, tassement et poinçonnement.

L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

La capacité portante du sol support est bien compatible avec les charges transmises du poids du remblai.

CHAPITRE III : INVESTIGATION GEOTECHNIQUE AU PK40+660

CHAPITRE III :

INVESTIGATION GEOTECHNIQUE AU PK40+660

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons faire une exploitation des résultats et les paramètres géotechniques inhérents aux sols supports et au corps du remblai des essai de laboratoire et des essais in-situ faites sur un ensemble des échantillons situés au PK40+660 remblais du chemin ferré.

III..2 Description globale du projet :

Ce projet comprend la réalisation, la modernisation et l'électrification d'une ligne ferroviaire à double voie entre Thénia - Bordj Bou Arreridj. Le plan et la construction de la ligne, l'aménagement des lignes existantes et des nouvelles lignes, les liaisons, les travaux de génie civil, de l'infrastructure, les bâtiments techniques et commerciaux et les stations sont sous la responsabilité du groupement (SNTF). La longueur totale de la ligne est 170 km. Il sera réalisé 18 tunnels, 39 viaducs ,13 ponts ferroviaires et 8 remblais importants dans le cadre du projet.



FIGURE III. 1 : VUE SATELLITE DU TRACE DU CHEMIN DE FER **[1].**

III.3 Localisation du tronçon concerner par notre étude :

Notre PFE est concerné par étude de la stabilité d'un tronçon (remblai) localisé dans la wilaya de BOUIRA, il débutera au PK40+615 et se terminera au PK40+695 juste au début d'un pont comme le montre la figure si dessous :

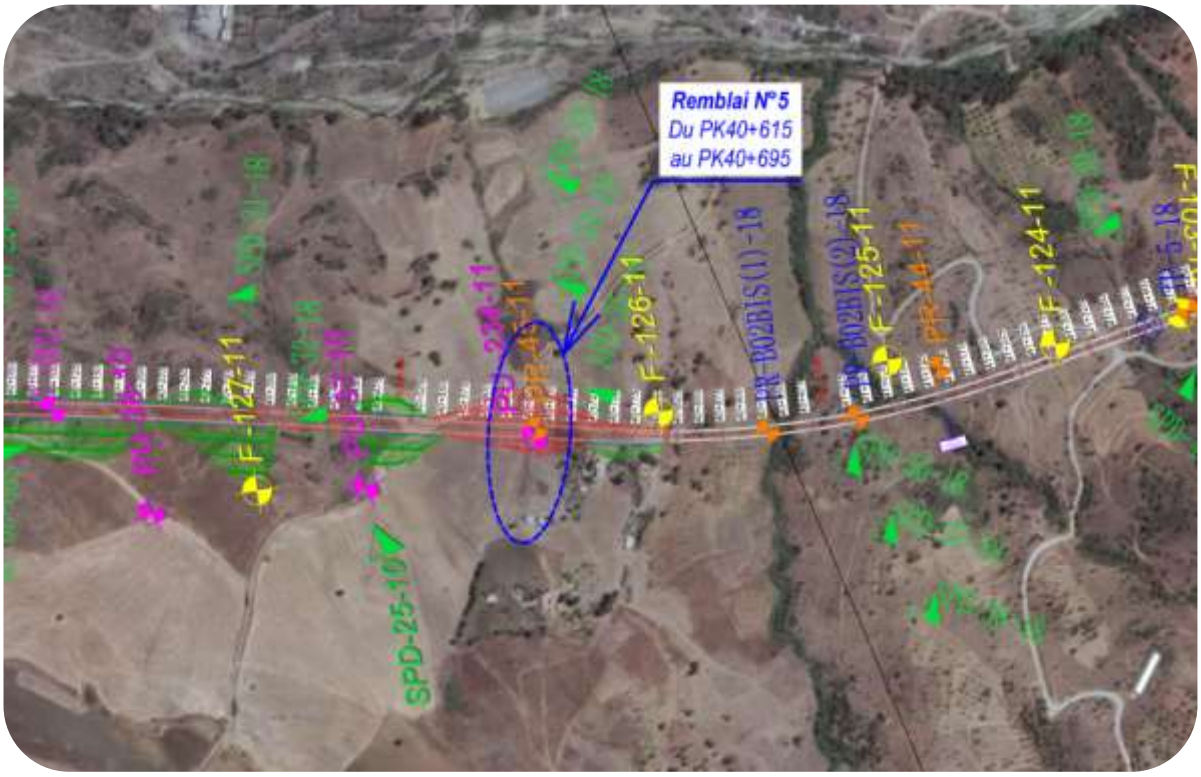


FIGURE III. 2 : VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE EN TERRE RBT 05 SUR FOND SATELLITAIRE **[1]**.

La sismicité de la région le long du tracé est considérée comme suite :

TABLEAU III. 1 : ZONE SISMIQUE POUR LA REGIONS TRAVERSEES LE TRONÇON CONCERNE.

Wilaya	Commune	Extension	Zone sismique	A
BOUIRA	Toutes les Communes	PK14+475 au PK102+943	IIa	0.20

III.4 Description et caractérisation du tronçon :

L'étude géologique-géotechnique nous permettons de faire la description et la caractérisation du sol pour chaque partie du tronçon (remblai et sol support).

Le remblai 05 est parmi l'ensemble des remblais du projet de hauteurs importantes, il été sélectionné pour étude de stabilité, ces données sont comme suite :

TABLEAU III. 2 : CARACTERISTIQUES DU TRONÇON ETUDIE.

No	PK début	PK Fin	Longueur (m)	H max. (m)	Déclivité	Qualité sols supports
05	PK40+535	PK40+815	280	15	Terrain peu accidenté	Moyennement compressible

III.4.1 Le sol support :

III.4.1.1 Etude géologique :

L'alignement délimité par cette coupe recoupe de manière monotone les marnes miocènes d'AOMAR (MH). Ces marnes dominent, elles sont affectées par l'altération de surface, prenant un aspect argileux plastique et sont des roches mal formées en profondeur, parfois intercalées de minces bancs de grès. Ces marnes sont rarement recouvertes d'argiles limoneuses (ARQ3). A cet effet, on distingue le toit de marne altérée (MHa) et le substratum marneux dense (MHc). Avec une nappe d'eau est à 8m du terrain naturel.

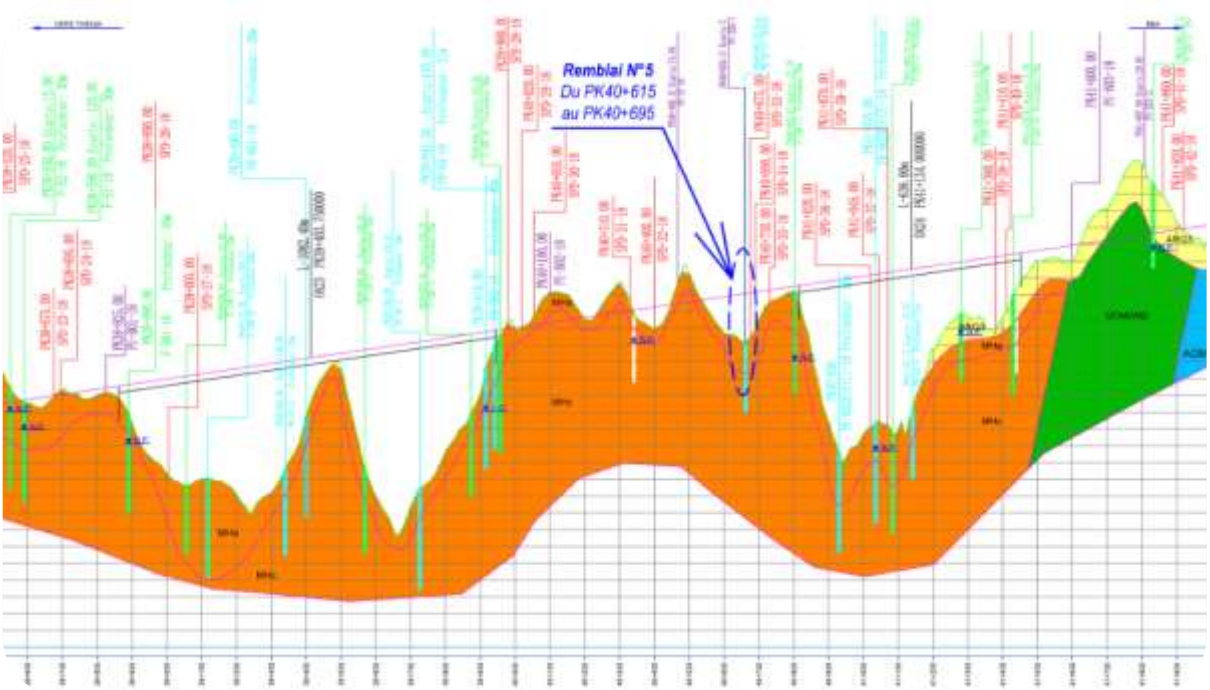


FIGURE III. 3 : PROFIL EN LONG GEOLOGIQUE DU TERRAIN AU NIVEAU DE RBT 05 [1].

III.4.1.2 Étude Géotechnique :

D'après l'identification physique et les essais de laboratoire et les essais in situ nous pouvons faire une classification des différentes couches du sol support suivantes selon des normes comme :

- La norme NF P94-261 pressiométrique.
- La norme Pr P 94-090-1 œdométrique.

1. Première couche du sol support (superficielle) : Marne altérée.

☞ **Essais d'identification physique :**

La marne altère à une profondeur qui varie entre 7 et 20 mètres, elle est de nature argileuse rarement sableuse.

L'identification d'un sol consiste à exécuter les essais suivants :

☞ Estimation visuelle (couleur, consistance…etc.).
☞ Teneur en eau.
☞ Poids volumique apparent, poids volumique des grains.
☞ Granulométrie.
☞ Limites d'Atterberg.



FIGURE III. 4 : CAISSE D'UN FORAGE UNITE MARNE MIOCENE ALTEREE (MHA) **[1].**

Dans ce projet les essais d'identification ont été réalisés au niveau des secteurs importants contenant l'unité MHa (marne altéré), le tableau suivant présent les principaux résultats d'identification obtenue de ces études :

TABLEAU III. 3 : RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE – UNITE MHA – SECTION PK31+000 □ PK41+000 **[1].**

N° forages	PK	Prof (m)		Unité	Densité		W (%)	S_r (%)	Limites d'Atterberg			Cisaille-ment UU		Cisaille-ment CD	
									W_l (%)	W_p (%)	I_P -				
		De	A		Hum.	Sec.						C_u (kPa)	φ_u (°)	C' (kPa)	φ' (°)
F N°1	PK31+400,00	8,75	9,0	MHa	2,25	2,07	9		54,84	22,79	22,05	28,00	15,00		
	PK31+400,00	15,70	16,0		2,16	2,02	7		56,09	27,76	28,33	30,00	13,00		
	PK31+400,00	22,20	22,65		2,34	2,14	9		50,65	25,38	25,27	31,00	12,00		
F N°2	PK33+172,71	12,60	12,70	MHa	2,17	1,87	16	98						19,0	24,0
F N°3	PK33+740,00	4,40	4,68	MHa	2,26	2,02	12		43,00	30,34	12,66	25,00	12,44		
F N°4	PK36+140,00	6,35	6,68	MHa	2,17	1,89	15		44,97	32,06	12,91	30,00	15,29		
	PK36+140,00	13,28	13,60		2,26	2,04	11		47,63	34,07	13,56	31,00	14,07		
F N°5	PK36+775,00	1,00	1,50	MHa	2,18	1,93	13		48,61	24,26	24,35	38,00	15,12		
F N°6	PK36+795,00	4,11	4,35	MHa	2,17	1,91	31		43,60	21,89	21,71	30,00	15,18		
	PK36+795,00	10,00	10,57		2,16	1,86	16		45,01	24,08	20,93	32,00	16,03		
	PK36+795,00	14,10	14,68		2,19	1,91	15		4,29	22,18	22,11	35,00	14,31		
F N°7	PK36+930,00	3,70	4,60	MHa	2,12	1,88	13		54,93	27,65	27,28	32,00	14,20		
	PK36+930,00	17,50	18,00		2,33	2,18	7		59,15	29,87	29,28	31,00	14,44	38,0	17,3
F N°8	PK36+995,00	2,00	2,40	MHa	2,14	1,87	14		42,11	21,18	20,93	30,00	15,20		
	PK36+995,00	4,30	4,70		2,13	1,86	14					31,00	16,11		
F N°9	PK37+290,00	3,60	4,00	MHa	2,08	1,87	11		53,46	26,69	26,77	34,00	13,00		
	PK37+290,00	8,30	8,70		2,28	2,16	6		52,25	26,11	26,14	36,00	12,00		
F N°10	PK37+773,	14,8	15,	MHa	2,22	1,88	18		39,7	18,6	21,1			57,0	6,8

	69	0	20						4	0	4				2
	PK37+773,69	24,10	24,40		2,18	1,90	15	95,0	42,58	21,60	20,98			73,0	11,1
F N°11	PK37+906,03	5,10	5,45	MHa	2,05	1,72	19	91,3	42,14	21,50	20,64	49,00	8,19		
F N°12	PK39+056,64	10,64	11,00	MHa	2,13	1,82	17	96,0	39,86	20,40	19,46			31,0	23,0

On remarque que les forages fais sont situés d'une façon intensive dans des zones éloignées tout au long du tracé, donc on a fait une estimation des résultats des essais d'identification obtenues des forages N°7,8,9,10,11,12 voisinant notre tronçon étudié (PK40+660) avec une modification des données car les données de laboratoire sont non conforment aux normes, le tableau suivant représente les caractéristiques physiques modifiées et estimés :

TABLEAU III. 4 : LES RESULTATS ESTIMES DES FORAGES VOISINANT NOTRE TRONÇON.

Unité	Densité		W (%)	Sr (%)	Limites d'Atterberg			Cisaillement UU		Cisaillement CD	
	Hum	Sec			W_l (%)	W_P (%)	I_P -	C_u (kPa)	φ_u (°)	C' (kPa)	φ' (°)
MHa	2,166	1,914	13,4	94,1	47,36	23,73	23,62	34,71	0	49,75	14,56

D'après ces résultats la classification du sol MHa sera comme suite :

$$I_c = \frac{W_l - W}{I_p} = \frac{47{,}36 - 13{,}4}{23{,}62} = 1{,}43$$

$$I_c > 1$$

Et :

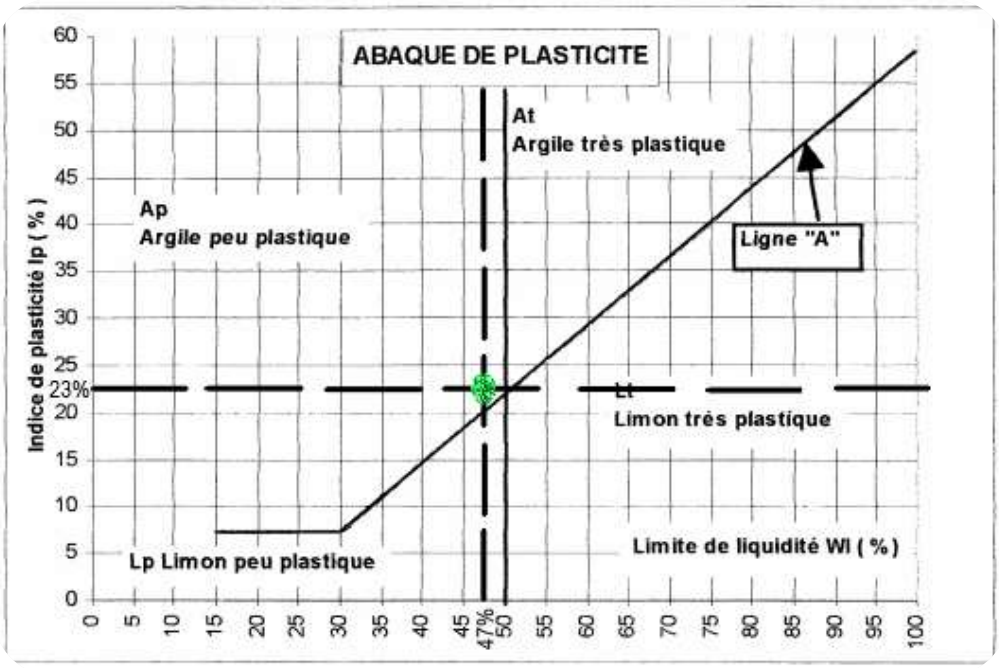


FIGURE III. 5 : PROJECTION DES DONNEES DU SOL MHA SUR L'ABAQUE DE PLASTICITE.

☞ Note : le sol MHa est une argile peu plastique et de consistance dure et gonflante.

☞ **Essai œdométrique :**

Cet essai est pour objet essentiel d'étudier la consolidation, c'est-à-dire la variation de volume due à l'expulsion de l'eau d'échantillon du sol soumis à des charges verticales en mesurant les déformations permanentes qu'elle va nous permettre de tracer une courbe de consolidation et extraire les paramètres œdométriques mentionner dans le tableau suivant :

TABLEAU III. 5 : RESULTATS DES ESSAIS ŒDOMETRIQUES – UNITE MHA - SECTION PK39+118 □ PK41+41+280 **[1].**

Forage	PK	Pro (m)		Unités	Densité	Compressibilité œdométrique					
		De	A		γ_h	P'c (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	e_0	C_c (%)	C_g (%)	C_v (cm² /a) *10^{-4}
7	PK39+118	6,50	6,80	MHa	2,06	165,0	140,5	0,480	13,11	3,98	
8	PK41+083	7,20	7,55		2,14	216	154,1	0,485	10,15	3,44	
9	PK41+280	7,20	8,00		2,19	260	163,4	0,481	12,50	3,49	

⇒ Note : le sol MHa est une argile surconsolidé.

Les résultats d'essai œdométrique seront exploités pour évaluer le tassement et la durée de consolidation dans le chapitre 4.

☞ **Essai pressiométrique (in-situ) :**

Concernant les essais mécaniques in-situ nous avent baser sur le sondage (PR-45-11) du rapport géotechnique réalisé au niveau du remblai RBT05 (concerné par l'étude).

Le tableau suivant représente les résultats de l'essai pressiométrique :

TABLEAU III. 6 : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES PK40+662,02 [1].

