

UNIVERSITÉ DE BLIDA

جامعة البليدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية



MÉMOIRE DE MASTER

**ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI ROUTIER, CAS
D'ETUDE PONT ROUTIER SITUE A LA VILLE D'EL TAREF**

Spécialité : Géotechnique

Présenté par :

- BENABDI Mohamed Salim
- KETFI Ibrahim

Encadré par :

- Dr. ZERARKA
- Mr. ZEBDJI Salim

Blida, Juillet 2023

RESUME

Ce travail est consacré à l'étude de stabilité d'un remblai à grand hauteur et étude de la stabilité des remblais d'accès en quart de cône de l'ouvrage d'art PK397 Au niveau de la Wilaya d'El Taref, pour les travaux de la réalisation du projet Autoroutier Est-Ouest d'Algérie. Pour cela on a devisé le travail en quatre chapitres :

En première temps, On présent des généralités sur les remblais et les méthodes de calcul ainsi les techniques de renforcement du sol.

Puis une présentation de projet et son étude géotechnique détaillée pour préparer la modélisation numérique qui sont terminé par la proposition des techniques de renforcement du sol selon deux variantes :

Paroi moulée plus géotextile modélisé par PLAXIS 2D et parements a talus plus géotextile par GEO5.

Mots clés : stabilité - remblai - géotechniques – Modélisation – géotextile - renforcement.

ملخص

خصص هذا العمل لدراسة ثبات سدود على ارتفاعات كبيرة ودراسة ثبات سدود الولوج ربع المخروطية للهيكل الهندسي على مستوى ولاية الطارف لأعمال تنفيذ المشروع مشروع الطريق السريع شرق-غرب في الجزائر. ولهذا قسمنا PK397 العمل إلى أربعة فصول:

أولاً، نقدم عموميات حول السدود وطرق الحساب بالإضافة إلى تقنيات تقوية التربة. ثم عرض المشروع ودراسته الجيوتقنية التفصيلية لإعداد النمذجة الرقمية مع الانتهاء من اقتراح تقنيات تقوية التربة وفق خيارين:

وواجهات السدود بالإضافة PLAXIS 2D جدار الحجاب الحاجز بالإضافة إلى التكسية الأرضية التي تم تصميمها بواسطة GEO5 إلى التكسية الأرضية بواسطة

الكلمات المفتاحية: الثبات – الردم – الجيوتقنية – النمذجة – الجيوتكستيل – التسليح.

ABSTRACT

This work is devoted to the study of the stability of an embankment at great height and study of the stability of the quarter-cone access embankments of the PK397 engineering structure at the level of the Wilaya of El Taref, for the work of carrying out the East-West Highway project in Algeria. For this we divided the work into four chapters:

Firstly, we present generalities on embankments and calculation methods as well as soil reinforcement techniques.

Then a project presentation and its detailed geotechnical study to prepare the digital modeling which is finished with the proposal of soil reinforcement techniques according to two variants: Diaphragm wall plus geotextile modeled by PLAXIS 2D and embankment facings plus geotextile by GEO5.

Key words: stability - backfill - geotechnical - Modeling - geotextile - reinforcement.

Remerciement

En premier lieu nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons tout d'abord à remercier, nous très chers parents qui nous ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui ont été à nos côtés et nous ont soutenus durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leurs vies afin de nous voir devenir ce que on est. Et nos sœurs et nos frères.

On adresse nos vifs remerciements à notre Promotrice **DR. ZERARKA** pour l'aide qu'elle nous a apporté et pour nous avoir encadrées et accompagnées tout au long de ce travail,

Aussi nous tenons à remercier le **BET KERRA TERRA** pour la proposition de sujet et bien particulièrement **Mr. Salim ZEBDJI**, qu'il nous a accompagné, pour l'aide qu'il nous a apporté et les Conditions agréables qu'il a mis à notre disposition.

Nous voudrions aussi remercier une personne qui a consacré une partie de son temps pour nous aider, **Mr. Amar BOUZID** dans la formation du logiciel **PLAXIS**.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

En fin nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

Dédicace

« La vie n'est qu'un éclair et un jour de réussite, est un jour très cher ».

A mon cher père **Djamel**, à ma chère mère **Aicha**,

Affables, honorables, aimables,

Vous représentez pour moi les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent, que dieu vous protège et vous garde.

A mes chers frères **Fateh** et son épouse **Meriem**, **Hakim** et son épouse **Sarah**, et **Mustapha**.

A ma très chère sœur unique **Rania**, que je lui souhaite une bonne réussite dans ses études.

A ma très chère cousine **Nesrine**, que je lui souhaite une longue vie pleine de bonheur.

A mes chers neveux **Chahine** et **Eline** qui sont la source de bonheur et de joie et dont je leur souhaite une longue vie.

A tous nos familles **BENABDI** et **DRICI**, spécialement mes chères tantes maternelles, **Nacera**,

Fatma Zohra, et **Fouzia**.

A mes chers voisins **DOUALANE Mohamed**, **Ilhem** et leur fille **Djazia**.

Je dédie ce travail à cette dernière **Djazia** l'architecte qui m'a aidée et soutenue afin de contribuer à ce travail.

A mes très chers amis **Amar ALSHEIKH**, **Rami**, **Hamza**, **Fateh**.

A mon cher binôme **KETFI Brahim**. Ça fait plaisir de finir ce parcours ensemble.

A tous mes camarades de groupe dont on a passé une agréable année ensemble.

A tous mes enseignant(e)s, particulièrement notre promotrice **Docteur ZERARKA** que je lui souhaite une longue vie pleine de succès et de bonheur.

A toutes ces personnes évoquées, je dédie ce modeste travail en termes d'amour et de profonde gratitude.

Mohamed Salim

Dédicace

Je Dédié ce Modest travail:

A mes parents qui nous ont guidés durant les moments les plus
Pénibles de ce long chemin, mes parents qui ont été à nos côtés et
Nous ont soutenus durant toute nos vies, qu'ils ont sacrifiés toute
Leurs vies afin de nous voir devenir ce que nous sommes

Aujourd'hui.

J'espère qu'ils Trouveront ici le fruit de leurs sacrifices pour nous

A nos sœurs, ainsi qu'à tous mes amis sans exception.

A toute ma famille.

Ce travail est dédié pour vous tous

Ibrahim Ketfi

Liste de symbole

Z : profondeur

L : longueur

IL : Limite de liquidité

IP : Limite de plasticité

γ_d : La densité sèche

γ_h : La densité humide

γ_w : Poids volumique de l'eau

γ_s : Poids volumique des grains

γ_r : Poids volumique de remblai

γ' : Poids volumique déjaugé de sol

γ_{sat} : Poids volumique saturé

w : La teneur en eau naturel

w_{sat} : La teneur de saturation

W_n : Poids de la tranche

S_r : Le degré de saturation

e : Indice des vides

C : la cohésion

C_u : la cohésion non drainé

φ : L'angle de frottement

C_c : Coefficient de tassement

E_m : Module pressiométrique ou module de Menard. Ou le module de déformation

q : pression verticale transmise au sol

δ_{v0} : La contrainte effective initiale

$\delta v'$: La contrainte effective finale

A : coefficient d'accélération de zone

k_h : coefficient d'accélération sismique horizontal

E : module d'élasticité (module d'Young)

F_s : coefficient de sécurité

G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

H : hauteur du talus

I_D : l'indice de densité

C_U : coefficient d'uniformité

N_c : coefficient de portance

S_i : tassement instantané

S_c : tassement de consolidation

L : longitudinale

T : Transversal

H_1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.

H_r : Hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel

R_t : Hauteur total du remblai à construire.

t : pourcentage de tassement prévue.

Liste des abréviations

PET : le polyester

PE : le polyéthylène

PA : le polyamide

GTR : guide des terrassements routiers.

PK : point kilométrique.