Forages	PK	Unité	Prof(m)	E_m (MPa)	P_l* (MPa)	P_f (MPa)	E_m/P_l
PR-45-11	PK40+662,02	MHa	2,00	7,00	0,28	0,17	25
			4,00	4,58	1,02	0,60	4,49
			6,00	4,15	0,58	0,30	7,15
			8,00	5,66	0,81	0,54	6,98

Avec :

E_m : le module pressiométrique qui définit le comportement pseudo élastique du sol.

P_f : la pression de fluage qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et plastique.

P_l : la pression limite qui définit la résistance du sol à la rupture.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	$\frac{E_m}{P_L}$	α	Type	α
Surconsolidé très serré.	----	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu Fracturé Normal	2/3 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré.	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très Fracturé	1/3
Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche.	----	7- 9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	----		Très Altéré	2/3

FIGURE III. 6 : TABLEAU DE CLASSIFICATION DU SOL PAR LE RAPPORT EM/PL ET LE COEFFICIENT □ D'APRES LE DTR ESSAI IN-SITU.

☞ Note :

En ce qui concerne l'emprise et l'analyse des résultats notre remblai, les paramètres de pression obtenus indiquent que cette formation en surface est moue à des profondeurs inférieures à 2,0m. Au-delà, on remarque une structure moyennement compacte à compacte de ces marnes. En ce qui concerne toutes les profondeurs étudiées, le module de pression varie de 5 à 7 MPa, tandis que le rapport Em/pl varie de 7 à 25, ce qui confirme l'état surconsolidé de ces marnes altérées en surface et normalement consolidées en profondeur

2. Deuxième couche du sol support (profonde) : Marne compactée.

☞ **Essais d'identification physique :**

Cette formation en profondeur est constituée de marne compacte, de couleur brun-ocre à bleuâtre, saine, dure et peu humide, avec présence des joints obliques remplis de calcite.



FIGURE III. 7 : CAISSE D'UN FORAGE UNITE MARNE MIOCENE ALTEREE (MHA) **[1].**

Les résultats des essais d'identification sont représentés dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU III. 7 : RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE – UNITE MHC – SECTION PK31+000 □ PK41+000 **[1].**

N° Forages	PK (équivalent)	Prof (m)		Unité final	Densité		W	S_r	Limites d'Atterberg			Cisaillement UU		Cisaillement CD	
		De	A		Hum	Sèche	(%)	(%)	W_l (%)	W_p (%)	I_p -	C_u (kPa)	φ_u (°)	C' (kPa)	φ' (°)
F N°1	PK31+765,00	4,00	4,50	MHc	2,23	2,03	10,65		26,00	22,00	9,00	200,00	11,70		
F N°2	PK31+765,00	8,40	8,75	MHc	2,19	1,95	12,24		46,00	27,00	19,00	87,00	35,45		
F N°3	PK31+950,00	4,00	4,50	MHc	2,30	2,11	8,93		9,00	16,00	13,00	81,00	36,04		
F N°4	PK33+024,34	2,65	3,00	MHc	2,05	1,63	25,34	100,00	48,93	21,95	26,98	159,00	32,54		
F N°5	PK33+024,34	5,64	6,00	MHc	1,98	1,71	15,64	73,19	55,91	21,40	34,51	199,00	19,09		
F N°6	PK33+172,71	3,45	3,80	MHc	2,24	1,97	13,75	100,00	29,94	17,05	12,89	207,00	8,25		
F N°7	PK36+345,00	3,30	3,67	MHc	2,23	1,99	11,96		31,00	20,22	10,78	88,00	30,88		
F N°8	PK36+345,00	6,00	6,40	MHc	2,22	2,04	8,85		29,00	14,76	14,24	264,00	12,98		
F N°9	PK37+145,00	3,60	4,00	MHc	2,35	2,12	10,44		33,00	16,54	16,46	258,00	28,59		
F N°10	PK37+145,00	21,50	22,00	MHc	2,37	2,37	10,14		38,00	20,00	18,00	100,00	35,45		
F N°11	PK37+677,43	2,00	2,25	MHc	2,20	1,91	15,53	100,00	52,98	23,90	29,08	284,00	8,78		
F N°12	PK37+677,43	9,50	9,95	MHc	2,44	2,27	7,79	100,00	37,82	16,15	21,67			15,00	55,91
F N°13	PK37+677,43	13,55	14,00	MHc	2,37	2,16	9,84	100,00	39,46	20,60	18,86			16,00	37,22
F N°14	PK37+773,69	5,00	5,35	MHc	2,29	2,09	9,46	88,00	30,55	11,20	19,35	194,00	19,87		
F N°15	PK37+862,92	29,54	29,90	MHc	2,27	2,03	11,94	98,00						10,00	41,00
F N°16	PK37+885,00	10,38	10,78	MHc	2,23	1,95	14,46		29,00	14,00	15,00	203,00	8,00		
F N°17	PK37+885,00	17,51	18,00	MHc	2,19	1,89	15,88		33,00	17,00	16,00	150,00	18,95		
F N°18	PK37+906,03	8,64	9,00	MHc	2,16	1,84	17,58	100,00	30,02	20,85	9,17			14,00	41,39
F N°19	PK38+217,87	5,75	6,00	MHc	2,21	1,90	15,97	100,00	31,43	20,05	11,38	218,00	19,34		
F N°20	PK38+217,87	8,40	8,90	MHc	2,13	1,86	14,75	88,00	39,68	18,10	21,58			75,00	30,32
F N°21	PK38+394,68	9,00	9,40	MHc	2,09	1,84	13,60	78,29	32,77	17,05	15,72			7,00	34,93
F N°22	PK39+056,64	5,00	5,32	MHc	2,13	1,86	14,41	86,00	41,31	21,60	19,71	175,00	3,86		
F N°23	PK39+118,03	2,65	3,00	MHc	2,13	1,80	18,13	98,21	39,36	18,65	20,71	170,00	8,78		

Le tableau suivant représente les caractéristiques physiques estimés de tous les forages :

TABLEAU III. 8 : LES RESULTATS ESTIMES DES FORAGES VOISINANT NOTRE TRONÇON -MHC-.

Unité	Densité		W (%)	Sr (%)	Limites d'Atterberg			Cisaillement UU		Cisaillement CD	
	Hum	Sec			W_l (%)	W_P (%)	I_P -	C_u (kPa)	φ_u (°)	C'(kPa)	φ' (°)
MHc	2,17	1,89	15,19	92,64	34,57	18,41	16,16	183,2	0	26,5	36,91

La classification sera :

$$I_c = \frac{W_l - W}{I_p} = \frac{34{,}57 - 15{,}19}{16{,}16} = 1{,}43$$

$$I_c > 1$$

Et :

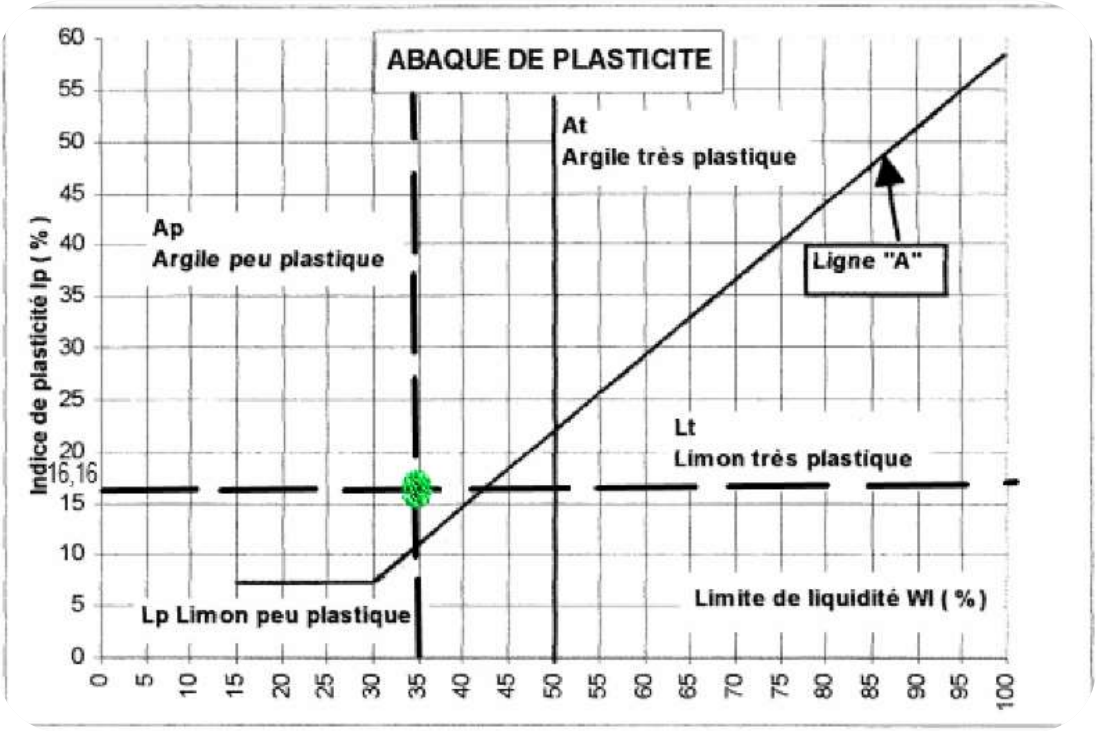


FIGURE III. 8 : PROJECTION DES DONNEES DU SOL MHC SUR L'ABAQUE DE PLASTICITE.

☞ Note :

Le sol MHa est une argile sous-consolidé.

- **Essai œdométrique :**

En ce qui concerne la partie du marne compactée (MHc), les essais de cisaillement et ceux de compressibilité œdométrique n'ont pas pu être réalisés à cause de l'aspect rocheux friable de cette formation.

- **Essai pressiométrique (in-situ) :**

Concernant la partie compacte de la marne (MHc), à cause de l'absence des résultats des tests mécanique en laboratoire, nous avons utilisé les résultats des tests mécaniques en place (pressiométriques), les résultats de ces tests sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Forages	PK	Unité	Prof(m)	E_m (MPa)	P_l* (MPa)	P_f (MPa)	E_m/P_l
PR-45-11	PK40+662,02	MHc	10,00	39,75	3,96	2,33	10
			12,00	22,66	4,74	2,79	5
			14,00	97,06	6,62	3,89	15
			16,00	89,85	5,88	3,46	15
			18,00	54,58	5,70	3,35	10

TABLEAU III. 9 : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES PK40+662,02 -MHC-.

☞ Note :

Les données pressiométriques obtenues confirment que cette formation rocheuse est compacte (peu déformable) (Pl^*_{moy} = 5,3 MPa), avec un module de presse moyen (Em) d'environ 97 MPa, d'après le tableau de classification du sol par le rapport E_m/P_l et le coefficient α d'après le DTR essai in-situ.

III.4.2 Le remblai :

III.4.2.1 Étude géologique :

Le remblai RBT05 est déposé sur une couche d'un argile limoneuse mou peu plastique, avec 80m de longueur, il débutera du PK40+695 au PK40+615.

Ceci est expliqué clairement sur la figure ci-dessous :

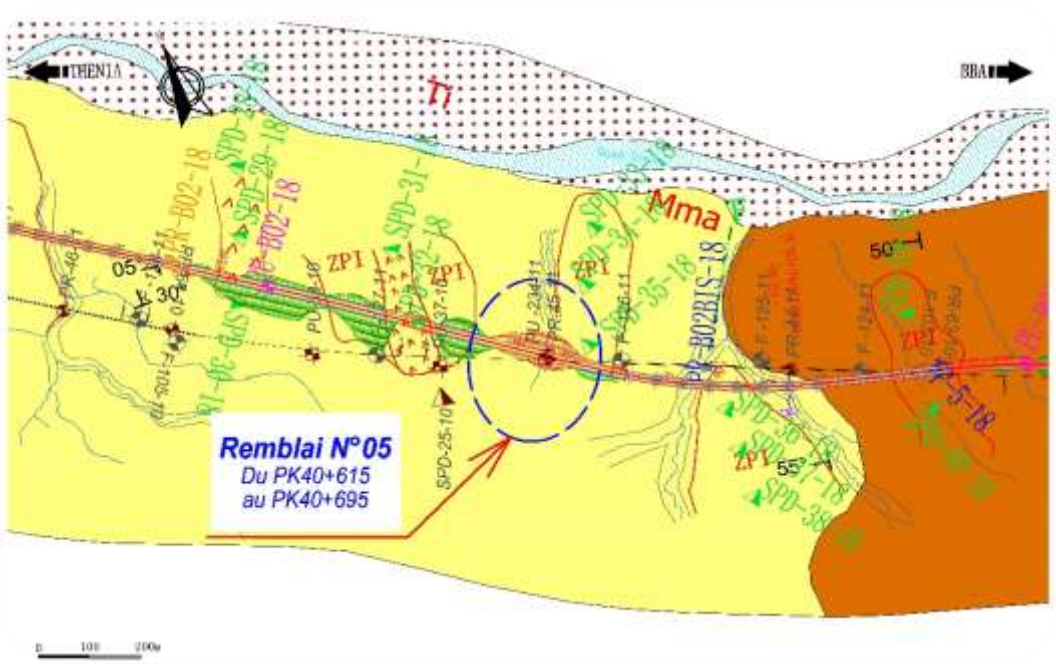


FIGURE III. 9 : EXTRAIT DU RELEVE GEOLOGIQUE CARTOGRAPHIE DU REMBLAI **[1].**

III.4.2.2 Étude géotechnique :

Pour ce projet le tuf est le bon matériau pour la réalisation du remblai dans cette zone, il est caractérisé Géotechniquement comme suite :



FIGURE III. 10 : TUF UTILISE DANS LE REMBLAI **[1].**

TABLEAU III. 10 : PARAMETRES GEOTECHNIQUES DU REMBLAI – RBT 05.

Nature du sol	γ_d	Caractéristiques de cisaillement			
		C_u (kPa)	φ_u (°)	C'(kPa)	φ' (°)
Remblai (tuf)	1,67	5	30	5	30

III.4.2.3 Géométrie du remblai :

Le remblai concerné (RBT 05) de hauteur (critique) de 15 m réglé à une pente de 3H/2V pour le talus supérieur, et 2H/1V pour les talus inférieurs. Il est prévu la mise en place de 03 bermes (pentue à 4% vers le pied de remblai) et des redans d'accrochages. La berme intermédiaire a une largeur de 6m et les deux autres ont une largeur de 3m. Les hauteurs des talus supérieur et inférieur sont estimées à 8m.

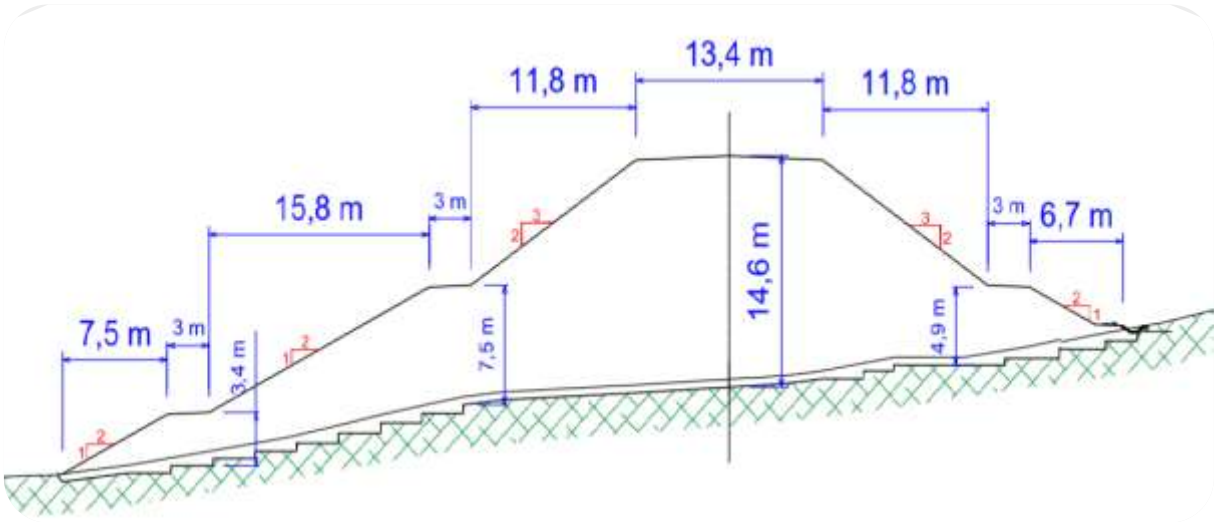


FIGURE III. 11 : PROFILE EN LONG GEOLOGIQUE DU TERRAIN AU NIVEAU DE RBT 05 **[1]**.

IV.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons examiné les paramètres géotechniques du remblai au PK40+660, issus des essais en laboratoire et in-situ. Nous avons décrit les caractéristiques du projet, localisé le tronçon étudié et analysé la sismicité de la région. Les sols supports, notamment les marnes compactées et altérées, ont été classifiés en fonction de leur comportement mécanique et de leur résistance. Cette analyse est essentielle pour évaluer la stabilité du remblai et préparer les travaux nécessaires pour assurer la sécurité de la structure ferroviaire. Les résultats serviront aux analyses de consolidation et de tassement du chapitre suivant.

CHAPITRE IV : CAS D'ETUDE

CHAPITRE IV :
CAS D'ETUDE

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons faire l'analyse numérique et la modélisation par PLAXIS 2D des problèmes géotechniques : glissement, tassement et poinçonnement, pour assurer la stabilité de notre ouvrage, en basant sur des vérifications faites par rapport à un coefficient de sécurité F_s.

Les vérifications à effectuer sont :

- ☞ Vérification de la stabilité à la rupture par glissement (court terme, long terme et accidentel sismique).
- ☞ Vérification de la stabilité au poinçonnement.
- ☞ Évaluation des amplitudes et de la cinétique des tassements.

IV.2 Analyse numérique :

IV.2.1 Stabilité vis-à-vis au glissement :

L'analyse statistique et l'interprétation des résultats obtenus à partir des différents essais ont permis d'établir les paramètres géotechniques de cisaillement. Les calculs ont pris en compte les valeurs suivantes pour l'analyse de la stabilité au glissement :

TABLEAU IV. 1 : CARACTERISTIQUES UTILISEES POUR LE CALCUL.

Nature du sol	γ_h (kN/m^3)	Caractéristique de cisaillement			
		C_u (kPa)	φ_u(°)	C' (kPa)	φ' (°)
Remblai	20	30	30	5	30
Marne altéré MHa	22	75	0	25	21
Marne compacté MHc	23	100	0	30	27

En utilisent la méthode de bishop en aura les résultats suivants :

$$F_s = \frac{\sum N.tang\varphi + C.L}{\sum T}$$

Avec :

TABLEAU IV. 2 : DETAILS DE CALCULE DU FS DU GLISSEMENT METHODE DES TRANCHES BISHOP, LONG TERME.

Slide	α	b_i (m)	hi (m)	W (kN)	C (kN/m²)	tan φ	Li (m)	N (KN)	T (kN)	C'*L	N*tanφ'
1	53	6	5,4	324	5	0,577	9,97	194,985	258,758	0,502	112,506
2	41	6	9,6	576	5	0,577	7,95	434,717	377,89	0,629	250,831
3	28	6	9,4	564	5	0,577	6,795	498,013	264,782	0,736	287,353
4	20	6	9,4	585,6	5	0,577	6,385	550,289	200,287	0,783	317,517
5	12	6	9	564	80	0,869	6,134	551,679	117,262	13,042	479,409
6	0	6	7,4	513,6	80	0,869	6	513,6	0	13,333	446,318
7	12	6	6	400,8	80	0,869	6,134	392,044	83,331	13,042	340,686
8	20	6	3,6	247,2	80	0,869	6,385	232,294	84,547	12,530	201,863
9	28	5,1	1	12	75	0,194	5,776	10,596	5,634	12,985	2,056
La somme $\sum_{i=0}^{9} \boldsymbol{des}$:									1392,491	54,248	1992,223
Valeur du Fs calculé											1,400

TABLEAU IV. 3 : DETAILS DE CALCULE DU FS DU GLISSEMENT METHODE DES TRANCHES BISHOP, COURT TERME.

Slide	α	b_i (m)	hi (m)	W (kN)	C (kN/m²)	tan φ	Li (m)	N (KN)	T (kN)	C_u*L	N*tanφ_u
1	53	6	5,4	324	5	0,577	9,97	194,985	258,758	0,502	112,506
2	41	6	9,6	576	5	0,577	7,95	434,717	377,89	0,629	250,832
3	28	6	9,4	564	5	0,577	6,795	498,013	264,782	0,736	287,354
4	20	6	9,4	585,6	5	0,577	6,385	550,290	200,287	0,783	317,517
5	12	6	9	564	30	1,23	6,134	551,679	117,262	4,890	678,566
6	0	6	7,4	513,6	30	1,23	6	513,6	0	5	631,728
7	12	6	6	400,8	30	1,23	6,134	392,044	83,331	4,891	482,215
8	20	6	3,6	247,2	30	1,23	6,385	232,294	84,547	4,699	285,722
9	28	5,1	1	12	25	0,384	5,776	10,596	5,634	4,328	4,069
La somme $\sum_{i=0}^{9} \boldsymbol{des}$:									1392,491	21,458	2418,780
Valeur du Fs calculé											1,752

IV.2.2 Stabilité vis-à-vis au poinçonnement (capacité portante) :

Les calculs de la stabilité au poinçonnement seront vérifiés moyennant les essais de laboratoire en considérant les paramètres de résistance au cisaillement non drainés de la marne altérée MHa (C_u=34,71kPa ; $\varphi_u = 13{,}31°$) adoptés dans les calculs de glissement. Le niveau d'eau souterraine est situé à -8m/TN. Les résultats de calcul de la contrainte admissible se présentent comme suit :

TABLEAU IV. 4 : DETAILS DES CALCULS DE LA JUSTIFICATION DU POINÇONNEMENT A LA BASE DU REMBLAI AU NIVEAU DE LA MHA– RBT 05 AU PK40+660.

B (m)	N_γ	N_c	N_q	$q_0 = \gamma * D$	q_u (kPa)	H_R (remblai) (m)	q_{adm} (kPa)	$\gamma_r * H_r + 30$ (kPa)	$\sigma_{rem} < q_a$
34	2,796	12,65	4,33	9,7	1404,4	14,6	474,6	322	Vérifiée

Le tableau si dessue nous a justifier la stabilité vis-à-vis la capacité portante en vérifiant la condition mentionnée.

IV.2.3 Stabilité vis-à-vis au tassement :

L'analyse sera réalisée en prenant en compte la base du remblai comme un modèle de calcul, avec une semelle de largeur égale à la moyenne de son emprise transversale au sol.

Selon la disponibilité des résultats, les calculs de tassement seront effectués soit en utilisant les essais œdométriques, soit en utilisant les résultats des essais pressiométriques.

IV.2.3.1 Méthode de calcul globale en élasticité (TASSEMENT IMMEDIAT) :

Pour l'estimation des tassements, l'approche élastique pourra être utilisée en raison de la difficulté d'échantillonnage et d'essais en laboratoire sur certaines formations (MHa, MHc) de nature pulvérulente en général, et en l'absence des paramètres œdométriques.

La valeur du tassement instantané ou total d'une couche de sol (élastique linéaire et isotrope) est représentée de la manière suivante, en fonction de la valeur du coefficient de poisson considéré **[4]** :

$$\delta_i = q.B\frac{\nu^2}{E}.C_f$$

Avec :

δ_i : tassement instantané ou total (selon valeur du coefficient de poisson ν).

q : chargement sous la semelle (base du remblai).

E , ν :module de YOUNG et coefficient de poisson.

B : largeur de la semelle considérée (largeur du remblai à la demis hauteur).

C_f : coefficient de forme et de position, considérés, considérant une semelle souple dans le cas des remblais, et avec position au centre et en bord de remblai pour la valeur du tassement recherché. Le tableau suivant représente ce coefficient :

TABLEAU IV. 5 : VALEURS DU COEFFICIENT CF EN FONCTION DE LA FORME DE LA SEMELLE.

L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	Centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,54	2,80	2,99
	Bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,27	1,40	1,49

Application numérique :

TABLEAU IV. 6 : DETAILS DE CALCUL METHODE D'ELASTICITE.

Unité	q (MPA)	E (MPa)	ν	B (m)	C_f	δ_i (mm)
MHa	$320*10^{-3}$	20,998	0,4	34	0,56	46,42
MHc	$710*10^{-3}$	101,24	0,4	34	0,56	38,15
					Moyenne	84,57

IV.2.3.2 Méthode œdométrique (TASSEMENT DE CONSOLIDATION) :

L'hypothèse de la déformation unidimensionnelle de la méthode œdométrique ne correspondant pas à la réalité, Cette méthode, partie intégrante de la méthode œdométrique classique, les paramètres œdométriques nécessaires pour l'estimation du calcul du tassement œdométrique sont mentionnés dans le tableau IV.5.

On a un sol surconsolidé, et : $\sigma'_0 + \Delta\sigma < \sigma'_p$; donc la formule d'évaluation du tassement est comme suite :

$$\Delta h_c = \frac{C_s}{1+e_0} h.\log\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_p}\right) + \frac{C_c}{1+e_0} h.log\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma}{\sigma'_p}$$

Avec :

$\boldsymbol{h}$ **:** épaisseur de la couche considérée (m).

$\boldsymbol{e_0}$ **:** indice des vides initial.

$\boldsymbol{C_s}$ **:** indice de gonflement.

$\boldsymbol{C_c}$ **:** indice de compression.

$\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$ **:** contrainte verticale initiale dans le sol calculé au milieu de la couche considérée (kPa).

$\boldsymbol{\sigma'_p}$ **:** contrainte de pré-consolidation (kPa).

$\boldsymbol{\Delta\sigma}$**:** surcharge à la profondeur z due au remblai (kPa).

TABLEAU IV. 7 : DETAIL DU CALCUL DU TASSEMENT DE CONSOLIDATION.

$\boldsymbol{e_0}$	$\boldsymbol{h}$ (mm)	$\boldsymbol{C_c}$	$\boldsymbol{C_s}$	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	$\Delta\sigma = \gamma_r * \boldsymbol{H_r} + \boldsymbol{30kPa}$	$\Delta\boldsymbol{h_c}$ (mm)
0,482	13500	0,119	0	152,66	213,66	322	375,78

IV.2.3.3 Méthode pressiométrique :

Il se calcule par l'intégration sur l'épaisseur de la couche compressible du rapport de la surcharge sur un module pris égal à EM/a, en prenant en compte le facteur d'influence dû à la diffusion de la charge (Ménard et Rousseau, 1962 ; Frank, 1999). Nous rappelons que cette

approche suppose implicitement que les déformations produites sont essentiellement « volumiques » (déformations latérales négligées d'où des déformations verticales égales aux déformations volumiques) **[1].**

La méthode pressiométrique ne s'applique qu'aux fondations dont la largeur est Faible par rapport à l'épaisseur des couches compressible, donc on considère que notre remblai comme une fondation superficielle.

Tassement totale sera : $\delta_T = \delta_c + \delta_d$

δ_c *:* tassement déviatorique.

δ_d *:* tassement du au déformations du cisaillement (sphérique).

TABLEAU IV. 8 : LES VALEURS ESTIMEES POUR LE CALCUL DU TASSEMENT METHODE PRESSIOMETRIQUE.

Type de sol	E_m (MPa)	P_l* (MPa)	P_f (MPa)	E_m/P_l
MHa	7,13	0,90	0,53	10,9

Avec :

$$\delta_T = \frac{4}{18 * E_{ms}}(q - \sigma_{v0}) * B_0 \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{9 * E_{md}}(q - \sigma_{v0}) * \lambda_s * B$$

$(q - \sigma_{v0})$: est l'augmentation de la contrainte due la surcharge.

λ_d, λ_s : des coefficients du tableau de menard.

B_0 : largeur de référence.

Et :

TABLEAU IV. 9 : DONNEES PRESSIOMETRIQUES DU SOL SUPPORT.

	Coefficient de structure du sol α	Em (MPa)	Es (MPa)	Poisson
Marnes Altérées MHa	0,6	28,00	31,11	0,33
Marnes Compactes MHc	0,6	135,00	150,00	0,33

Application numérique :

TABLEAU IV. 10 : DETAILS DE CALCUL DU TASSEMENT METHODE PRESSIOMETRIQUE.

E_{ms}(MPa)	E_{md}(MPa)	q (MPa)	σ_{v0}(MPa)	B_0(mm)	B(m)	λ_d	λ_s	δ_c(mm)	δ_d(mm)
7	6,41	$475*10^{-3}$	$322*10^{-3}$	0,6	34	1,12	1,1	54,2	30,737
					Tassement totale δ_c(mm)			84,93	

☙ **Les remarques :**

Les résultats détaillés des calculs du tassement des sols supports, liés à la marne en considérant les charges de remblai appliquées à l'assise sont joints en chapitre 4 (calcul du capacité portante), le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus par les différentes approches de calcul du tassement :

TABLEAU IV. 11 : RECAPITULATIF DES CALCULS DU TASSEMENT.

Unité	Epaisseur du TN en (m)	Tassement calculé (à la base du remblai) en (mm)			Tassement totale en (mm)
		Tassement immédiat	Tassement de consolidation œdométrique	Tassement de total pressiométrique	
MHa	-13	46,42	375,78	84,93	
MHc	-30	38,15	-		
Tassement a la base du remblai		84,57	375,78	84,93	84,75

Il est fréquent que les niveaux estimés en se basant sur les données œdométriques soient exagérés (375,78mm) par rapport à ceux réels. Cela est principalement dû au remaniement des échantillons, aux conditions de choix et de préparation des échantillons, ainsi qu'aux conditions de drainage sur site par rapport à celles de l'essai œdométrique.

IV.2.4 Estimations de duré de consolidation :

Étant donné l'absence de nappe en surface (-8m/TN), il est prévu que les terrains existants, même les terrains marneux et argileux, provoquent des tassements relativement rapides qui se produiront presque immédiatement lors de la construction du remblai.

Toutefois, si le niveau de la nappe remonte, on peut estimer la durée de consolidation des sols en place en se basant sur les résultats des essais œdométriques disponibles à partir des résultats mentionnés précédemment en chapitre 3.

Puisque les amplitudes de tassements sont estimées, il est essentiel de vérifier que les tassements de consolidation primaire de la couche tendre sont épuisés avant de mettre en service la voie.

Ainsi pour ça on considère la durée théorique pour la stabilisation des tassements est de :

$$t(95\%) = \frac{T_v * H_{dr}^2}{C_V}$$

Avec :

TABLEAU IV. 12 : CALCUL DE DURE DE CONSOLIDATION.

Degré de consolidation U(temps)	Facteur de temps $\boldsymbol{T_v}$	Longueur de drainage $\boldsymbol{H_r}$ (m)	Coefficient de consolidation $\boldsymbol{C_v}$(m²/s)	Donc la durée de consolidation $\boldsymbol{t}(\mathbf{95}\%)$: (ans)
≥ 95%	1,6	8,5	$13{,}94*10^{-4}$	19

IV.2.5 Estimation du tassement du fluage :

Le tassement de fluage est souvent estimé en utilisant la loi de consolidation de TARZAGHI, qui peut être exprimée par la formule suivante :

$$\Delta h_f = \left[C_c . \log\left(\frac{t}{t_0}\right)\right] . h_0$$

Avec :

$\boldsymbol{h_0}$ **:** Est la hauteur initiale de la couche.

$\boldsymbol{t}$ **:** Est temps écoulé.

$\boldsymbol{t_0}$ **:** Est le temps de consolidation il souvent fixé à 1 an pour normaliser le calcul.

$\boldsymbol{C_c}$ **:** Est le coefficient de compression.

Donc le tassement de fluage sera : $\Delta h_f = \left[8{,}5 * \frac{0{,}04}{1+0{,}722}.\log\left(\frac{10}{1}\right)\right] = 0{,}197m$

Pour un facteur de correction 1,04 o n aura :

$$\Delta h_f = 0{,}197 * 1{,}04 = 0{,}205\text{m} = 205{,}34\text{mm/ans} = 2{,}053\text{mm}$$

IV.3 Modélisation :

PLAXIS 2D nous a aider à la modélisation et l'analyse en éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches).

Nous avons fait une modélisation de notre ouvrage en terre comme le montre la figure suivante :

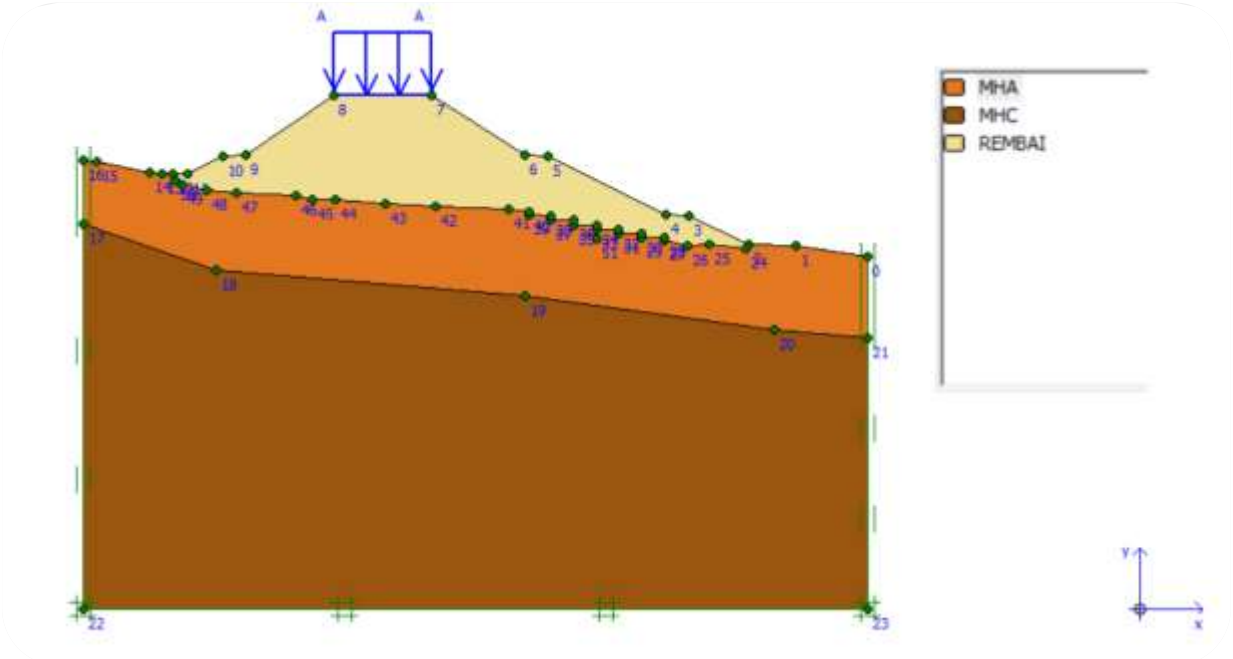


FIGURE IV. 1 : LA GEOMETRIE DU REMBLAI 05 EN PLAXIS 2D.

Et en utilisant les caractéristiques suivantes :

TABLEAU IV. 13 : CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX.