Table des matières

RESUME

ملخص

ABSTRACT

Remerciement

Dédicace

Dédicace

Liste de symbol

Table des matières

LISTE DES TABLEAUX

LA LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE	22
Chapitre 1 : étude bibliographique	
I.1 Introduction	23
I.2 Généralités sur les remblais	23
I.2.1. Le Remblai.....	23
I.2.2. Le remblaiement	24
I.2.3. Les remblais de grande hauteur	25
I.2.4. Calcul théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur	25
I.2.4.1. La Géométrie du remblai	25
I.2.4.2. Méthodes de dimensionnement des remblais.....	26
I.2.5. Hauteur totale des remblais.....	28
I.3. Les type de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai	29

I.3.1. Modes de déformations des grands remblais.....	30
I.3.2.Poinçonnement du sol de fondation :.....	30
I.3.3.Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement).....	31
I.3.4. Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai.....	32
I.3.5. Tassement de sol de fondation.....	32
I.3.6. Etude des tassements du sol de fondation.....	33
I.3.7. Principe de calcul des Tassements.....	33
I.3.8. Les Principales méthodes de calcul des tassements.....	34
I.3.9.Le drainage	34
I.3.10.Méthodes d'analyse de la stabilité des remblai	35
I.3.11.Notion de facteur de sécurité	36
I.3.12.Études de la stabilité des pentes.....	36
I.3.12.1.Méthodes Analytiques	36
- Méthodes d'équilibre limite :.....	37
I.3.12.2. Méthodes Numériques	43
I.3.13. Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis.....	44
I.3.14. Logiciels de calculs par ordinateur	44
I.3.15. Méthode des caractéristiques de contraintes.....	46
I.3.16.Analyse	46
I.4. Soutènement	47
I.4.1.Introduction.....	47
I.4.2.Types de soutènement :.....	47
I.4.2.1.Les rideaux :.....	47

I.4.2.2. Les murs de soutènement classique :	48
I.4.3. Les massifs en terre renforcés (le sol renforcé ou le sol synthétique)	52
I.4.4. Types de renforcement.....	52
I.4.5. Murs en remblai renforcé par géo-synthétiques	55
I.4.6. Matériau de remblai	56
I.4.7. Système de parement	56
I.5. Les géo-synthétique.....	57
I.5.1. Définition	57
I.5.2. Principales fonctions des géotextiles	58
I.5.3. Matières premières de géotextiles.....	60
I.5.4. Caractéristiques des géotextiles	60
I.5.4.1. Propriétés physiques	60
I.5.4.2. Propriétés mécaniques	61
I.5.4.3. Propriétés hydrauliques.....	61
I.5.5. Avantages –Inconvénients de la technique de renforcement par géo-synthétiques : ..	62
I.6. Conclusion	63
 Chapitre 2 : présentation du projet	
II.1. Introduction	64
II.2. Situation géographique de la région.....	64
II.3. Situation topographique du site.....	65
II.4. Données Géologiques.....	66
II.5. Hydrogéologie.....	66
II.6. Niveau D'eau :	66

II.7. Climat.....	67
II.8. Sismicité.....	67
II.9. Classification du site	68
II.10. Conclusion.....	69

Chapitre 3 : étude géotechnique

Introduction :.....	70
III.2. La reconnaissance Géotechnique.....	70
III.3. Les essais in situ	70
III.4. Au laboratoire	70
III.5 Interprétation des essais :.....	71
III.6 Sondages carottés.....	71
III.7. Résultats des essais Standard Pénétration Test (SPT)	74
III.8. Les essais de laboratoire	77
III.8.1. Les paramètres physiques	77
A)- propriétés physique	77
B)- Analyse granulométrique	78
C)- Classification des sols	80

D)-Limites d'Atterberg	87
E)-Étude d'homogénéité	88
III.8.2. Paramètres mécaniques	90
III.9.Conclusion	91

Chapitre 4 : modélisation numérique

IV.1- Introduction :	92
IV.2- Présentation de logiciel Plaxis2D	92
IV.3 Type de comportement des matériaux	92
IV.4 Etape de modélisation	92
IV.5 Etude de stabilité.....	93
IV.5.1.Etude de la coupe (E-E).....	94
IV.5.1.1.Stabilité de talus à l'état initial.....	94
IV.5.1.2.Maillage adopté.....	95
VI.5.1.3. Analyses et résultats.....	97
VI.5.1.4. Interprétation des résultats	99
VI.5.1.5.Etude de renforcement de remblai	99
IV.6. Les profile étudiés :.....	102
IV.6.1.Profile (coupe A-A) :.....	102
IV.6.1.1. Stabilité de talus à l'état initial :.....	103
IV.6.1.2. Maillage adopté.....	103
IV.6.1.3. Etude de renforcement du remblai coupe A-A :	106
IV.6.1.4. Maillage adopté.....	107
IV.6.2.Profile (coupe B-B).....	110
IV.6.2.1. Stabilité de talus à l'état initial :.....	111
IV.6.2.2. Maillage adopté.....	111
IV.6.2.3. Etude de renforcement du remblai :	115

IV.6.2.4. Maillage adopté.....	116
IV.6.3.Profile (coupe C-C).....	120
IV.6.3.1. Stabilité de talus à l'état initial :.....	121
IV.6.3.2. Maillage adopté.....	121
IV.6.3.3. Traitement de renforcement du remblai :.....	125
IV.6.3.4. Maillage adopté.....	126
IV.6.4.Profile (coupe D-D).....	130
IV.6.4.1. Stabilité de talus à l'état initial :.....	131
IV.6.4.2. Maillage adopté.....	131
IV.6.4.3.Traitement de de renforcement du remblai :.....	135
IV.6.4.4. Maillage adopté.....	136
Récapitulation :.....	140
IV.7. Présentation de logiciel GEO5.....	141
IV.7.1. Généralité concernant le procédé des massifs renforce par géotextiles et parement Atalus.....	142
IV.7.2. Les profile étudiés :.....	143
IV.7.2.1. (coupe A-A) :.....	143
IV.6.2.2. (coupe B-B) :.....	145
IV.6.2.3. (coupe C-C) :.....	147
IV.6.2.4. (coupe D-D) :.....	150
Récapitulation :.....	152
Conclusion.....	152
Conclusion générale.....	153
Référence et bibliographie.....	154

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur.....	27
Tableau I.2 : Différentes classes de matériau de remblai.....	56
Tableau I.3 : Propriétés physiques du géotextile.....	61
Tableau I.4 : Propriétés mécaniques du géotextile.....	61
Tableau I.5 : Propriétés hydrauliques du géotextile.....	62
Tableau I.6 : Avantages –Inconvénients de la technique de renforcement par géo-synthétiques	63
Tableau II.1. Le coefficient de l'accélération sismique	68
Tableau III.1: Résultats des essais au Standard Pénétration Test (SPT).....	75
Tableau III.2: propriétés physique du sol.....	77
Tableau III.3: Résultats de l'analyse granulométrique.....	79
Tableau III.4: Classification des sols.....	87
Tableau III.5: paramètre physique des sol.....	90
Tableau III.6: paramètre mécanique des sol.....	91
Tableau IV.1 : présenté les caractéristiques du sol.....	95
Tableau IV.2 : présenté les caractéristiques du géo-synthétique.....	100
Tableau IV.3 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.....	107
Tableau IV.4 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.....	116
Tableau IV.5 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.....	126
Tableau IV.6 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.....	136
Tableau IV.7 : tableau récapitulatif.....	141
Tableau IV.8 : Spécification technique pour Bloc ATALUS.....	143
Tableau IV.9 : tableau récapitulatif.....	152

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Types de Remblai (ferroviaire, routier)	23
Figure I.2: Exemples de Remblai.....	24
Figure I.3: Remblai de grande hauteur.....	25
Figure I.4: Caractéristiques géométrique d'un remblai.....	26
Figure I.5: la construction par couches du remblai	28
Figure I.6: Remblai isolé.....	29
Figure I.7: Répartition des contraintes à la base du remblai	29
Figure I.8: Augmentation progressive du poids volumique.....	30
Figure I.9: Phasage de la construction par couches	30
Figure I.10: Rupture par poinçonnement	31
Figure I.11: Rupture rotationnel sans fissuration.....	32
Figure I.12: Rupture rotationnel avec fissuration	32
Figure I. 13: Allure de la courbe déconsolidation.....	33
Figure I.14: Principales méthodes de calcul de tassement.....	34
Figure I.15 .Utilisation du géotextile pour le drainage.....	35
Figure I.16: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.....	36
Figure I.17: Surface de rupture potentielle	37
Figure I.18: Schéma d'analyse de la stabilité à la rupture.....	39
Figure I.19: Découpage d'un talus (ou d'un remblai) en tranches.....	39
Figure I.20: Forces sur une tranche.	40
Figure I.21: Schéma de calcul selon la méthode de Fellenius.....	41
Figure I.22: Exemple de résultat de calcul de stabilité: recherche du cercle de rupture le plus défavorable.....	45
Figure I.23: les rideaux.....	48
Figure I.24: schéma de mur de soutènement poids.....	48
Figure I.25: schéma de mur en paroi préfabriqué.....	49
Figure I.26: mur en terre armé.....	49
Figure I.27: paroi ancrée.....	50
Figure I.28: paroi berlinoise.....	50

Figure I.29: mur en gabion.....	51
Figure I.30: mur en paroi modulaire.....	51
Figure I.31: mur en bois.....	52
Figure I.32: Renforcement par ajout de matériaux.....	53
Figure I.33: Renforcement par injection.....	53
Figure I.34: Renforcement par compactage.....	54
Figure I.35: Renforcement par ancrage.....	54
Figure I.36: Renforcement par drainage.....	54
Figure I.37: Renforcement par murs de soutènement.....	55
Figure I.38: Mur en sol renforcé par géo-synthétiques.....	55
Figure I.39: définition d'une nappe et bande selon NFG38064.....	56
Figure I.40: Exemple de parement dur incline.....	57
Figure I.41: Exemple du géotextile tissé et non tissé.....	57
Figure I.42: Exemple du géotextile tricot.....	58
Figure I.43: Exemple du Pose de nappe de géo-synthétique.....	59
Figure I.44: Mouvement de terres (érosion).....	60
Figure II.1 : Situation géographique de la wilaya EL TAREF.....	64
Figure II.2 : Image satellitaire illustrant la situation du site étudié.....	65
Figure II.3 : Image satellitaire illustrant la situation du site étudié.....	65
Figure II.4: localisation du principales ressources en eaux dans la région d'étude.....	66
Figure II.5 : Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.....	68
Figure IV.1: Levé topographique des profils étudiier.....	93
Figure IV.2: coupe lithologique des remblais.....	94
Figure IV.3: Modalisation du talus à l'état actuel sur plaxis2D.....	94
Figure IV.4: Maillage adopté.....	95
Figure IV.5: présentations des contraintes effectives.....	96
Figure IV.6: Présentation de contrainte verticale	96
Figure IV.7: Présentation de total déplacement	97
Figure IV. 8 : Présentation de facteur de sécurité.....	98
Figure IV.9 : le déplacement horizontal du sol.....	98
Figure IV.10 : le déplacement vertical du sol.....	99

Figure IV.11 : Modélisation de confortement de remblai.....	100
Figure IV.12 : schéma représentant la déformée de remblai	100
Figure IV.13 : le déplacement horizontal du sol.....	101
Figure IV.14 : le déplacement vertical du sol.....	101
Figure IV.15 : Présentation de facteur de sécurité.....	102
Figure IV.16 : coupe l'éthologie de profil.....	102
Figure IV.17 : coupe A-A par plaxis2D.....	103
Figure IV.18 : Maillage adopté.....	103
Figure IV.19 : présentations des contraintes effectives.....	104
Figure IV.20 : le déplacement total du sol	104
Figure IV.21 : le déplacement horizontal du sol.....	105
Figure IV.22 : le déplacement vertical du sol.....	105
Figure IV.23 : Présentation de facteur de sécurité.....	106
Figure IV.24 : Modélisation de confortement de Coupe A-A par plaxis 2D après excavation.....	107
Figure IV.25 : Maillage adopté.....	108
Figure IV.26 : le déplacement total du sol	108
Figure IV.27 : le déplacement horizontal du sol.....	109
Figure IV.28 : le déplacement vertical du sol.....	109
Figure IV.29 : Présentation de facteur de sécurité.....	110
Figure IV.30 : coupe l'éthologie de profil.....	110
Figure IV.31 : coupe B-B par plaxis2D.....	111
Figure IV.32 : Maillage adopté.....	112
Figure IV.33 : présentations des pressions interstitielles.....	112
Figure IV.34 : présentations des contraintes effectives.....	113
Figure IV.35 : le déplacement total du sol.....	113
Figure IV.36 : le déplacement horizontal du sol.....	114
Figure IV.37 : le déplacement vertical du sol.....	114
Figure IV.38 : Présentation de facteur de sécurité.....	115
Figure IV.39 : Modélisation de confortement de Coupe B-B par plaxis 2D.....	116
Figure IV.40 : Maillage adopté.....	117

Figure IV.41 : présentations des pressions interstitielles.....	117
Figure IV.42 : présentations des contraintes effectives.....	118
Figure IV.43 : présentations des déformations.....	118
Figure IV.44 : le déplacement horizontal du sol.....	119
Figure IV.45 : le déplacement vertical du sol.....	119
Figure IV.46 : Présentation de facteur de sécurité.....	120
Figure IV.47 : coupe l'éthologie de profil.....	120
Figure IV.48 : coupe C-C par plaxis2D.....	121
Figure IV.49 : Maillage adopté.....	122
Figure IV.50 : présentations des pressions interstitielles.....	122
Figure IV.51 : présentations des contraintes effectives.....	123
Figure IV.52 : le déplacement total du sol.....	123
Figure IV.53 : le déplacement horizontal du sol.....	124
Figure IV.54 : le déplacement vertical du sol.....	124
Figure IV.55 : Présentation de facteur de sécurité.....	125
Figure IV.56 : Modélisation de confortement de Coupe A-A par plaxis 2D.....	126
Figure IV.57 : Maillage adopté.....	127
Figure IV.58 : présentations des pressions interstitielles.....	127
Figure IV.59 : présentations des contraintes effectives.....	128
Figure IV.60 : présentations des déformations.....	128
Figure IV.61 : le déplacement horizontal du sol.....	129
Figure IV.62 : le déplacement vertical du sol.....	129
Figure IV.63 : Présentation de facteur de sécurité.....	130
Figure IV.64 : coupe l'éthologie de profil.....	130
Figure IV.65 : coupe D-D par plaxis2D.....	131
Figure IV.66 : Maillage adopté.....	132
Figure IV.67 : présentations des pressions interstitielles.....	132
Figure IV.68 : présentations des contraintes effectives.....	133
Figure IV.69 : Présentation le déplacement total du sol.....	133
Figure IV.70 : le déplacement horizontal du sol.....	134
Figure IV.71 : le déplacement vertical du sol.....	134

Figure IV.72 : Présentation de facteur de sécurité.....	135
Figure IV.73 : coupe C-C par plaxis2D.....	136
Figure IV.74 : Maillage adopté.....	137
Figure IV.75 : présentations des pressions interstitielles.....	137
Figure IV.76 : présentations des contraintes effectives.....	138
Figure IV.77 : présentations des déformations.....	138
Figure IV.78 : présentations de déplacement horizontal.....	139
Figure IV.79 : présentations de déplacement vertical.....	139
Figure IV.80 : Présentation de facteur de sécurité.....	140
Figure IV.81 : Modélisation de confortement de Coupe A-A par GEO5.....	144
Figure IV.82 : Présentation de facteur de sécurité.....	144
Figure IV.83 : Présentation les valeurs des forces et les moments	145
Figure IV.84 : Modélisation de confortement de Coupe B-B par GEO5.....	146
Figure IV.85 : Présentation de facteur de sécurité.....	146
Figure IV.86 : Présentation les valeurs des forces et les moments	147
Figure IV.87 : Modélisation de confortement de Coupe C-C par GEO5.....	148
Figure IV.88 : Présentation de facteur de sécurité.....	148
Figure IV.89 : Présentation les valeurs des forces et les moments	149
Figure IV.90 : Modélisation de confortement de Coupe D-D par GEO5.....	150
Figure IV.91 : Présentation de facteur de sécurité.....	150
Figure IV.92 : Présentation les valeurs des forces et les moments	151

INTRODUCTION GENERALE

La construction des routes sur les remblais pose de nombreux problèmes (stabilité, tassement, déformation). Un remblai est généralement réalisé par couches successives, avec compactage de chaque couche au moyen de compacteurs statiques ou dynamique. Cela permet de conférer au terrain la densité choisie et tasser les matériaux mis en place pour réduire les vides et augmente sa résistance.

Le calcul des remblais a été élaboré du point de vue de la stabilité. En prenant en considération les déformations avant la rupture qui s'avèrent de plus en plus nécessaires dans la pratique de l'ingénieur.

L'étude de stabilité des remblais, se base généralement sur l'analyse de leur stabilité par le calcul des facteurs de sécurité, pour assurer cette stabilité en a proposé des solutions de renforcement pour améliorer sa résistance comme les géo synthétiques, les parois moulées et les atalus.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude de stabilité d'un remblai routier. Le cas étudié concerne la réalisation d'un ouvrage d'art (pont) au PK397 situé à l'EST du centre-ville d'EL TAREF sur environs 2 Km, il s'agit d'un passage supérieur sur environs 35ml, traversant la route nationale N 44.

Le but de ce projet de fin d'études est travaillé avec les deux méthodes de calcul, nous avons proposés des solutions de renforcement, modélisés par PLAXIS qui est basé sur MEF (méthode des éléments finis), et d'autres solutions par le logiciel GEO5 basé sur la méthode d'équilibre limite.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres qui sont comme suit :

Introduction générale

Chapitre 1 : étude bibliographique

Chapitre 2 : présentation du projet

Chapitre 3 : étude géotechnique

Chapitre 4 : modélisation numérique

Conclusion général

I.1 Introduction

Le passage par ce chapitre est une étape essentielle dans le processus de recherche, elle permet de tirer le maximum d'informations et de connaissances possibles sur le thème.

C'est un chapitre préliminaire, dans lequel on peut former un support théorique, en commençant par les généralités sur les remblais, en précisant leurs réalisations qui sont fait par plusieurs couches successives, avec compactage de chaque couche. Etant donné que les travaux de construction sont réalisés sur un sol compressible ou instable, il y a une possibilité de tassement. Par ailleurs, lorsque la surcharge du sol naturel est largement augmentée, le problème du tassement ou de glissement se pose.