Paramètres	Nom	Remblai		MHa		MHc		Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-Coulomb		Mohr-Coulomb		Mohr-Coulomb		-
Type de comportement	Type	Drainé	Non drainé	Drainé	Non drainé	Drainé	Non drainé	-
Poids volumique	γ_h	20	20	22	22	23	23	kN/m^3
Module de YOUNG	E_{ref}	100000	100000	20998	20998	101240	101240	kN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	-
Cohésion	C_{ref}	5	30	49,75	75	26,5	100	kN/m^2
Angle de frottement	φ	30	30	14,56	11	39,91	15	°
Angle de dilatance	Ψ	0	0	0	0	0	0	°

Exécution des résultats en PLAXIS 2D :

IV.3.1 Avant renforcement :

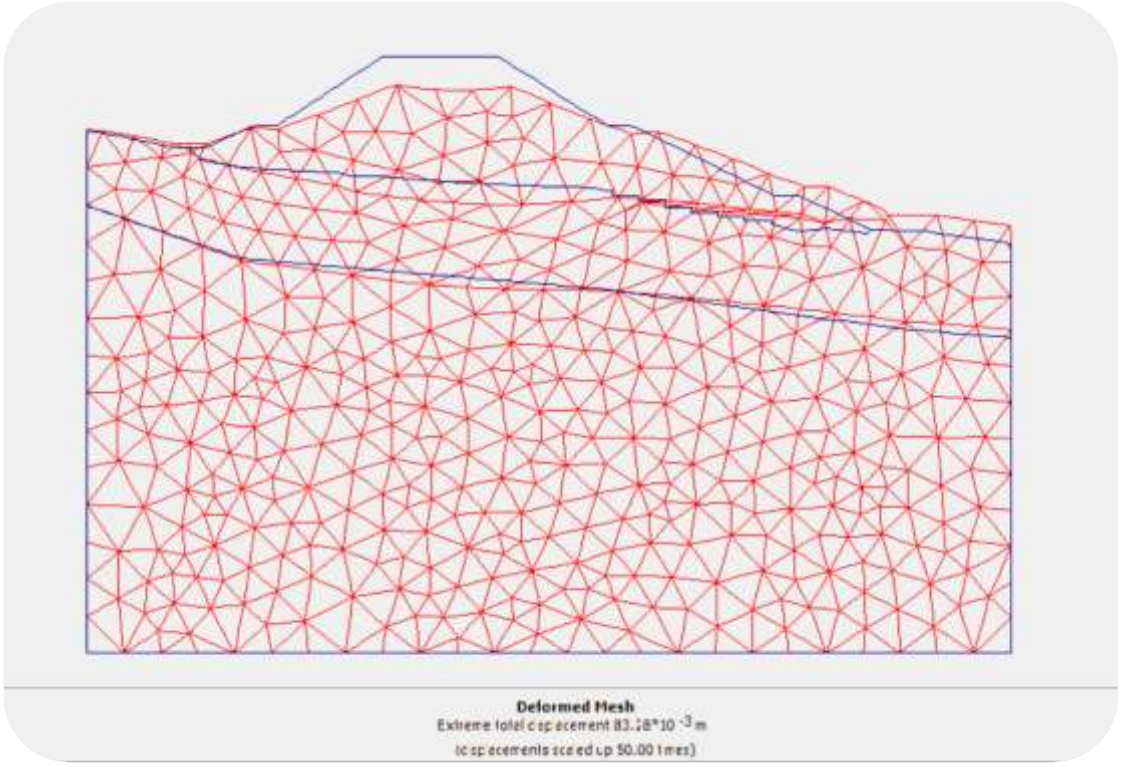


FIGURE IV. 2 : DEFORMATION DU MASSIF.

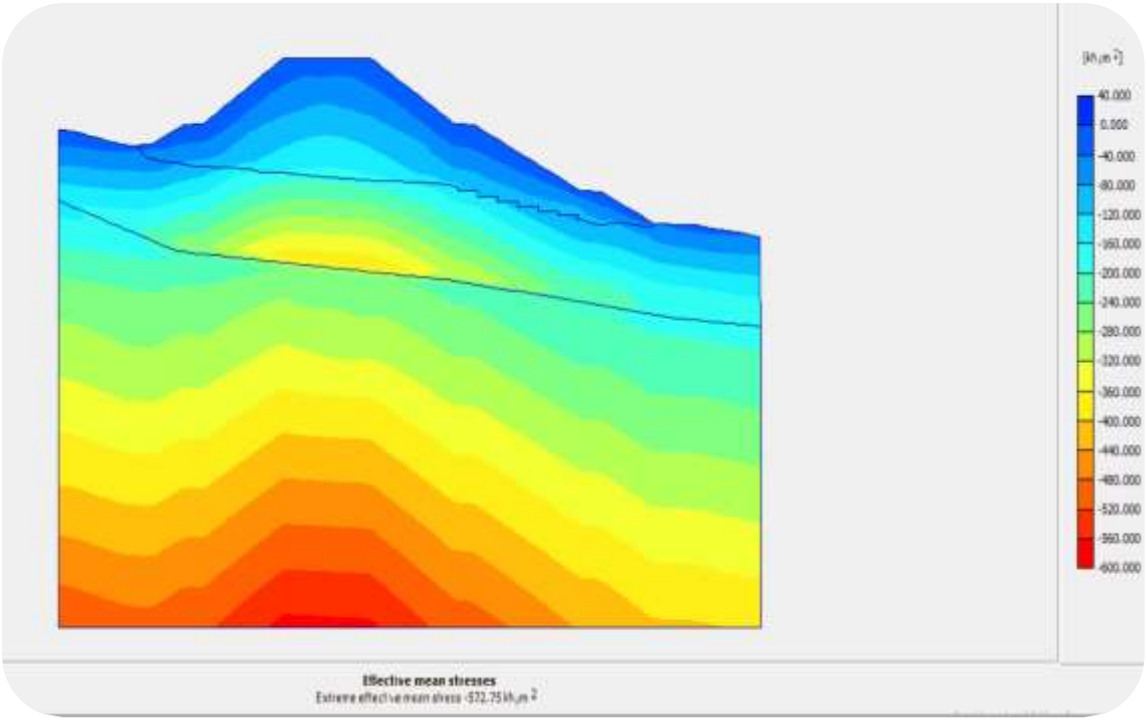


FIGURE IV. 3 : CONTRAINTES EFFECTIVES.

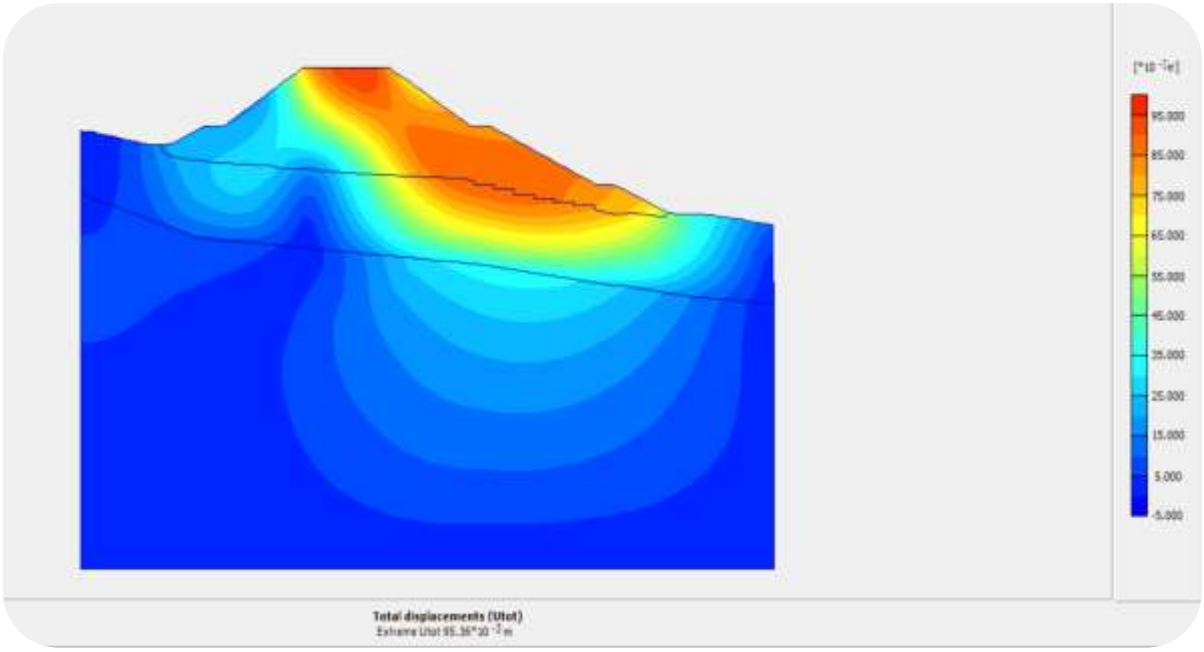


FIGURE IV. 4 : CERCLE DE RUPTURE DE GLISSEMENT.

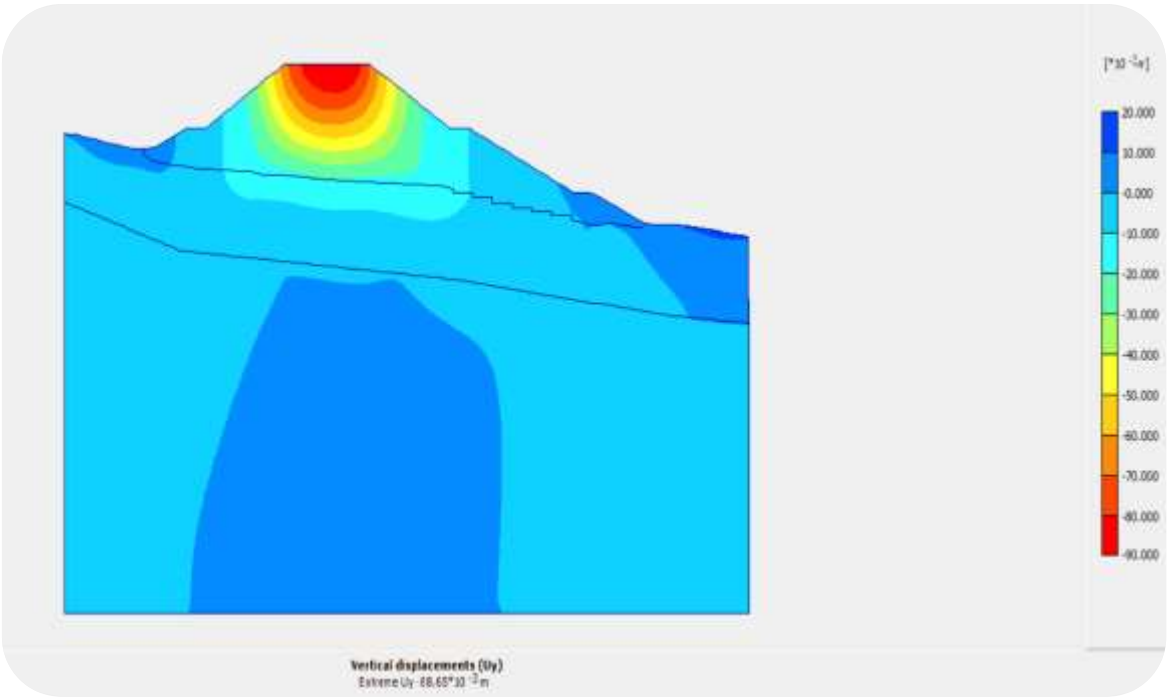


FIGURE IV. 5 : DEPLACEMENT VERTICALES (TASSEMENT).

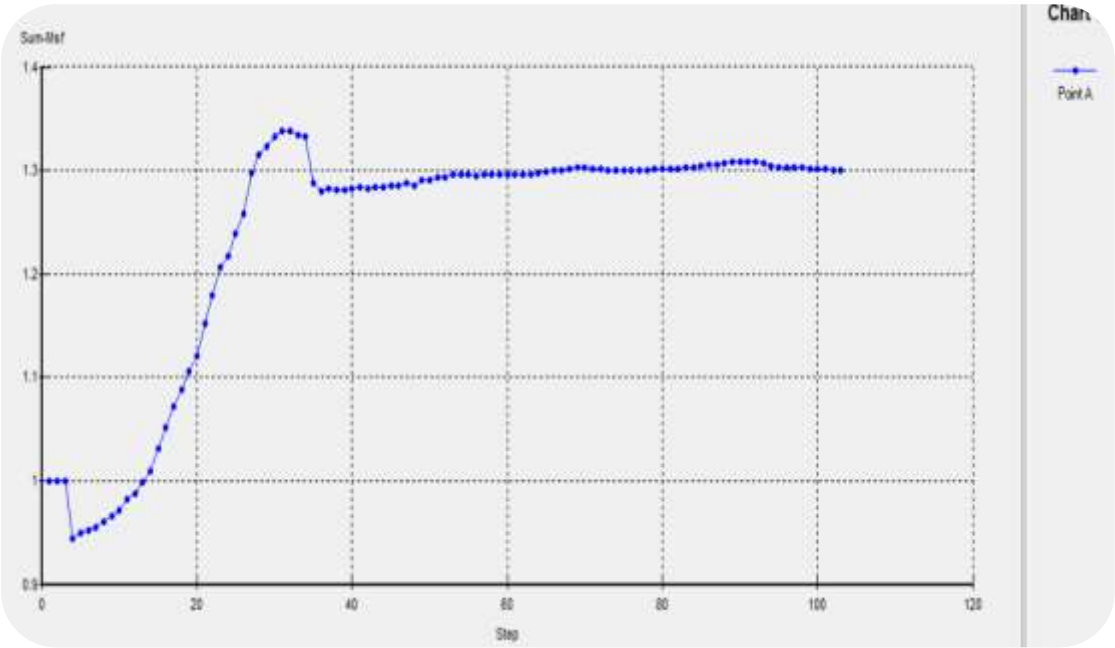


FIGURE IV. 6 : FACTEUR DE SECURITE FS A COURT TERME.

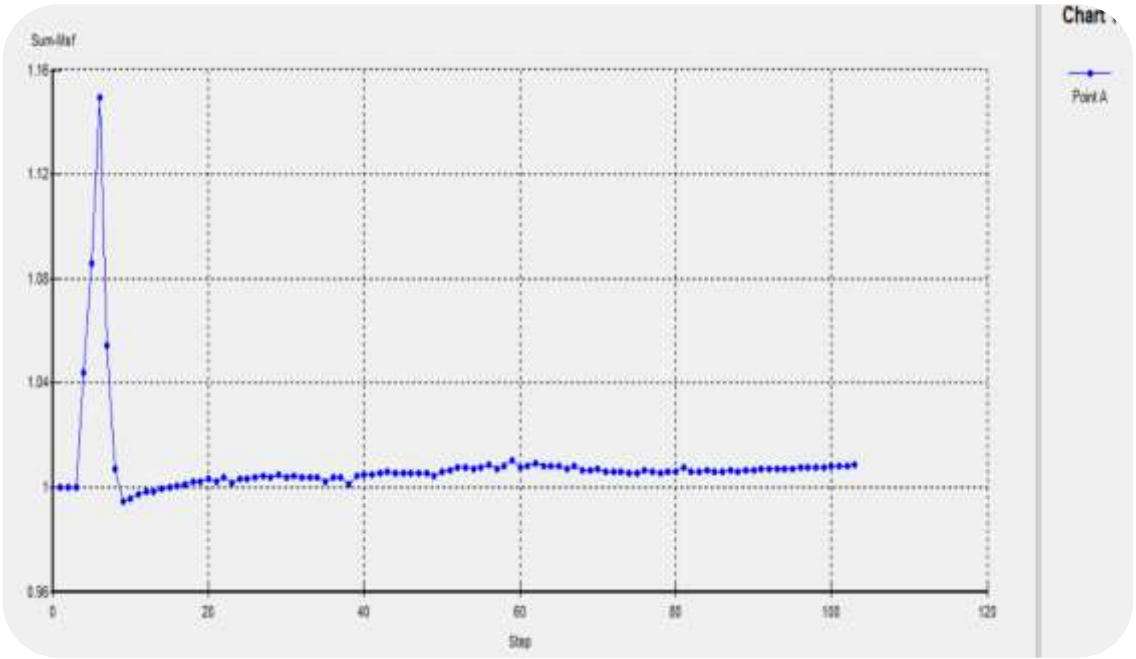


FIGURE IV. 7 : FACTEUR DE SECURITE FS A LONG TERME.

D'après l'Eurocode 7 (EN 1997) : "Eurocode 7 : Geotechnical Design" est une norme européenne qui fournit des lignes directrices pour la conception géotechnique, y compris les remblais renforcés. Bien qu'il ne spécifie pas explicitement les coefficients de sécurité pour les

géotextiles, il recommande généralement des coefficients de sécurité de l'ordre de 1,5 à 2,0 pour les structures critiques comme les remblais ferroviaires [3].

TABLEAU IV. 14 : FACTEUR DE SECURITE FS A LONG TERME.

Facteur de sécurité Fs	Exigé par le règlementaire	Calculé (BISHOP)	Estimé par PLAXIS 2D (éléments finis)	États
Court terme	1,3	1,75	1,34	$F_{calculé} > F_s$, C.V
Long terme	1,5 - 2	1,47	1,03	$F_{calculé} < F_s$, C.N.V

Ces résultats montrent que le remblai répond aux exigences de sécurité pour le court terme mais échoué à répondre aux exigences de sécurité pour le long terme. Par conséquent, un renforcement du remblai est nécessaire pour assurer la stabilité et la sécurité à long terme. Donc nous avons proposé 3 méthodes de mise en place du géotextile de renforcement de 100 kN/ml

IV.3.1 Après le renforcement :

IV.3.1.1 Mise en place de 8 nappes géotextile avec un espacement de 1m :

a. 10m de géotextile des deux côtés :

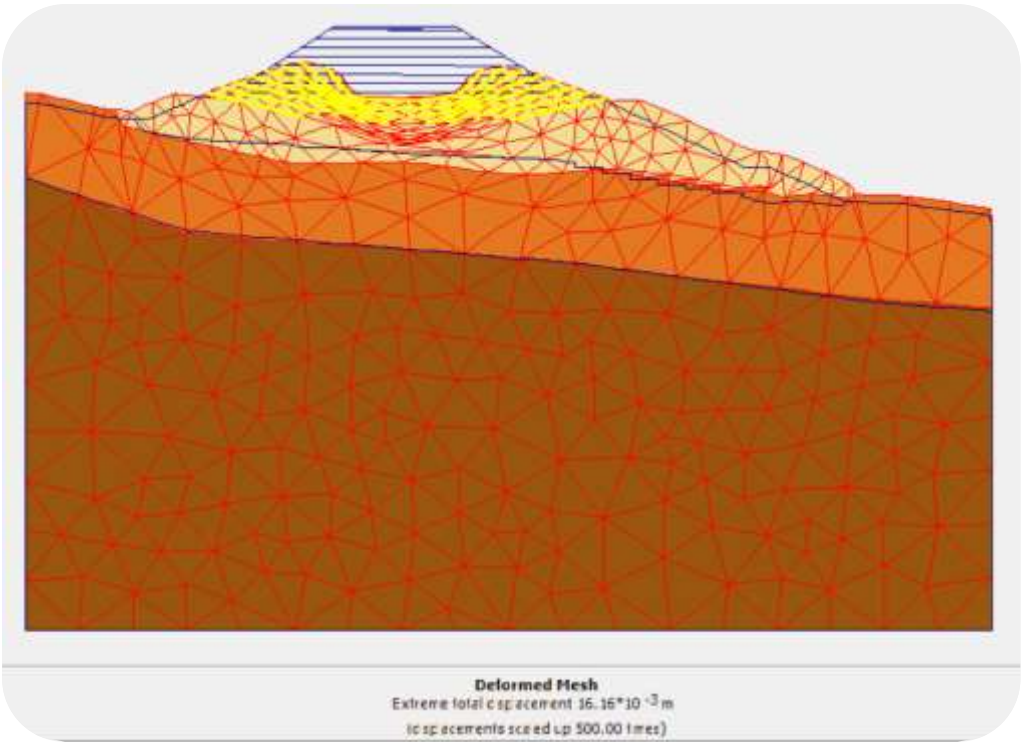


FIGURE IV. 8 : DEFORMATION DU MASSIF (ESP :1M /10M LE COTE).

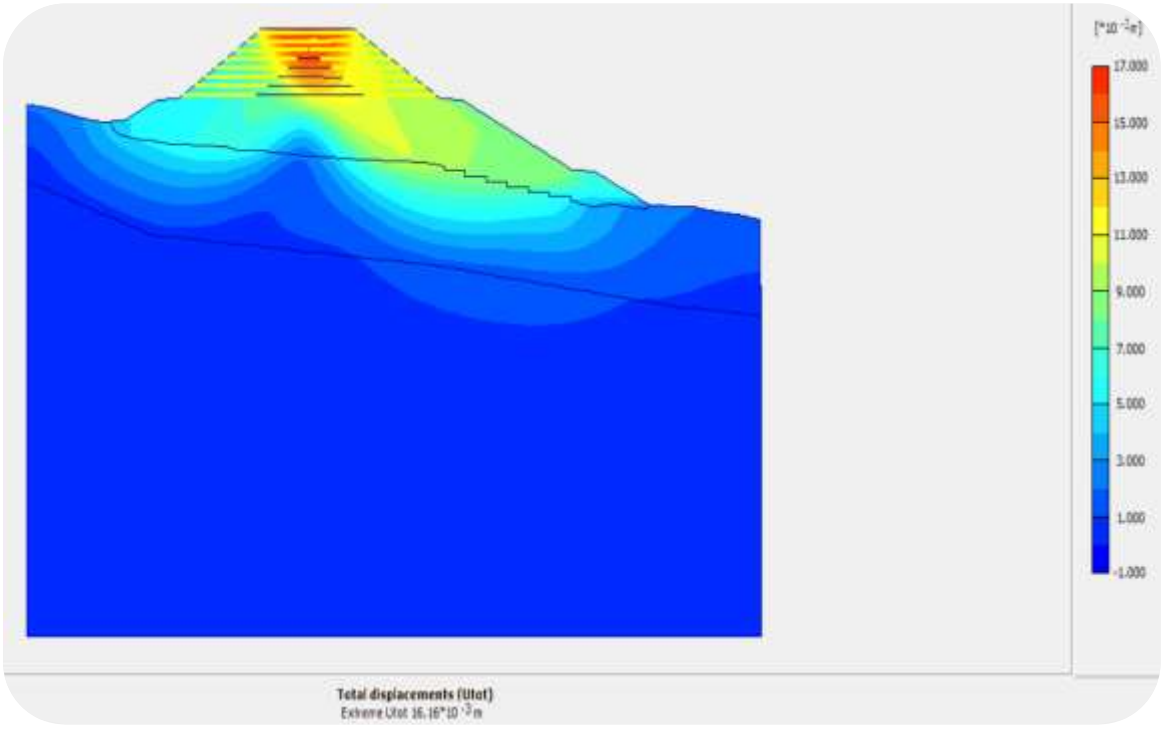


FIGURE IV. 9 : TASSEMENT ET CERCLE DE GLISSEMENT (ESP :1M /10M LE COTE).

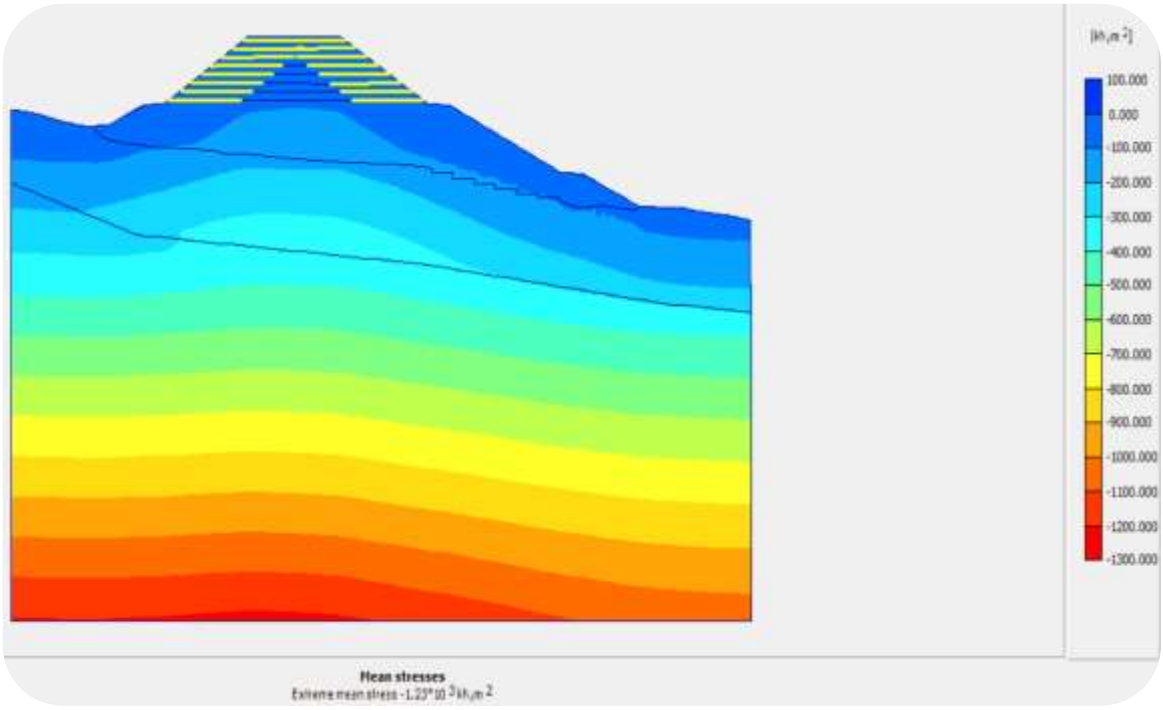


FIGURE IV. 10 : CAPACITE PORTANTE (ESP :1M /10M LE COTE).

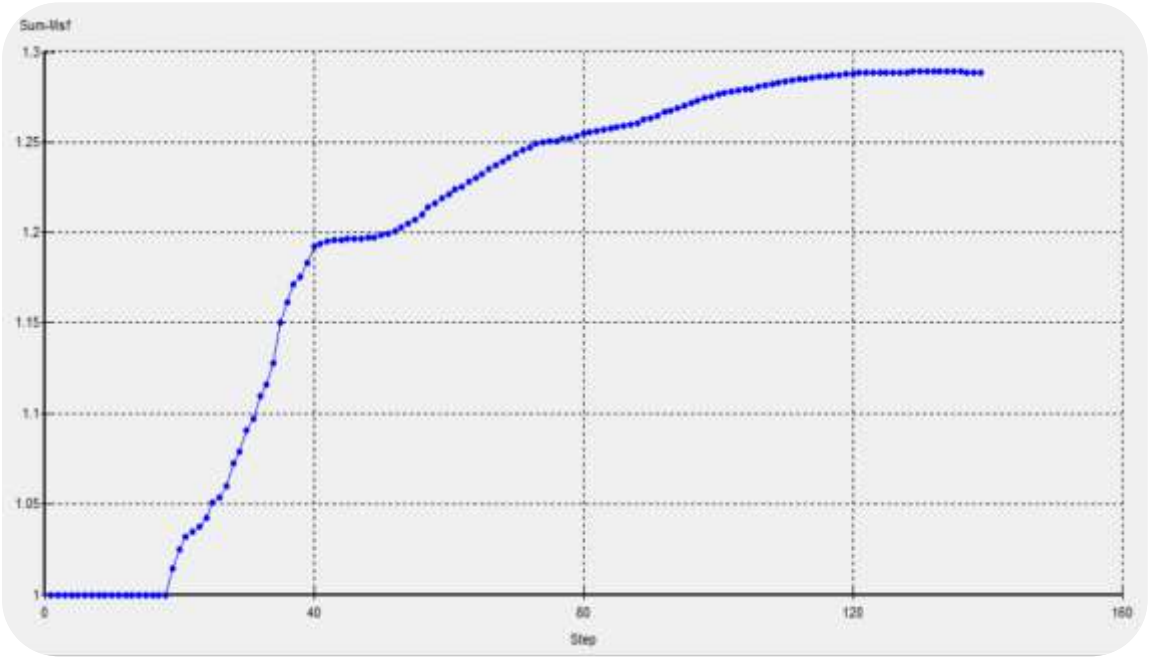


FIGURE IV. 11 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :1M /10M LE COTE).

b. Nappes continues de géotextile :

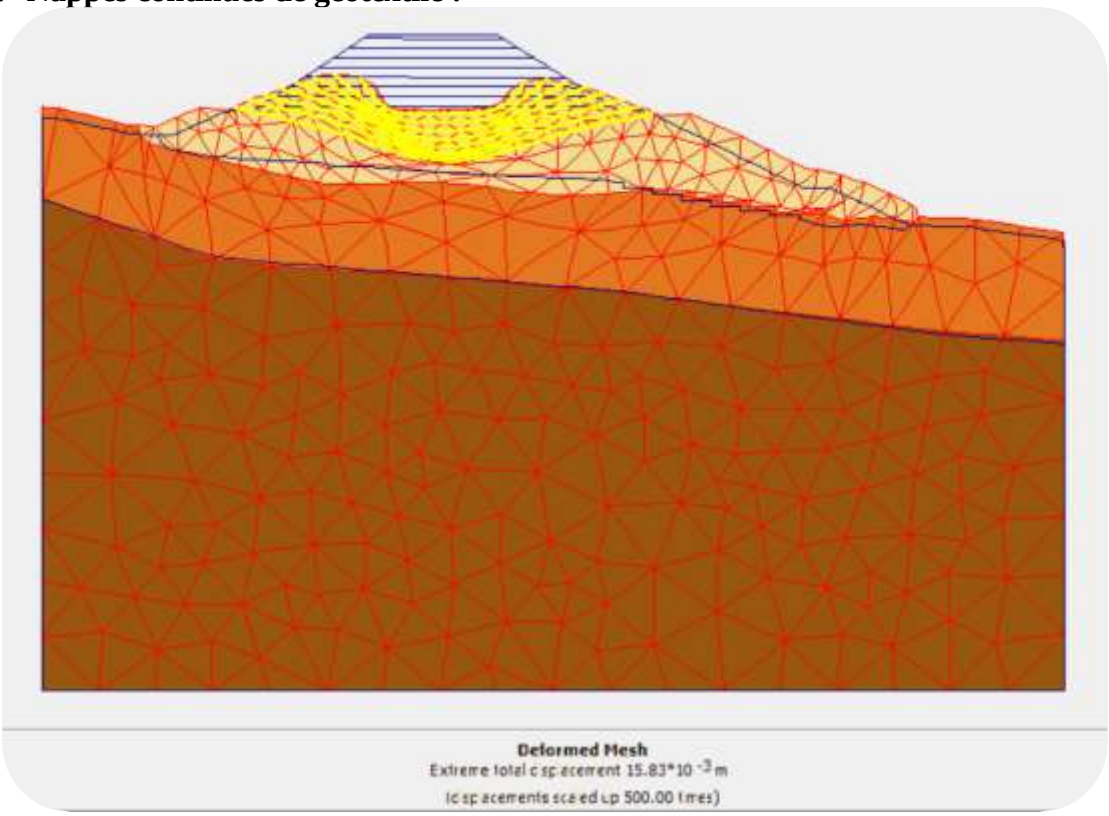


FIGURE IV. 12 : DEFORMATION DU MASSIF (ESP :1M /CONTINUES).

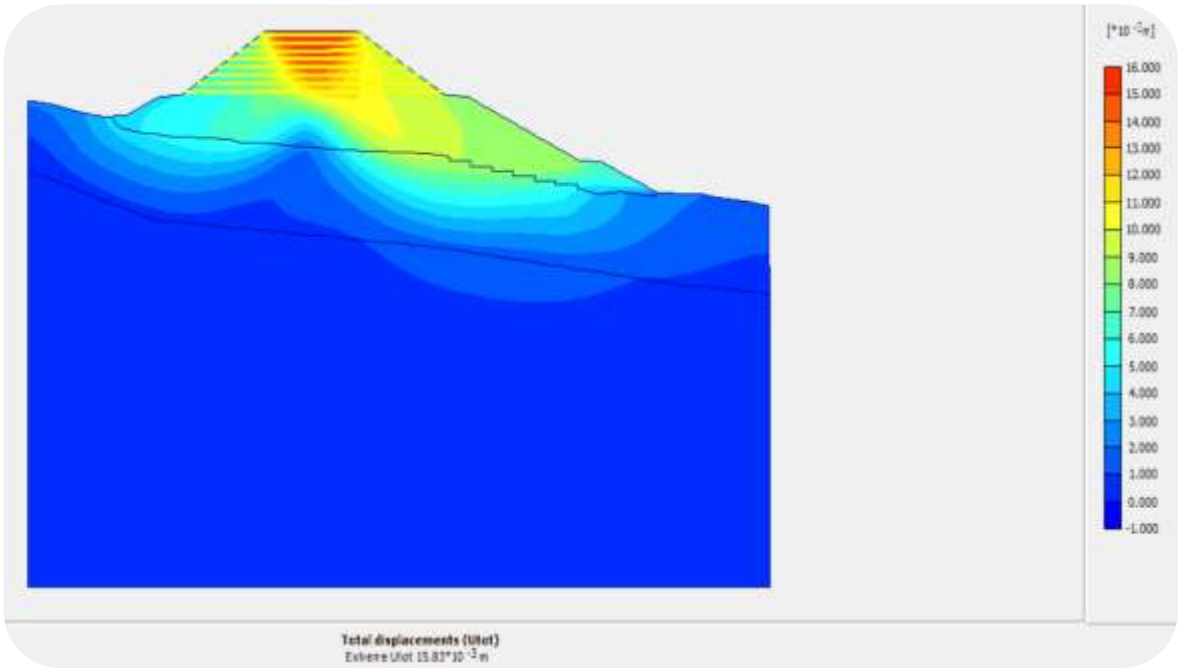


FIGURE IV. 13 : TASSEMENT ET CERCLE DU GLISSEMENT (ESP :1M /CONTINUES).

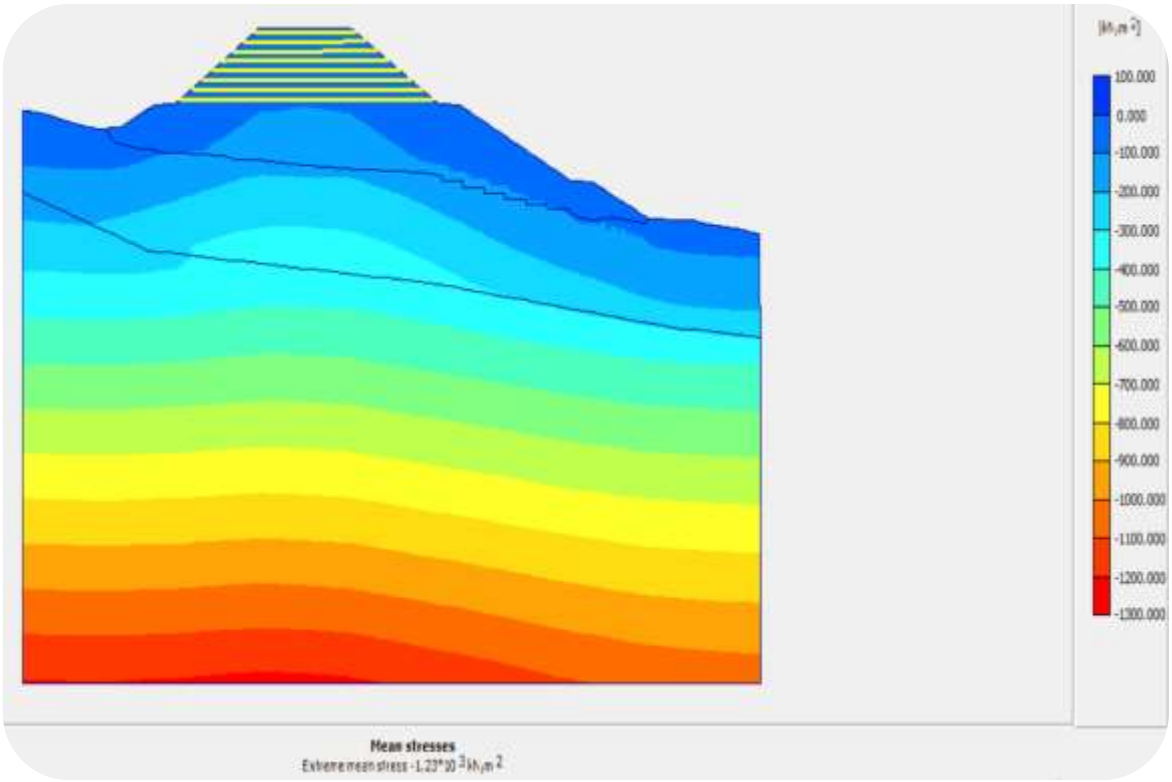


FIGURE IV. 14 : CAPACITE PORTANTE (ESP :1M /CONTINUES).