Pour évite les problèmes de tassement et de glissement il faut renforcer le sol, les techniques de renforcement sont exposé dans ce chapitre sont les géosynthétiques , et par l'utilisation des murs de soutènement (classiques ou rideaux), Tous ces éléments permettent d'assurer la stabilité des remblais.

I.2 Généralités sur les remblais

I.2.1. Le Remblai

Un remblai est une structure en terre créée en appliquant un matériau pour élever ou niveler le sol naturel. Il doit pouvoir résister aux sollicitations ultérieures (trafic routier ou ferroviaire) sans déformations préjudiciables (tassement, glissement), (Voir la figure I.1.).



Figure I.1: Types de Remblai (ferroviaire, routier)

La qualité des remblais est déterminée par le type de matériau à partir duquel ils sont fabriqués et la manière dont ils sont utilisés. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).

I.2.2. Le remblaiement

Le remblaiement est la partie des travaux de terrassement qui prépare et façonne le sol pour avoir des caractéristiques adaptées aux structures de réception. Il peut s'agir de terrains utilisés pour la construction de bâtiments, de jardins, de terrasses ou de routes.

Le remblaiement est donc important pour combler les vides et les tranchées et fournir une bonne fondation pour les nouvelles structures. S'agissant de travaux réglementés, il convient de consulter l'autorité compétente pour assurer que le remblaiement est autorisé sur le terrain. (Voir la figure I.2).

Le remblaiement doit passer par des étapes qui sont :

- Le ponçage de la terre végétale.
- La réalisation des tranchées.
- L'installation des fosses et des regards.
- La mise en place des couches des sols.
- Le compactage par machine.



Figure I.2: Remblai allégé aux granulats d'argile expansée

I.2.3. Les remblais de grande hauteur

Les remblais de grande hauteur font référence à des ouvrages de génie civil conçus pour surélever ou rehausser des terrains, généralement dans le but de construire des infrastructures telles que des routes, des voies ferrées, des ponts ou des bâtiments.

Ces remblais sont réalisés en ajoutant des matériaux de remblai tels que de la terre, du sable, des gravats ou des roches concassées. Lorsque l'on parle de remblais de grande hauteur, cela implique généralement des ouvrages où la hauteur de remblai est considérable, dépassant les normes courantes. Les raisons de construire des remblais de grande hauteur peuvent être variées.

La construction de remblais de grande hauteur nécessite une planification minutieuse et une expertise en ingénierie. Des études géotechniques approfondies sont réalisées pour évaluer les caractéristiques du sol existant et déterminer les matériaux de remblai appropriés. Des techniques de compactage peuvent être utilisées pour garantir la stabilité du remblai et prévenir les tassements excessifs (Voir la figure I.3).



Figure I.3 : Remblai de grande hauteur

I.2.4. Calcul théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique.

I.2.4.1. La Géométrie du remblai

La géométrie d'un remblai se réfère à la forme et aux caractéristiques géométriques de sa structure. Elle est déterminée en fonction des exigences spécifiques du projet et des contraintes géotechniques du site.

Les éléments importants de la géométrie d'un remblai :

- Profil en travers : Il s'agit de la représentation de la section transversale du remblai.
- Pente du talus : La pente du talus fait référence à l'inclinaison de la surface du remblai.
- Largeur de la plateforme : La largeur de la plateforme correspond à la largeur horizontale du sommet du remblai.
- Longueur du remblai : La longueur du remblai fait référence à la distance totale de la structure
- Hauteur du remblai : La hauteur du remblai correspond à la différence de niveau entre la surface d'origine du terrain et le sommet du remblai.

La figure I.4 présente le profil transversal d'un remblai. h représente la hauteur du remblai et (i) la pente.

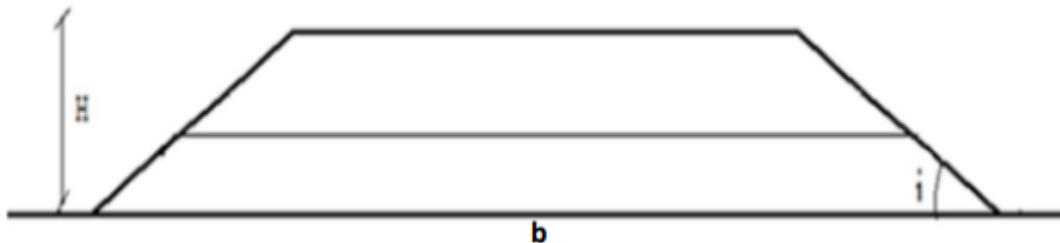


Figure I.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai.

1.2.4.2. Méthodes de dimensionnement des remblais

Le dimensionnement du corps principal d'un remblai comprend plusieurs choix importants qui déterminent la configuration et les caractéristiques de la structure. Voici quelques éléments clés à prendre en compte lors du dimensionnement d'un remblai :

➤ Pente De Remblai :

Afin d'obtenir un équilibre stable, nécessaire à une bonne rétention des terres dans les remblais et les fossés, il convient de donner aux remblais qui limitent ces terrassements une inclinaison appropriée. La pente est définie par :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale Pente : $Tg(i) = h / b$
- L'angle (i) doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé ϕ . [1]

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

➤ **L'épaisseur des couches de remblai :**

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

$$\Delta c_u = \gamma H_1 \cdot \text{Tg } \varphi \text{ Cu.}$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant :

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

Où :

- $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction de remblai.
- C_u est la cohésion non drainé.
- F est le coefficient de sécurité.

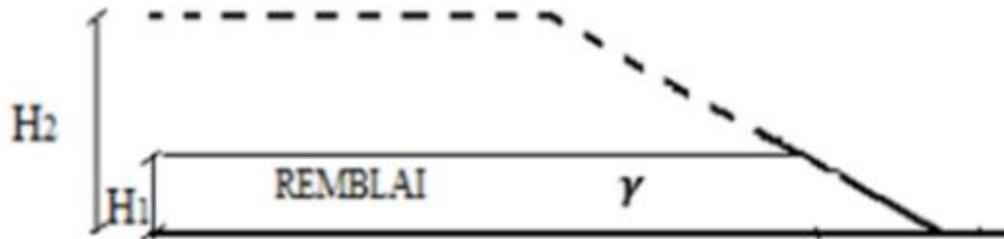


Figure I.5. La construction par couches du remblai

H 1 : Épaisseur 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 étagée permet de profiter de cette propriété des sols, qui dans leur état naturel ne peuvent pas supporter la pleine charge envisagée : le remblai est construit en couches ; l'épaisseur des couches suivantes dépend de la résistance du sol obtenue par consolidation en fin de l'étape précédente, déterminée par des calculs de stabilité.

I.2.5. Hauteur totale des remblais

GTR (Guide des terrassements routiers) limite les remblais à des hauteurs :

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

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

$$R_t = H_r \times \frac{100}{100 - t}$$

Où

- R_t : hauteur totale du remblai à construire.
- H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé de la surcharge.
- t : pourcentage de tassement prévu.

I.3. Les type de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour représenter la construction des remblais d'isolement :

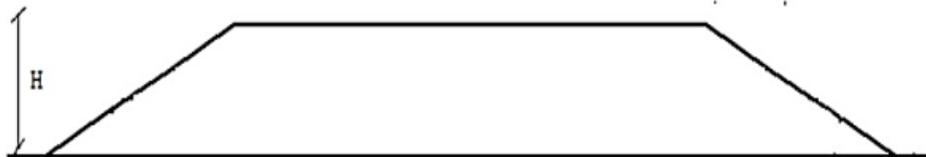


Figure I.6 : Remblai isolé

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

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment flexible et libre de déformation latérale à sa base (Fig. 1.7). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H , on suppose généralement que dans la région centrale la répartition des contraintes au fond du remblai est verticale, uniforme et égale à $\gamma.H$.

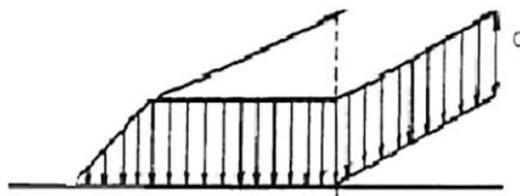


Figure I.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai

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

L'inconvénient de cette méthode est que toute la rigidité du remblai est appliquée à la fois, mais seulement une petite fraction de son poids. Chaque fois qu'un ouvrage est construit, tous les nœuds du remblai se déforment instantanément. À proprement parler, ce calcul ne peut pas représenter une expérience de centrifugation dans laquelle la gravité augmente progressivement. Cependant, pour les problèmes courants, cette

méthode est encore souvent utilisée, alors seule la déformation du sol de fondation peut être utilisée.

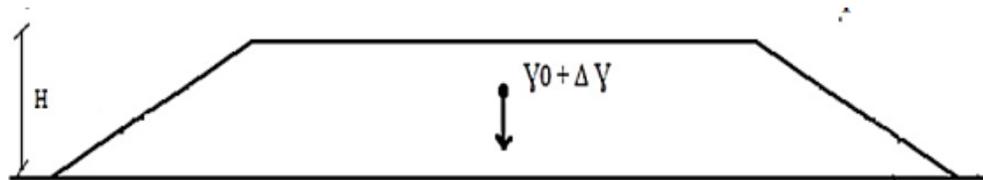


Figure I.8 : Augmentation progressive du poids volumique

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

Cette approche est la plus satisfaisante car elle permet une ingénierie structurale par incorporation de couches successives de sol (terrassement). Des calculs par éléments finis sont ensuite réalisés en plusieurs étapes, en respectant au plus juste l'âge de la pièce et les techniques utilisées.

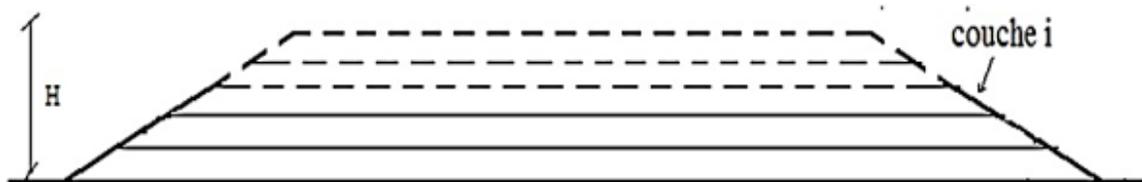


Figure I.9 : Phasage de la construction par couches

I.3.1. Modes de déformations des grands remblais

Les ruptures de remblai sur argiles molles ont des caractéristiques particulières dues à la présence fréquente de croûtes superficielles altérées et fissurées, et leur rôle est important dans la définition des modes de rupture des remblais et dans le choix des modèles de calcul appropriés. Cette caractéristique est liée à la grande résistance au cisaillement de ce matériau de croûte ou de remblai lors de l'agglomération. En fonction de l'importance de cette couche, les dégradations de talus observées ont été classées en trois grandes catégories. [2]

I.3.2. Poinçonnement du sol de fondation :

En l'absence de croûte superficielle, les remblais se comportent comme des poutres en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire au bas de la pente, provoquant l'affaissement de la pente sans cisailier la couche molle et le poinçonnement ultérieur. Deux perles se forment de part et d'autre de la pente naturelle du niveau du sol (Voir la figure I.10).

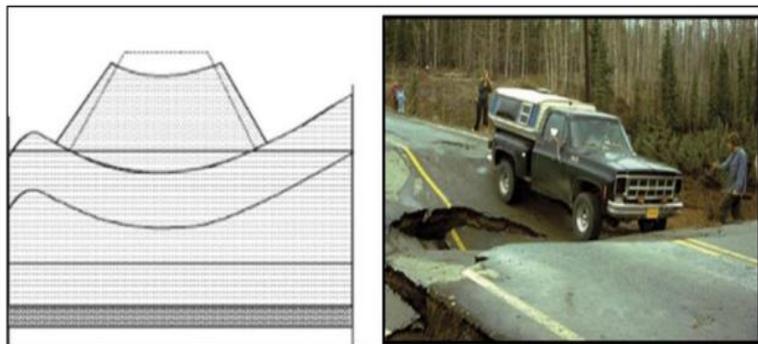


Figure I.10 : Rupture par poinçonnement

Instabilité de la capacité portante due au poinçonnement des couches de sol meubles en raison de la compressibilité. (L'ensemble du remblai s'affaissera, comprimant le sol des deux côtés). Ce type d'instabilité se produit dans des couches de sol très molles.

I.3.3. Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement)

Si la croûte est plus épaisse et plus solide que le sol mou, le déplacement horizontal de la couche molle ne sera pas transmis au remblai et les fissures ne se produiront pas. La rupture par rotation est la forme la plus courante de glissement. Le glissement crée une berge distincte dans la tête, une pente dans la berge et un renflement dans le pied.

Ces glissements sont généralement profonds et la surface de fracture est souvent tangente au socle rocheux (sauf si le socle rocheux est très profond). La stabilité des remblais sur sol meuble est très importante à court terme pendant ou à la fin des opérations de construction. Après cela, la force de cohésion non drainée augmente, et avec elle le facteur de sécurité. Plus le sol est imperméable, plus le temps de transit à long terme est long.

Une sélection soignée de la géométrie du barrage lors de la construction du barrage peut empêcher la fissuration du barrage due à l'action des contraintes de cisaillement induites dans les blocs de fondation. La validation de ce choix est généralement effectuée en calculant l'équilibre à l'aide d'une région de défaillance possible circulaire. (Voir la figure I.11). [2]

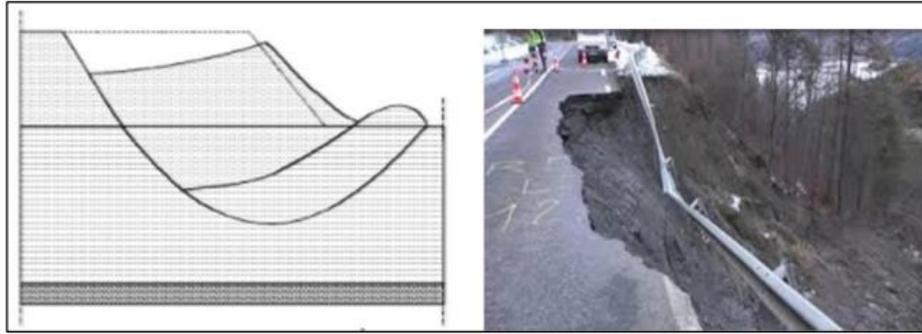


Figure I.11 : Rupture rotationnel sans fissuration.

I.3.4. Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le Corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement.

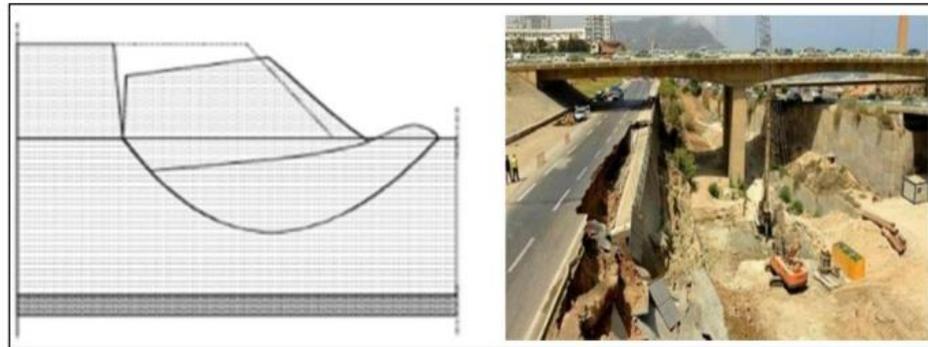


Figure I.12 : Rupture rotationnel avec fissuration

I.3.5. Tassement de sol de fondation

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes.

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. 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.

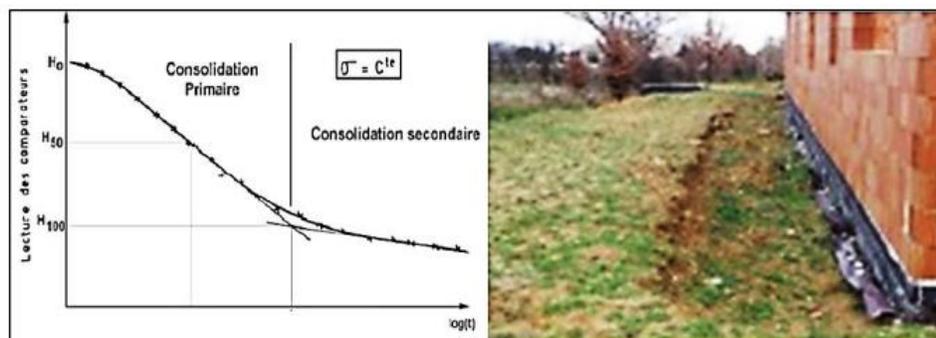


Figure I.13 : Allure de la courbe de consolidation

Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris.

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape.

I.3.6. Etude des tassements du sol de fondation

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes de tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al, 1984).

I.3.7. Principe de calcul des Tassements

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai œnométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes :

Couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988). Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation. A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : Remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes D'aérodromes ou à des voies ferroviaires.

I.3.8. Les Principales méthodes de calcul des tassements

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes (selon le type D'ouvrage nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

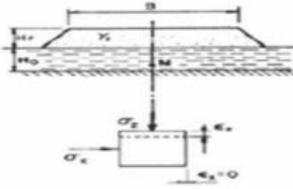
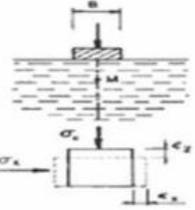
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
<p>Ouvrages concernés .les remblais de grandes dimensions :</p> 	<p>Ouvrages concernés .fondation ponctuelle ou linéaire :</p> 

Figure I.14 : Principales méthodes de calcul des tassements

I.3.9. Le drainage

Le drainage est un aménagement du sol permettant un meilleur écoulement des eaux de pluie et d'arrosage, L'objectif d'un drainage est d'enlever l'excédent d'eau présent dans le sol qui entraîne une accumulation de ces eaux en pied de fondation, mais aussi sous la dalle.