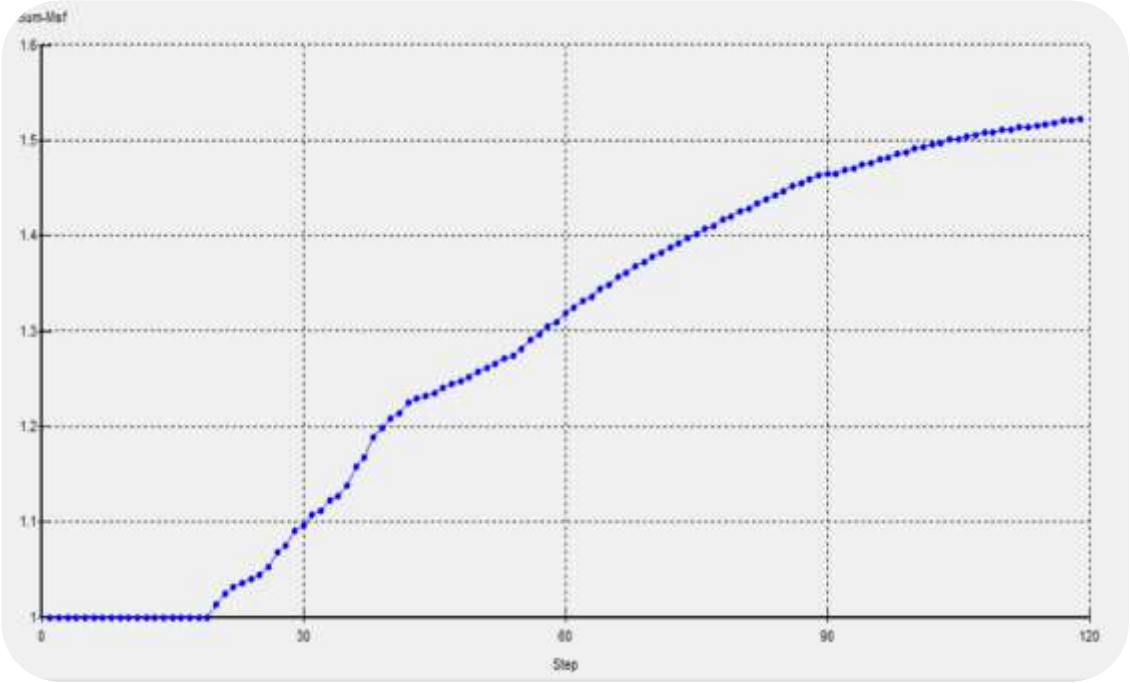


FIGURE IV. 15 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :1M /CONTINUES).

IV.3.1.2 Mise en place de 9 nappes géotextile avec un espacement de 0,8m :

a. 10m de géotextile des deux côtés :

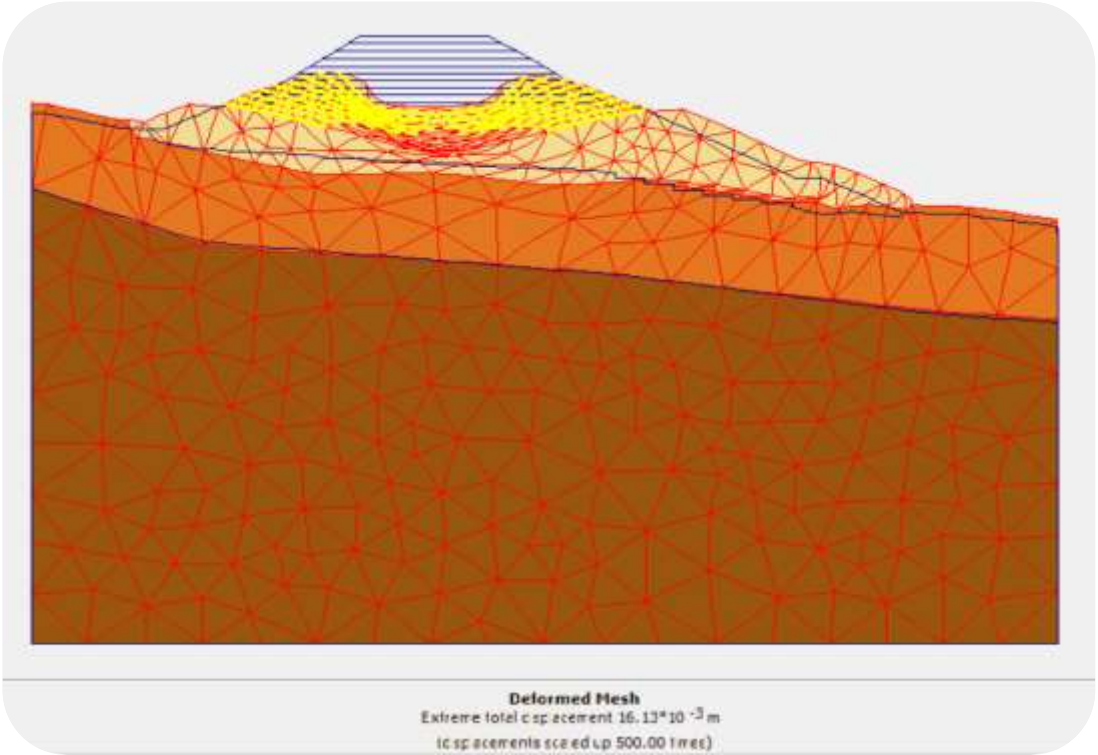


FIGURE IV. 16 : DEFORMATION DU MASSIF (ESP :0,8M /10M LE COTE).

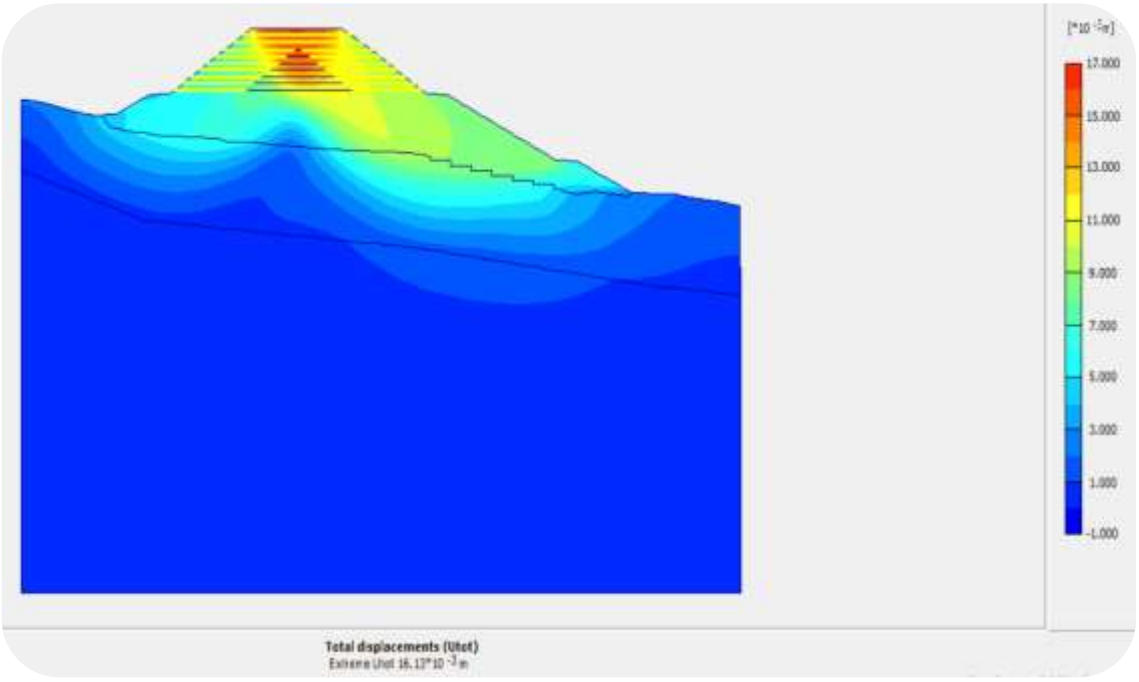


FIGURE IV. 17 : TASSEMENT ET CERCLE DU GLISSEMENT (ESP :0,8M /10M LE COTE).

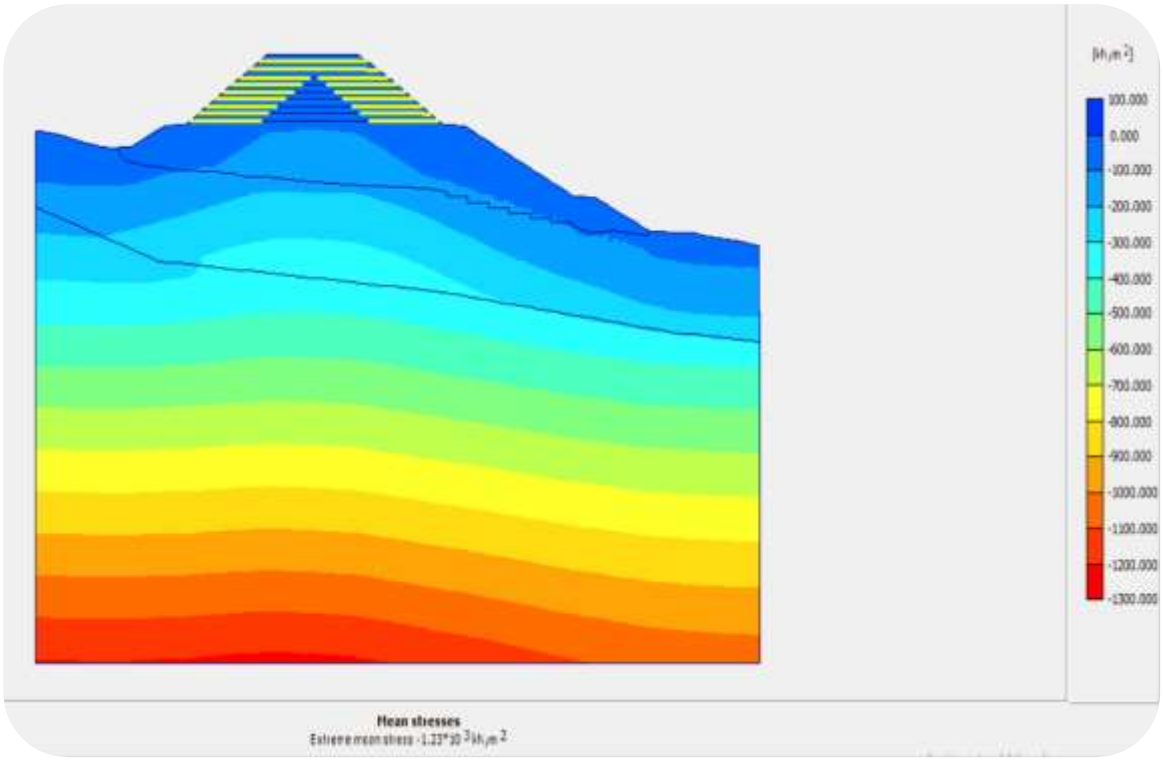


FIGURE IV. 18 : CAPACITE PORTANTE (ESP :0,8M /10M LE COTE).

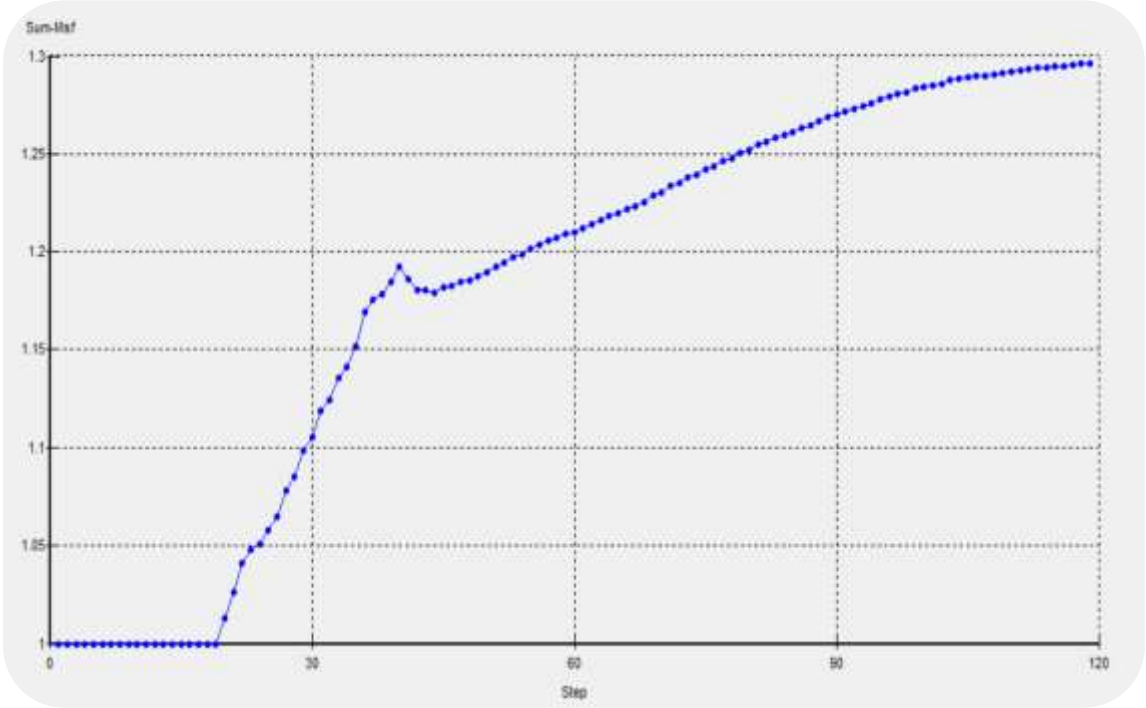


FIGURE IV. 19 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :0,8M /10M LE COTE).

b. Nappes continues de géotextile :

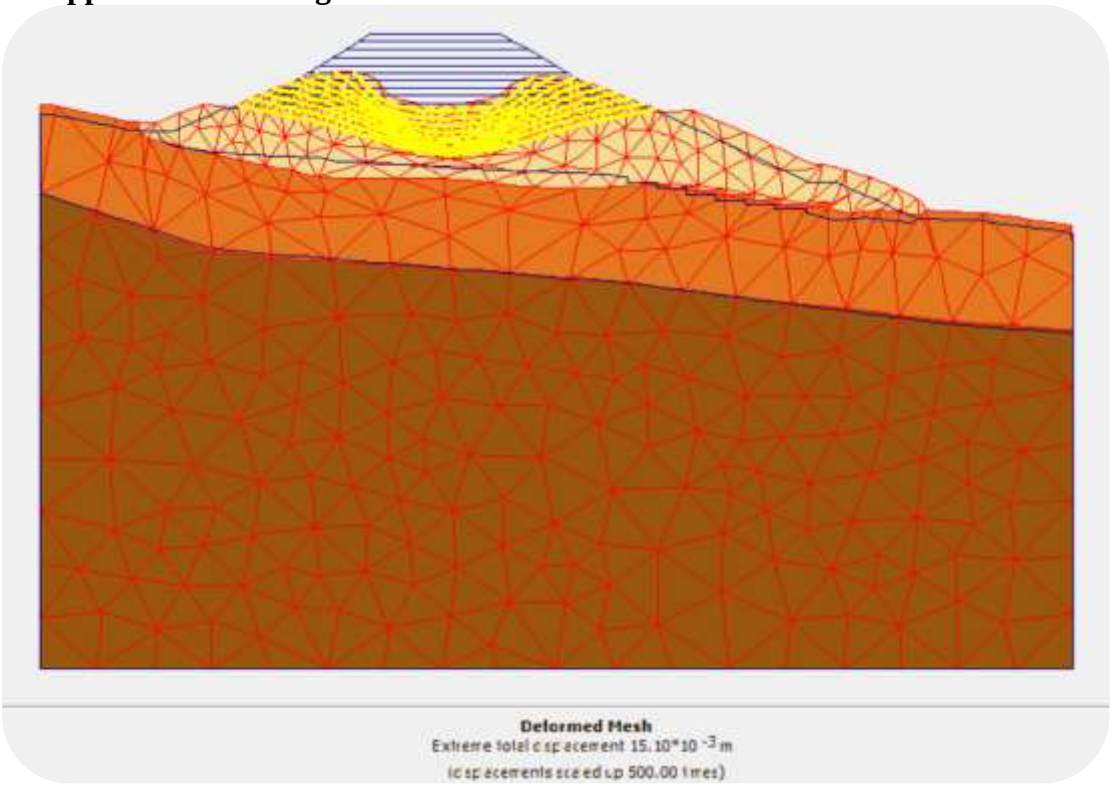


FIGURE IV. 20 : DEFORMATION DU MASSIF (ESP :0,8M /NAPPES CONTINUES).

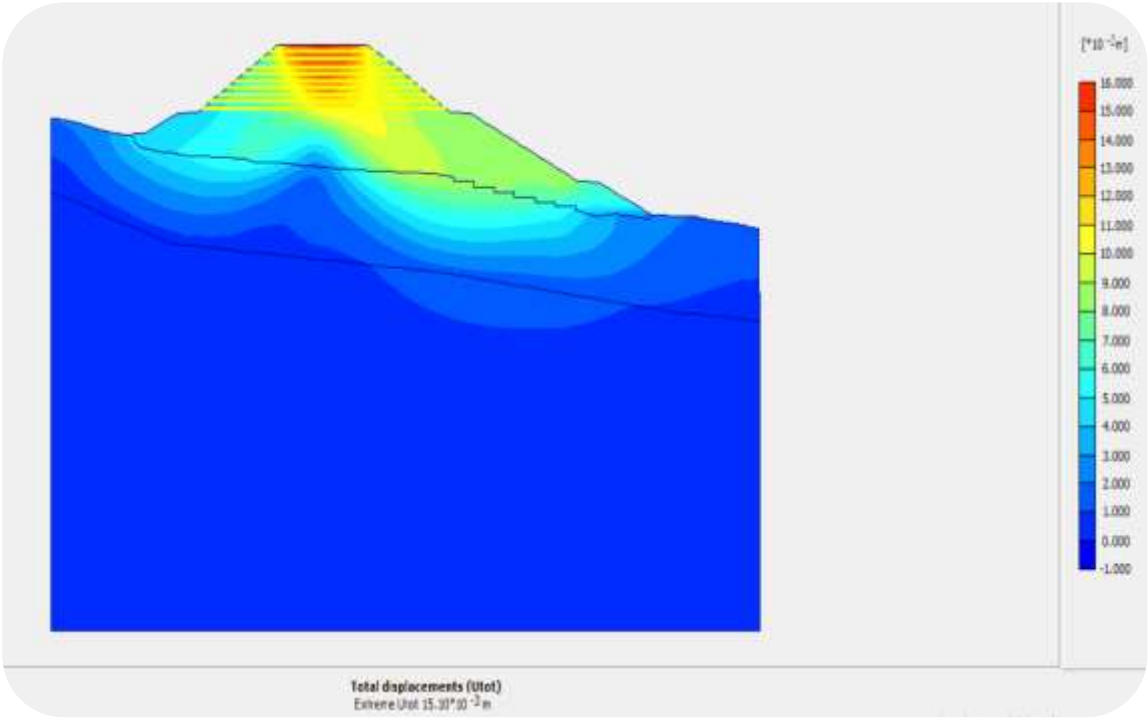


FIGURE IV. 21 : TASSEMENT ET CERCLE DU GLISSEMENT (ESP :0,8M /NAPPES CONTINUES).