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions

interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés.

Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés. Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe. (Voir la figure I.15).

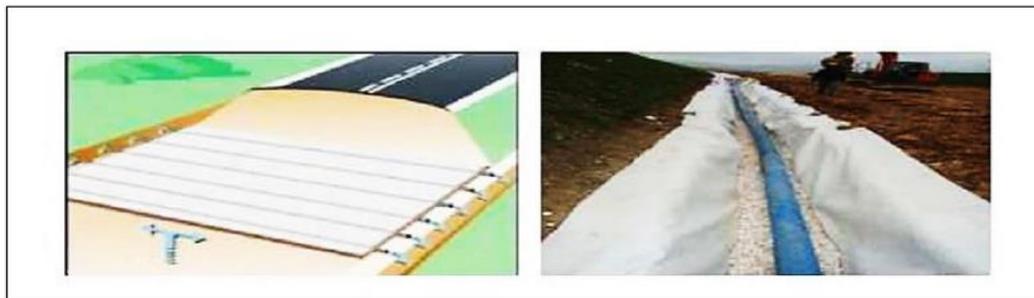


Figure I.15. Utilisation du géotextile pour le drainage

I.3.10.Méthodes d'analyse de la stabilité des remblai

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. [2]

I.3.11. Notion de facteur de sécurité

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

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

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture. (Voir la figure I.16).

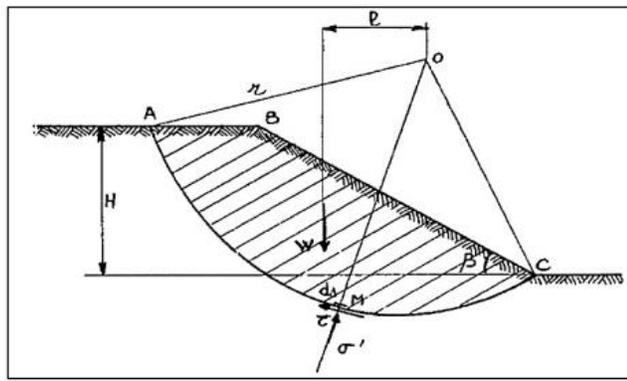


Figure I.16: Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

Si $F_s > 1,5$ il n'y a pas rupture.

Si $F_s < 1,5$ il n'y a rupture ;

Si $F_s = 1,5$ 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.

I.3.12. Études de la stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

→ Les méthodes analytiques.

→ Les méthodes numériques.

I.3.12.1. Méthodes Analytiques

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

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle). (Voir la figure I.17).

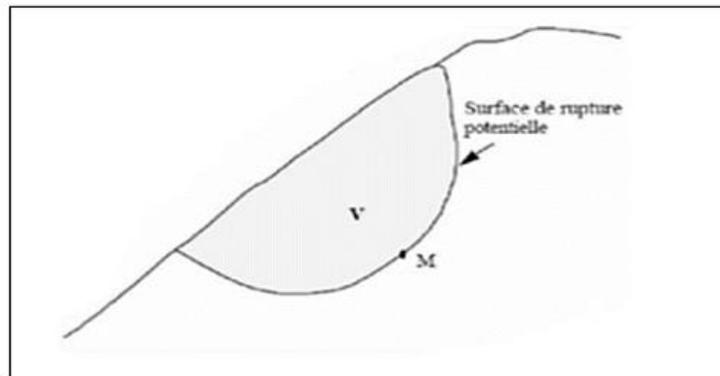


Figure I.17 : Surface de rupture potentielle.

- **Méthodes d'équilibre limite :**

Les méthodes d'équilibre limite sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture.

On cite à ce titre parmi les logiciels utilisés dans la pratique :

- GEO5
- TALRENT
- GEO-SLOP

A)- logiciel GEO5 2021 :

Le logiciel GEO5 est un logiciel spécialisé dans le domaine géotechnique, composé de plusieurs sous-programmes qui se spécialise dans des types de structures spécifique. Notre cas étudier nécessite l'utilisation de sous-programme stabilité des pentes.

B)- logiciel TALREN :

Talrent est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

C) - Logiciel GEO-SLOP :

GEO-SLOP/W, développé par GEO-SLOP international canada, est utilisée pour l'analyse de la stabilité des talus. Ce logiciel est basé sur les théories et les méthodes d'équilibre limite discutés dans la section précédente et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenu de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée. Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOP/W, il permet de calculer coefficient de sécurité en utilisant la méthode ordinaire, bishop, janbu généralisé, spencer, Morgenstern, et d'autres.

Le calcul est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement les moments est calculé par rapport au point O (Fig.1.17).

Soit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moment des forces motrices provoquant le mouvement}} \quad \text{I.1}$$

Où

Forces résistantes : efforts résistants le long de la surface de rupture S

Forces motrices : Poids du sol limité par la surface de rupture S

Si :

- $F_s > 1,5 \rightarrow$ Pas rupture, c'est-à-dire le talus est stable le long de la surface S.
- $F_s < 1,5 \rightarrow$ Possibilité rupture le long S
- $F_s = 1,5 \rightarrow$ Equilibre limite

Il s'agit de chercher la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus.

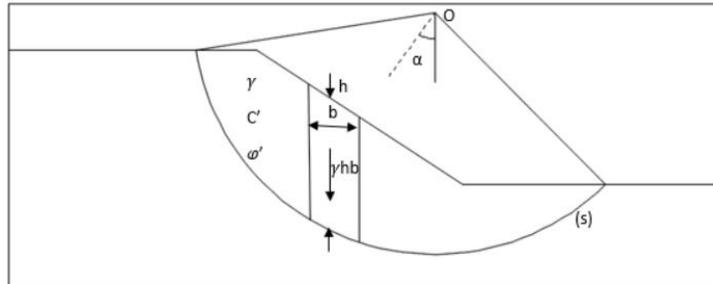


Figure I.18 : Schéma d'analyse de la stabilité à la rupture.

Parmi ces méthodes, on distingue les méthodes globales et les méthodes des tranches.

- **Méthodes globales**

Dans ce type méthode, on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. Parmi ces méthodes, on distingue : la méthode de Taylor, de Caquot, de Biarez....

- **Méthodes des tranches**

Dans cette méthode, on décompose le talus ou le remblai en tranches (cas de notre étude) dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices (Fig.4.3). Parmi ces méthodes, on peut citer la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop. En ce qui concerne notre étude, nous nous intéresserons plus particulièrement à la méthode de Bishop.

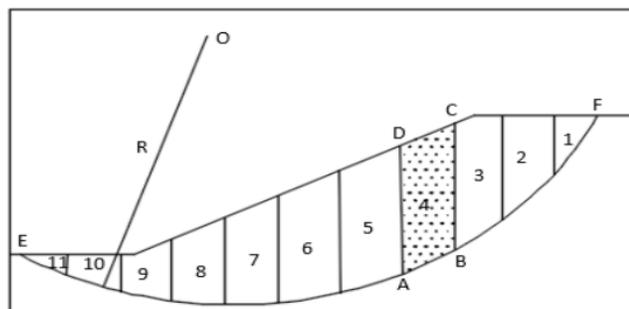


Figure I.19 : Découpage d'un talus (ou d'un remblai) en tranches

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 (Fig.1.18).

En l'absence d'eau, une tranche n est soumise aux forces suivantes (Fig.1.20b) :

- Son poids : W_n
- Aux efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux : T_n et T_{n+1} et en efforts verticaux : P_n et P_{n+1} .
- La réaction R

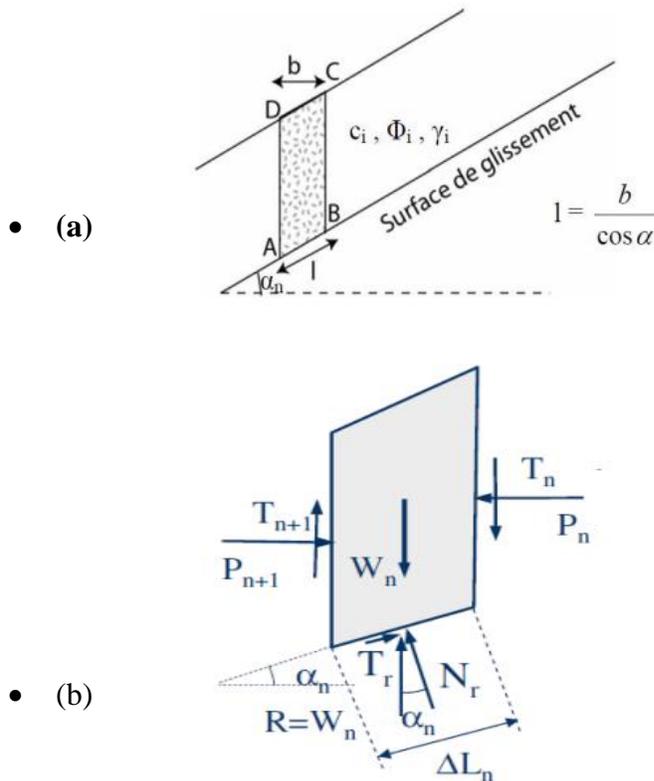


Figure I.20 : Forces sur une tranche

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions ci-dessous :

- $\sum M = 0$
- $\sum F_x = 0$
- $\sum F_y = 0$

Pour un système à n tranches, les inconnus et les équations d'équilibre sont :

- n équations des moments pour chaque tranche : $\sum M = 0$
- n équations des forces horizontales pour chaque tranche : $\sum F_x = 0$
- n équations des forces verticales pour chaque tranche : $\sum F_y = 0$

- Méthodes de Fellenius

Dans la méthode de Fellenius, on considère que (Fig.4.5) :

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- Les efforts inter-tranches sont négligés.
- L'unique force agissant sur l'arc AB est le poids W.

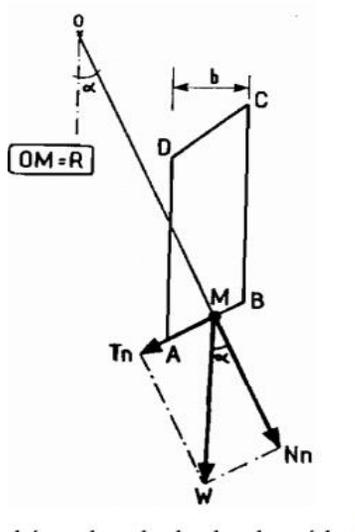


Figure I.21 : Schéma de calcul selon la méthode de Fellenius

On peut, à partir du point O, déterminer les moments suivants :

- Le moment résistant maximal engendré par la valeur maximale que peut supporter la composante tangentielle de R_n .
- Le moment moteur comme étant celui engendré par le poids des terres tendant à provoquer le glissement.

1) Moment résistant

En appliquant la loi de Coulomb, on a :

$$R_n = C_n AB + N_n \tan \phi_n \tag{I.2}$$

Sachant que :

$$N_n = W_n \cos \alpha_n \tag{I.3}$$

Il vient :

$$R_n = C_n AB + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_n \tag{I.4}$$

Par ailleurs (Fig.1.19a) :

$$AB = ln = \frac{bn}{\cos\alpha_n} \tag{I.5}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit :

$$\sum_w^m R (c_i \frac{bn}{\cos\alpha_n} + W_n \cos\alpha_n \tan\Phi_i) \tag{I.6}$$

Avec :

m : nombre total de tranches .

c_i et Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche où se trouve l'arc AB.

2) Moment moteur

Le moment moteur est engendré par T_n . Il est égal à : $T_n \times R$

D'autre part, on a (Fig.1.20) :

$$T_n = W_n \sin\alpha_n \tag{I.7}$$

En remplaçant les équations (I.6) et (I.7) dans l'équation (I.1), on obtient :

$$FS = \frac{\sum \text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moment des forces motrices provoquant le mouvement}} \tag{I.1}$$

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_n \cos\alpha_n + W_n \cos\alpha_n \tan\Phi_i)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin\alpha_n} \tag{I.8}$$

Où :

F_s : Coefficient de sécurité

b : largeur des tranches

α : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

W_n : Poids de la tranche

Par ailleurs, pour le calcul du coefficient de sécurité, un autre facteur intervient, c'est la hauteur de la tranche. Cette dernière permet de calculer le poids W.

- **Méthodes de Bishop simplifiée**

Dans cette méthode, on considère que la ligne de glissement est toujours de forme circulaire et les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($T_n - T_{n+1} = 0$). D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + w_n \tan\varphi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin\alpha_n} \tag{I.9}$$

Où :

$$m_{\alpha} = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{FS} \right) \quad \text{I.10}$$

b : largeur des tranches

α_n : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

c : cohésion de la tranche

Φ : angle de frottement interne

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que FS =1 à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de FS est comparée à la valeur proposée, si elle n'est pas suffisamment proche, le coefficient FS calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite.

I.3.12.2. Méthodes Numériques

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats.

D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

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

- **La méthode des éléments finis :**

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

- **La méthode des différences finies :**

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

I.3.13. 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.

I.3.14. Logiciels de calculs par ordinateur

En pratique, le calcul à partir des méthodes des tranches est mené à la base des programmes sur ordinateur. Certains d'eux offrent une bibliothèque riche des méthodes de calcul, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive.

Dans le cas où l'on ne connaît pas la position de la surface de rupture, le programme de calcul (logiciel) effectue une recherche systématique du cercle le plus défavorable, c'est-à-dire donnant le coefficient de sécurité le plus faible : la valeur de F trouvée est appelée coefficient de sécurité de la pente (figure 1.22).

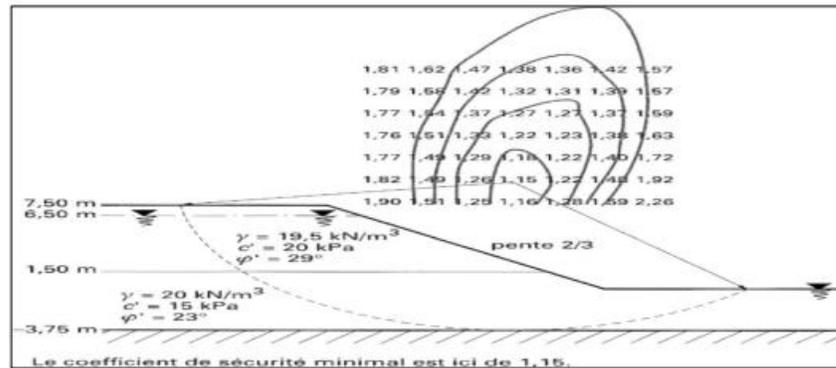


Figure I.22: Exemple de résultat de calcul de stabilité : recherche du cercle de rupture le plus défavorable.

On cite à ce titre Parmi les logiciels utilisés dans la pratique :

- PLAXIS
- SLIDE

A) - Logiciel SLIDE :

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire. En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a un peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

B)- logiciel PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu réalisé des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'appliqués géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de projet ou de sol étudié.

I.3.15. Méthode des caractéristiques de contraintes

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre de limite.

- Méthode d'élément finis :

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme générale d'élément finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que : Plaxis.

I.3.16. Analyse

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité.

Les méthodes de calculs de la stabilité furent reposées sur des démonstrations physiques, elles ont des limitations et donnent des valeurs approximatives du coefficient de sécurité, alors que la détermination de coefficient de sécurité à l'aide d'ordinateur est très rependue, permet

d'étudier rapidement de nombreuses hypothèses, avec introduction des données du problème d'une manière conviviale et interactive, citons à titre d'exemple le logiciel Talren qui permet la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

I.4. Soutènement

I.4.1.Introduction

Un soutènement est une structure utilisée pour retenir le sol ou la roche d'une pente ou d'une excavation. Ces structures sont couramment utilisées dans les projets de génie civil et de construction pour prévenir les glissements de terrain ou l'érosion et pour stabiliser le sol pour la construction.

Les soutènements peuvent être constitués de divers matériaux, notamment le béton, la maçonnerie, l'acier et le bois. La conception d'un soutènement dépend des conditions du sol, de l'angle de la pente et du poids du matériau retenu. Les ingénieurs utilisent diverses méthodes pour calculer la taille et l'emplacement appropriés du soutènement, y compris l'analyse de la stabilité des pentes et la mécanique des sols.

I.4.2.Types de soutènement :

Il existe plusieurs types de soutènement qui peuvent être utilisés dans la construction pour maintenir des terres ou des structures en place et éviter les effondrements. Les principaux types de soutènement sont les suivants :

I.4.2.1.Les rideaux de palplanche :

Ce sont des écrans minces descendant généralement sous le niveau du fond de fouille de manière à mobiliser la butée des terres. Leur stabilité est assurée grâce à cette butée ou un système de tirants d'ancrages. Les rideaux de palplanches sont des éléments de construction en bois, en béton armé préfabriqué ou métalliques ces derniers sont les plus fréquemment utilisés, soit d'une façon, soit d'une façon provisoire (batardeaux).



Figure I.23 : les rideaux de palplanche.

I.4.2.2. Les murs de soutènement classique :

- **Mur poids :**

Selon le dictionnaire professionnel du BTP : Un mur poids est par définition, un mur de soutènement dont la stabilité est assurée par son propre poids.

C'est aussi une œuvre avec une structure apparente qui forme une masse pour contrer une forte poussée (pression de terre).