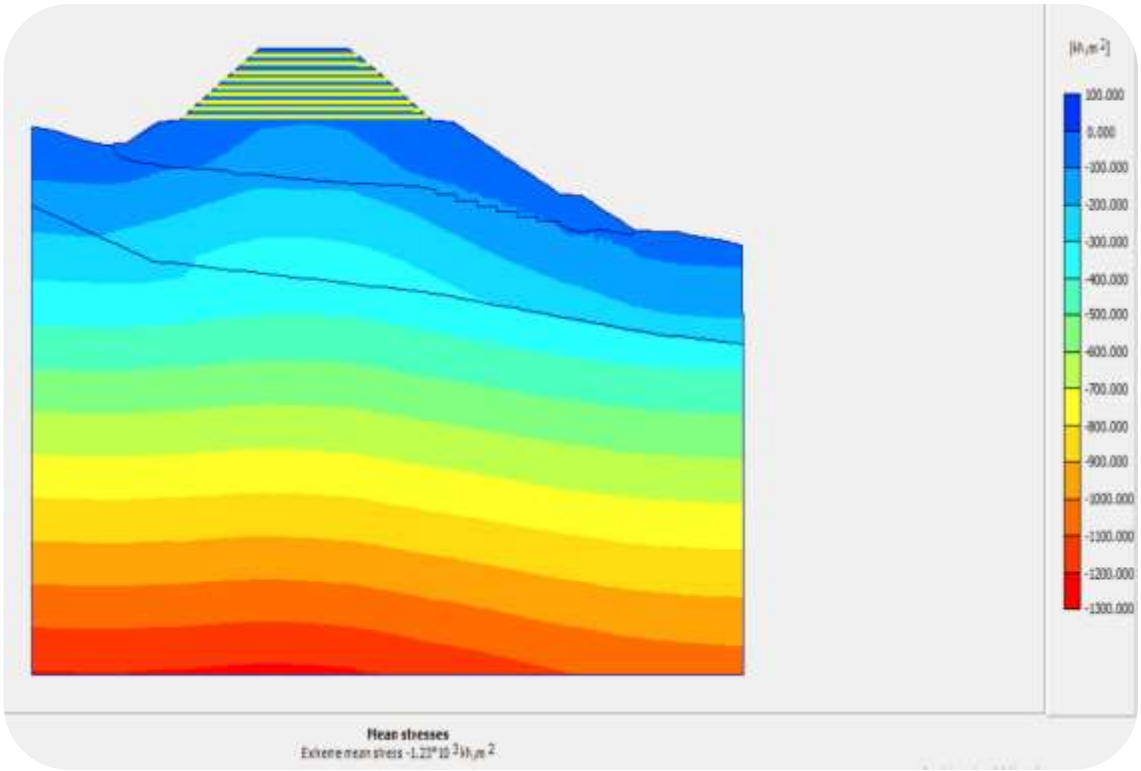


FIGURE IV. 22 : CAPACITE PORTANTE (ESP :0,8M /NAPPES CONTINUES).

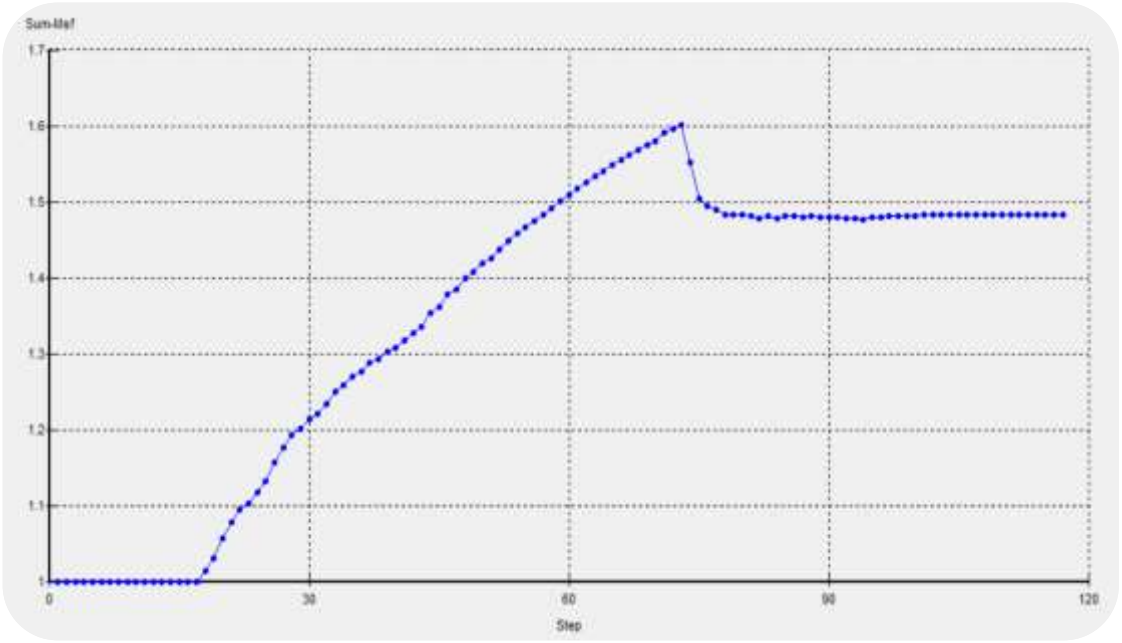


FIGURE IV. 23 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :0,8M /NAPPES CONTINUES).

IV.3.1.3 Mise en place de 15 nappes géotextile avec un espacement de 0,5m :

a. 10m de géotextile des deux côtés :

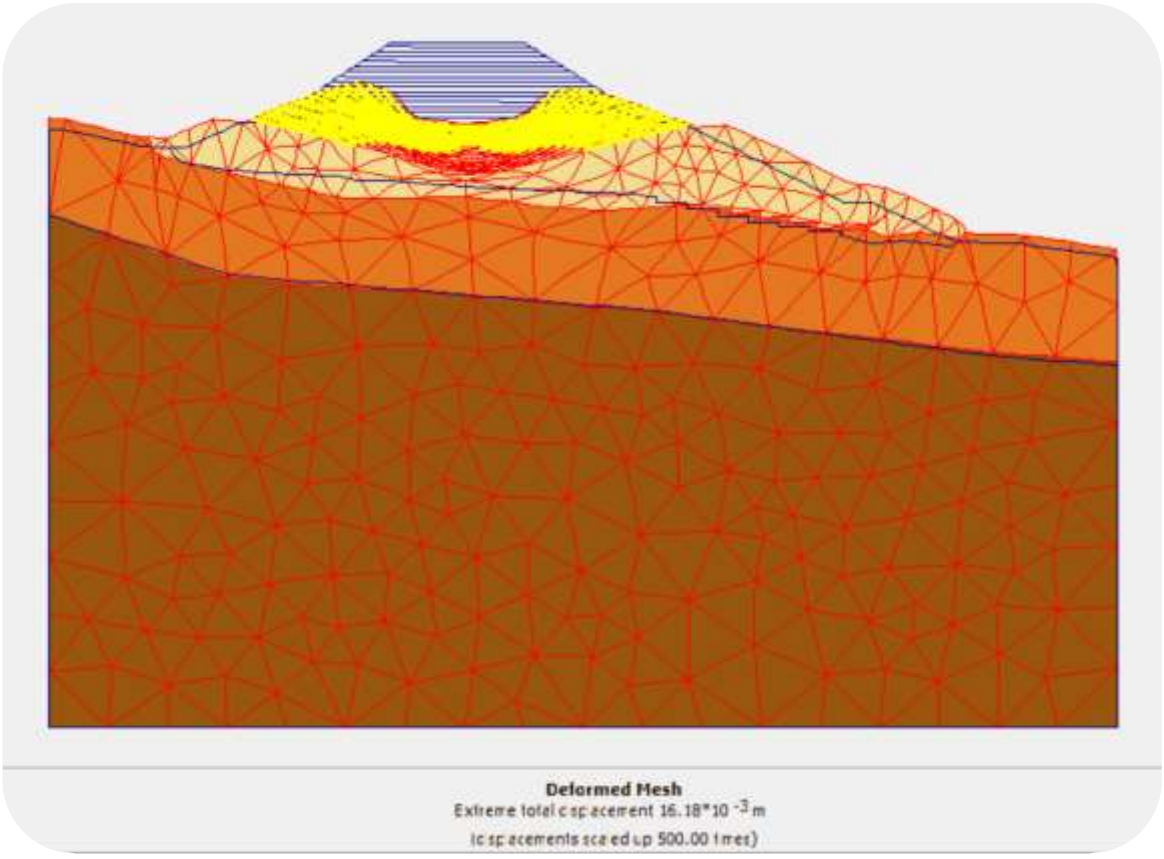


FIGURE IV. 24 : DEFORMATION U MASSIF (ESP :0,5M /10M LE COTE).

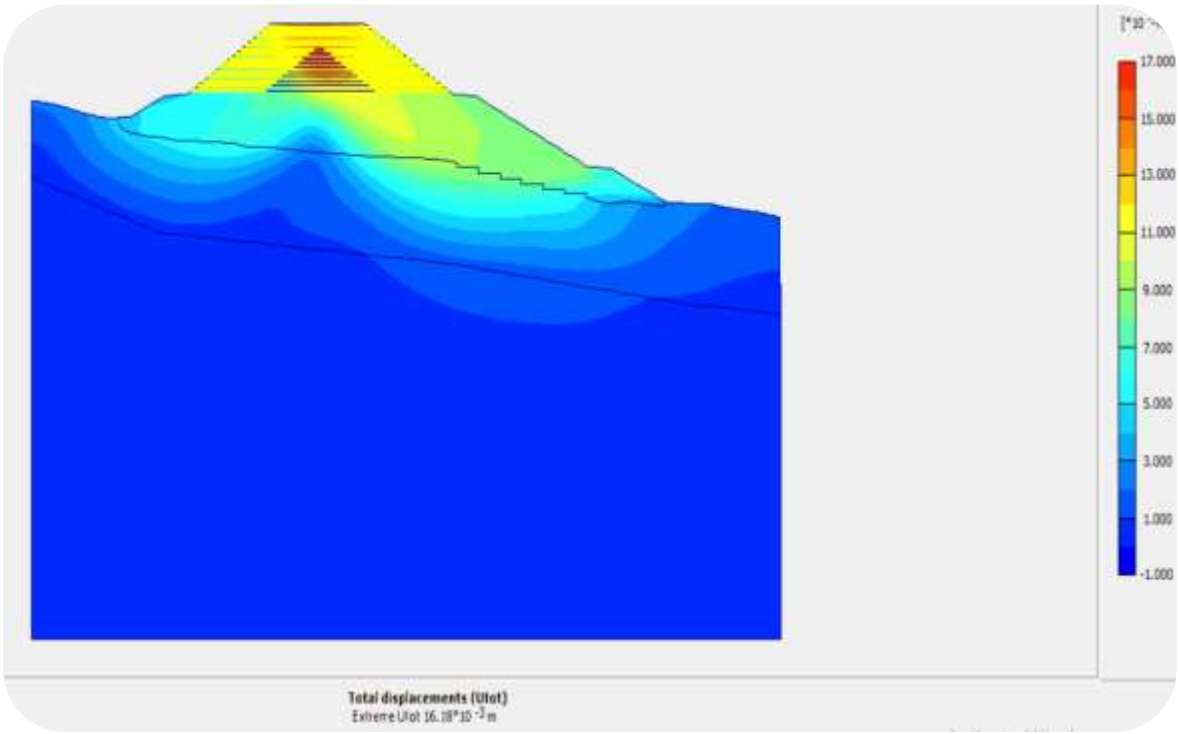


FIGURE IV. 25 : TASSEMENT ET CERCLE DU GLISSEMENT (ESP :0,5M /10M LE COTE).

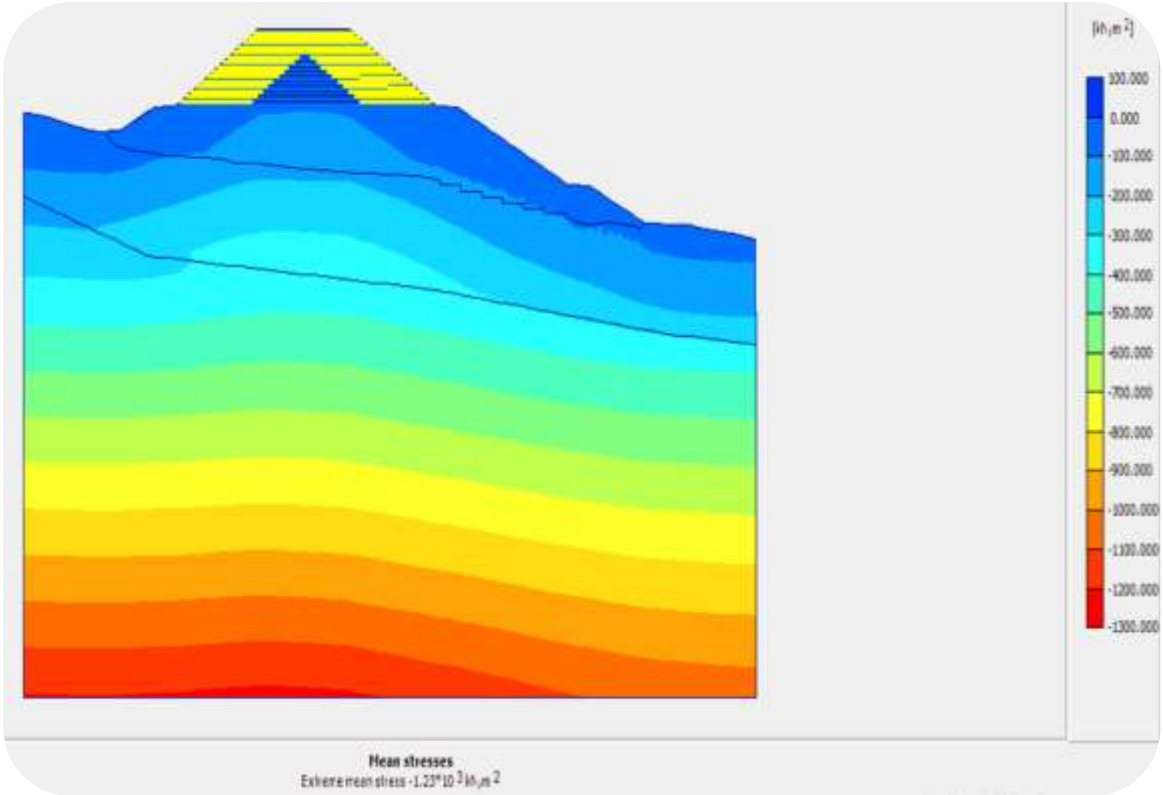


FIGURE IV. 26 : CAPACITE PORTANTE (ESP :0,5M /10M LE COTE).

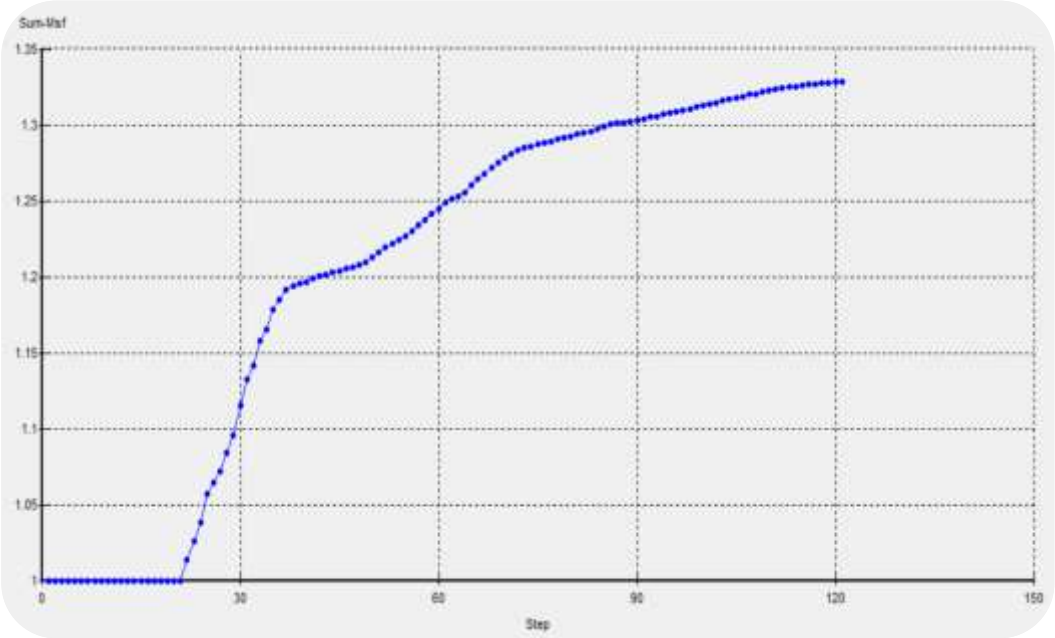


FIGURE IV. 27 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :0,5M /10M LE COTE).

b. Nappes continues de géotextile :

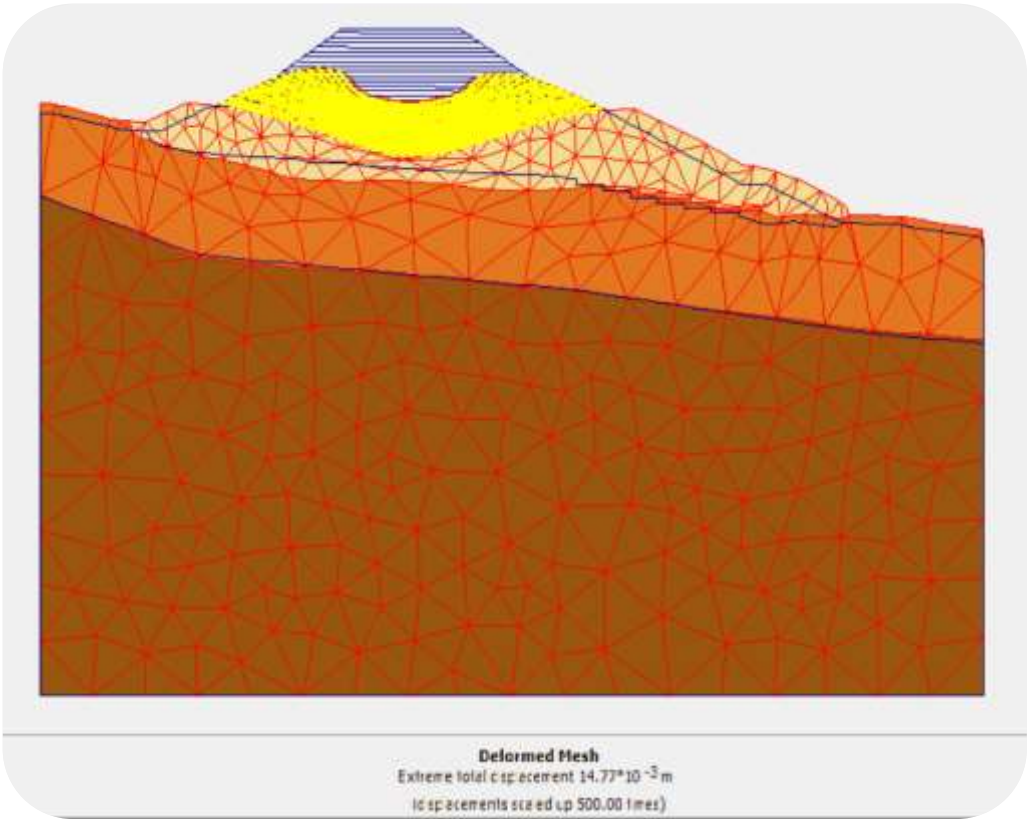


FIGURE IV. 28 : DEFORMATION DU MASSIF (ESP :0,5M /NAPPES CONTINUES).

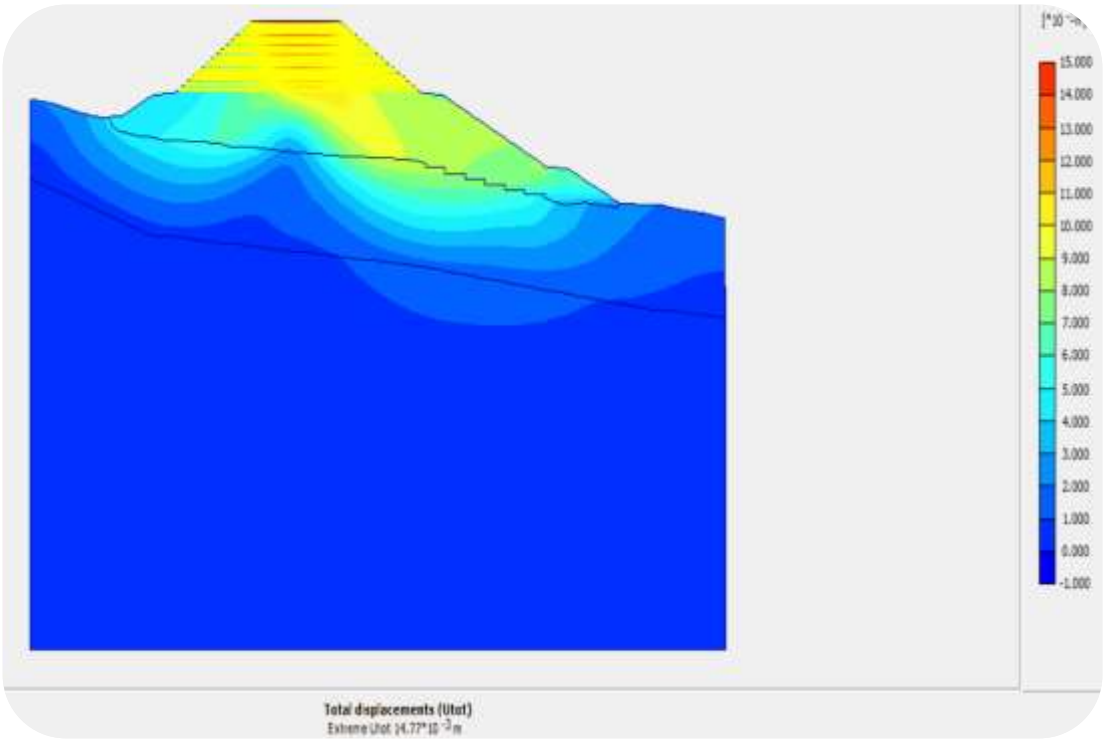


FIGURE IV. 29 : TASSEMENT ET CERCLE DU GLISSEMENT (ESP :0,5M /NAPPES CONTINUES).

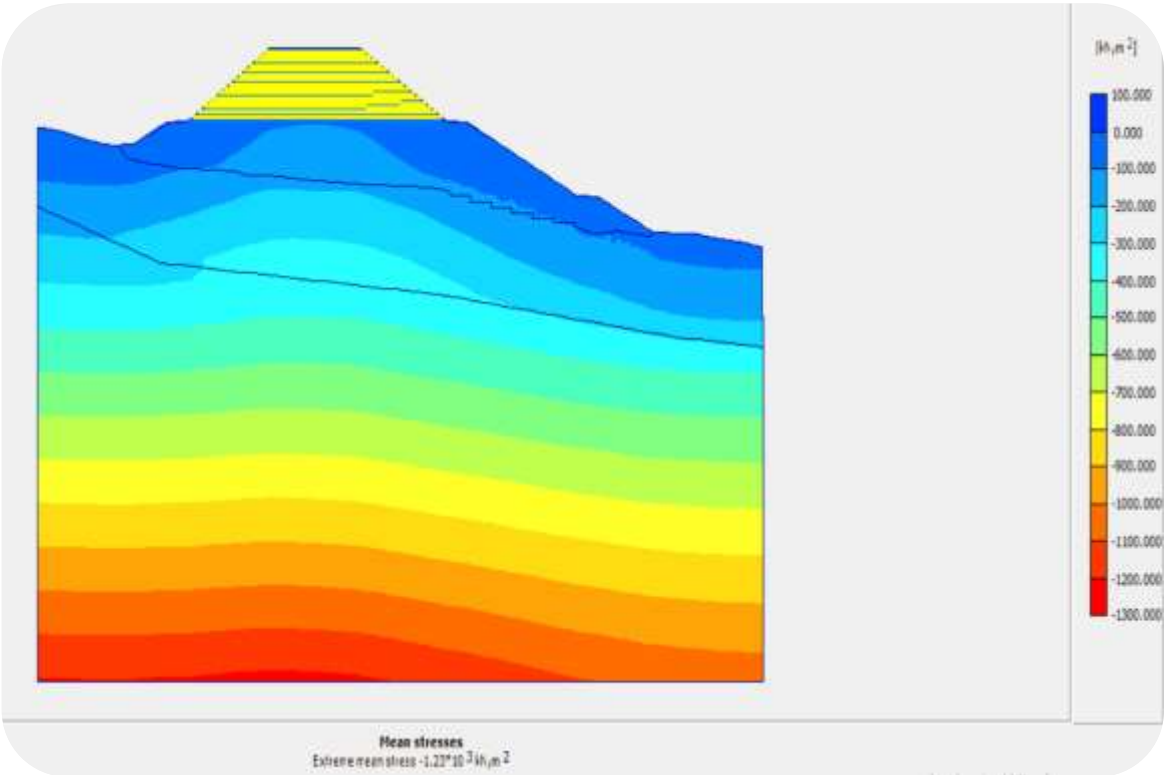


FIGURE IV. 30 : CAPACITE PORTANTE (ESP :0,5M /NAPPES CONTINUES).

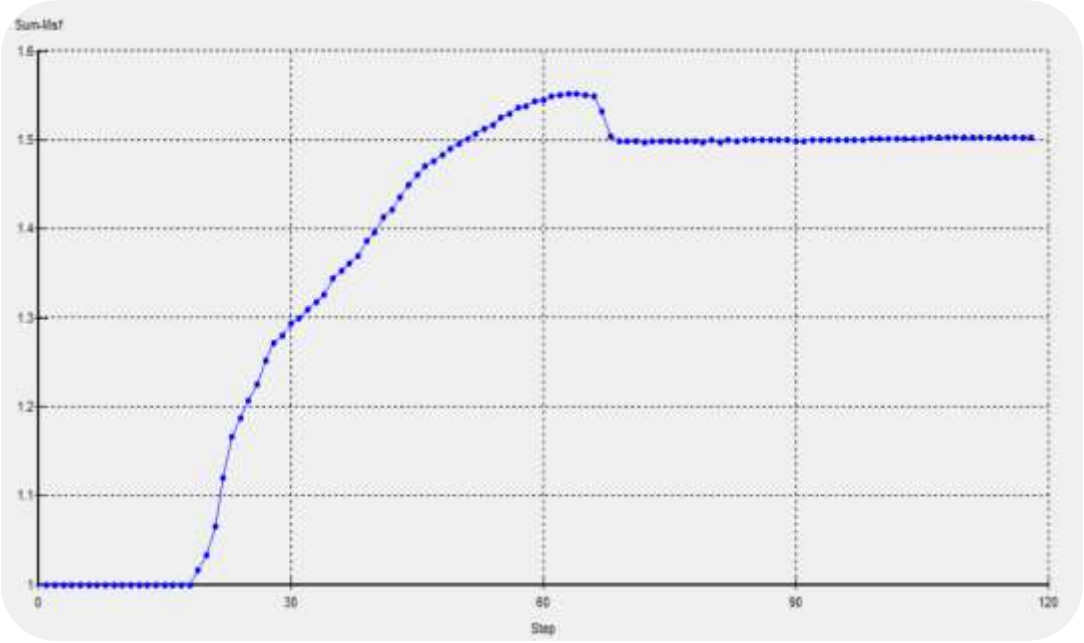


FIGURE IV. 31 : FACTEUR DE SECURITE (ESP :0,5M /NAPPES CONTINUES).

IV.4 Récapitulatifs des résultats :

Apres l'obtention des résultats du tassement, poinçonnement et glissement de calcul numérique et modélisation par PLAXIS 2D (éléments finis) nous allons faire une comparaison de ces résultats, les tableaux suivants résument le tout :

TABLEAU IV. 15 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE STABILITE TOTALE.

			Tassement (mm)		Capacité portante (kPa)		Glissement (facteur de sécurité)			
							Court terme		Long terme	
Mode de calcul			Calcul manuel	Par modélisation	Calcul manuel	Par modélisation	Calcul manuel	Par modélisation	Calcul manuel	Par modélisation
Sans renforcement			84,75	88,65	474,6	527,57	1,75	1,34	1,47	1,03
Avec renforcement	Mise en place de 8 nappes, esp 1m	10m des deux cotés	-	16,16	-	550	-	-	-	1,28
		Nappes continues	-	15,83	-	550	-	-	-	1,53
	Mise en place de 9 nappes, esp 0,8m	10m des deux cotés	-	15,97	-	550	-	-	-	1,3
		Nappes continues	-	15,10	-	550	-	-	-	1,6
	Mise en place de 15 nappes, esp 0,5m	10m des deux cotés	-	15	-	550	-	-	-	1,33
		Nappes continues	-	14,7	-	550	-	-	-	1,55

☙ Remarques :

Avec le renforcement le tassement est significativement réduit (autour de 15mm) qui est bien inférieures aux limites couramment admises pour les remblais ferroviaires (25-50mm) d'après l'Eurocode 7, et les facteurs de sécurité pour le glissement sont améliorés avec les diffèrent renforts par nappes continues, allant de 1,28 à 1,6.

IV.4 Recommandation et disposition constructives pour notre tronçon :

IV.4.1 Pour le sol support :

- **Purge et substitution partielle de la couche altérée :** remplacer la couche altérée sur 3 à 4 m de profondeur pour réduire de 75% de la duré de consolidation (environ 4ans).
- **Drainage vertical :** installation de drains verticaux pour dissiper les tassements primaires du sol lors de la construction du remblai, associé à un préchargèrent pour accélérer cette dissipation.
- **Colonnes ballastées (inclusions souples) :** amélioration des caractéristiques hydromécaniques du sol de fondation par l'introduction de matériaux frottant-drainant comme le ballast.

IV.4.2 Pour le remblai :

On recommande fortement aux constructeurs de considérer l'installation de neuf nappes continues de GEOTEXTILES avec un espacement de 0,8m entre les nappes et une résistance de 100kN/ml, pour assurer la stabilité règlementaire de notre remblai RBT05 dans cette section du tracé. Cette mesure non seulement garantit la sécurité en prévenant les glissement et tassement, mais offre également des avantages économiques à long terme en réduisant les couts de maintenance et de préparation.

IV.5 Conclusion :

Ce chapitre a examiné la stabilité géotechnique de notre ouvrage en utilisant PLAXIS 2D pour la modélisation des glissements, poinçonnements et tassements. Les analyses ont confirmé que les coefficients de sécurité pour le glissement sont conformes aux normes, et la capacité portante du sol sous les remblais est adéquate. Les différentes méthodes de calcul du tassement ont montré des résultats cohérents, bien que variables, avec des estimations réalistes des déformations à long terme. De plus, nous avons utilisé 9 nappes continues de géotextile pour améliorer la stabilité de l'ouvrage. Ces analyses fournissent une base solide pour garantir la stabilité d'ouvrage en terre.

CONCLUSION GENERALE :

Ce mémoire a exploré le comportement d'un remblai de grande hauteur renforcé par des nappes de géotextile, appliqué au calcul d'un remblai situé au PK40+660, dans le cadre du projet de double voie électrifiée THENIA-ELBOURDJ sur 175 km. L'étude a mis en évidence l'importance de la stabilité géométrique et mécanique des remblais routiers, notamment en considérant les contraintes technico-économiques et les variations des matériaux utilisés.

Les analyses ont montré que le renforcement par des nappes de géotextile améliore significativement la stabilité interne du remblai et réduit les risques de déformations plastiques et de tassements différentiels. Cela est crucial pour garantir la durabilité et la performance de la structure, surtout dans des projets de grande envergure tels que celui-ci. En outre, il a été souligné que la gestion efficace des volumes importants de matériaux et la prise en compte de leur hétérogénéité sont essentielles pour éviter les instabilités potentielles et les coûts supplémentaires associés aux mesures correctives post-construction. La complexité des solutions de renforcement et la difficulté d'attribuer les responsabilités en cas de désordres post-construction ont également été discutées, mettant en avant la nécessité d'une planification rigoureuse et d'un suivi continu.

En conclusion, l'intégration de techniques de renforcement comme les nappes de géotextile offre une solution viable pour améliorer la stabilité et la longévité des remblais de grande hauteur, tout en minimisant les risques et les coûts liés aux défaillances structurelles. Ce projet, en plus de contribuer à l'avancement des connaissances dans le domaine des infrastructures routières, offre des recommandations pratiques pour la mise en œuvre de remblais dans des projets similaires à l'avenir.

REFERENCES I^{er} CHAPITRE

[1] KHEMISSA, M. "CLASSIFICATION FRANÇAISE DES SOLS FINS ET DES MATÉRIAUX ROCHEUX ÉVOLUTIFS UTILISÉS EN CONSTRUCTION ROUTIÈRE."

[2] KHEMISSA, M. (1999). "Méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles." Actes du Séminaire sur les terrassements dans les grands travaux, ARAL, Sétif.

[3] LEROUEIL, S., M. Roy, et al. (1979). "Behavior of destructured natural clays." Journal of the Geotechnical Engineering Division **105**(6) : 759-778.

[4] Guide Des Terrassements Routier GTR.

[5] mémoire de master, OUARZIDINI, M. (2016). Renforcement des sols par colonnes ballastées : Page 48

[6] Lambert, S. (2000). "Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement." Sciences Eaux & Territoires (22 Ingénieries-EAT).

[7] OECD (1991) "Ground engineering applications of géotextiles in road construction and maintenance". Report of the Expert Group 18, published by Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1991.

[8] Manuel des Géotextiles Suisse (1988) Association suisse des professionnels de géotextiles (ASPG), Bureau c/o EMPA St-Gall.

REFERENCES II^{ème} CHAPITRE

[9] Reiffsteck, P. and S. Borel (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place, Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

[10] Guide technique • Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles.

[11] Khemissa, M. (2006). "Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes." Actes des JNGG.

[12] SCHLOSSER.F, MAGNAN J.P, « Cours de mécanique des sols de l'école nationale des pont et chaussées »,1984 (Paris).

[13] Williams, M. "EVALUATION DE LA STABILITE D'UNE ZONE A RISQUE COLONISEE PAR UN HABITAT SPONTANE : CAS D'ELOUMDEN (DEPARTEMENT DU MFOUNDI)."

[14] document technique « Géotechnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert en terrain alluvionnaire » rapport BRGM n°R36 818 45/GEG 1993

[15] Akou, Y. (1995). Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[16] BULLETIN DE LIAISON DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécial T - Mai 1973

REFERENCES III^{ème} CHAPITRE

[1] Rapport géotechnique du projet T-BB.

REFERENCES IV^{ème} CHAPITRE

[1] Alami, S. S., P. Reiffsteck, et al. (2017). Méthode d'estimation des tassements des sols fins sous les remblais d'infrastructures ferroviaires pour lignes à grande vitesse, EDP Sciences.

[2] Rapport géotechnique du projet T-BB.

[3] DESIGNERS' guide to EN 1997-1 / EUROCODE 7 : GEOTECHNICAL DESIGN GENERAL RULES.

[4] *Giroud,* 1975 ; *Poulos* et *Davis,* 1974.