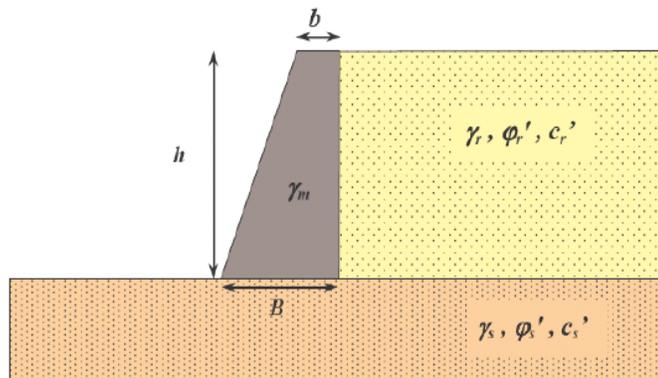


Figure I.24 : mur poids

- **Mur en paroi préfabriqué :**

Les éléments préfabriqués sont souvent utilisés dans la construction de murs de soutènement. Ces éléments sont fabriqués dans des usines spécialisées. Ils peuvent ou non être en béton armé. Il peut prendre différentes formes (caisson, poutre ou mur) selon les besoins et les envies du client.



Figure I.25 : schéma de mur en paroi préfabriquée

- **Mur en terre armé :**

Ces murs utilisent des couches de sol et des matériaux de renforcement tels que des géotextiles, des géogrilles ou des bandes d'acier pour créer une structure stable. Ils sont souvent utilisés dans des zones où les conditions de sol sont médiocres ou lorsqu'un grand mur de soutènement est nécessaire.



Figure I.26 : mur en terre armé

- **La paroi ancrée :**

Les murs fixes sont une technologie révolutionnaire dans le domaine des structures de soutènement qui a émergé depuis le 20ème siècle. Initialement, il a été utilisé pour la construction de remblais, et s'est progressivement développé pour être utilisé pour le sous-sol des bâtiments, le renforcement des remblais et la réalisation de fossés.

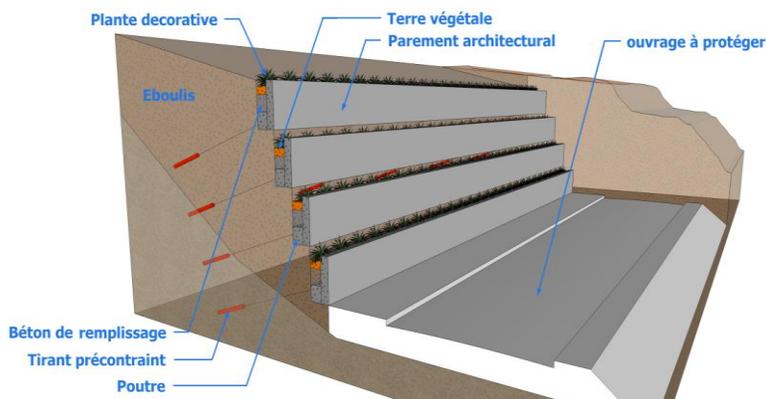


Figure I.27 : paroi ancrée

- **La paroi berlinoise :**

Le nom "Mur de Berlin" vient du fait que ce type de structure de soutènement était très courant à Berlin à certaines époques. Composé de profilés métalliques et d'écrans (en bois, panneaux préfabriqués ou tôle d'acier) et utilisé là où l'encombrement est limité. Travail qui peut être temporaire ou permanent, selon la situation. En fait, il peut constituer la fondation d'un bâtiment ou servir de mur pour des structures souterraines (de stationnement). Le mur de Berlin est économique car il ne nécessite pas beaucoup de matériaux. En plus c'est rapide.



Figure I.28 : paroi berlinoise

- **Mur en gabion :**

Les murs en gabions consistent en un type de cage en treillis, dont la taille varie et qui est généralement remplie de pierres sèches collectées. Les murs en gabions ont des fonctions telles que la décoration murale, les clôtures, les murets et les murs de soutènement. Rapide et

facile à installer, aucune compétence d'assemblage particulière n'est requise. C'est aussi une solution très esthétique pour délimiter les espaces de jardin.



Figure I.29: mur en gabion

- **Paroi modulaire :**

Les murs de soutènement répondent à plusieurs besoins d'aménagement de talus : limitation des risques d'érosion, protection des routes/chemins contre les éboulements, glissements de terrain, création de terrasses, gain de place.



Figure I.30 : mur en paroi modulaire

- **Les murs de soutènement en bois :**

Ces murs sont faits de poutres en bois verticales et horizontales qui sont assemblées pour former une structure solide. Ils sont utilisés pour les petites applications de soutènement, comme les jardins en terrasse.



Figure I.31 : mur en bois

I.4.3. Les massifs en terre renforcés (le sol renforcé ou le sol synthétique)

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

Dans les ouvrages de soutènement de types traditionnels : murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage.

Au contraire, dans les ouvrages de type plus récent : murs cellulaires ou à caisson, murs à ancrages multiples et ouvrages en sol renforcé une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, en étant associée à des éléments structuraux (figure).

Le développement récent de ces techniques est lié aux économies qui peuvent être réalisées, d'autant plus que ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main- d'œuvre. [5]

I.4.4. Types de renforcement

Il existe plusieurs types de renforcement de sol, chacun adapté à des situations et des besoins spécifiques. Voici quelques-uns des types de renforcement de sol les plus courants :

- **Renforcement par ajout de matériaux :**

Cette méthode consiste à ajouter des matériaux comme des géotextiles, des géo-grilles, des géo-composites, des géo-tubes ou des pieux pour renforcer le sol et améliorer sa stabilité.



Figure I.32 : Renforcement par ajout de Matériaux

- **Renforcement par injection :**

Cette méthode consiste à injecter des matériaux tels que des résines, des coulis de ciment ou des produits chimiques dans le sol pour augmenter sa résistance et sa stabilité.

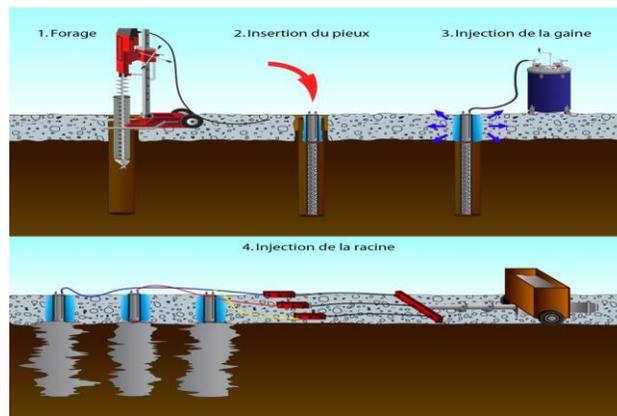


Figure I.33 : Renforcement par injection

- **Renforcement par compactage :**

Cette méthode consiste à compacter le sol en ajoutant de l'énergie ou de la pression pour augmenter sa densité et sa résistance.

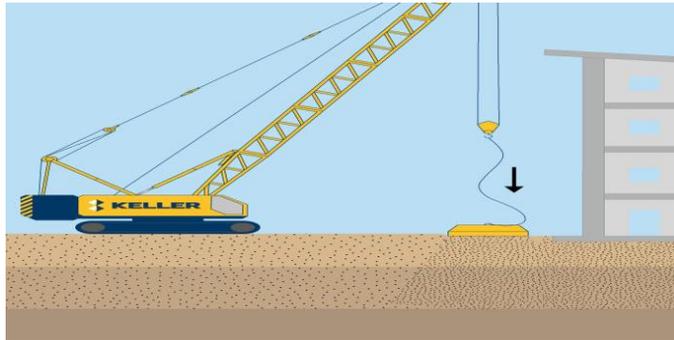


Figure I.34 : Renforcement par compactage

- **Renforcement par ancrage :**

Cette méthode consiste à utiliser des ancres pour ancrer une structure dans le sol, offrant ainsi une plus grande stabilité et résistance.

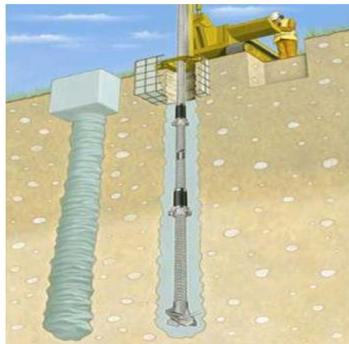


Figure I.35 : Renforcement par ancrage

- **Renforcement par drainage :**

Cette méthode consiste à installer des systèmes de drainage pour éliminer l'eau qui pourrait affaiblir le sol et affecter la stabilité de la structure.



Figure I.36 : Renforcement par drainage

- **Renforcement par murs de soutènement :**

Cette méthode consiste à construire des murs de soutènement en béton, en pierre ou en gabions pour retenir les sols et offrir une plus grande stabilité et résistance.

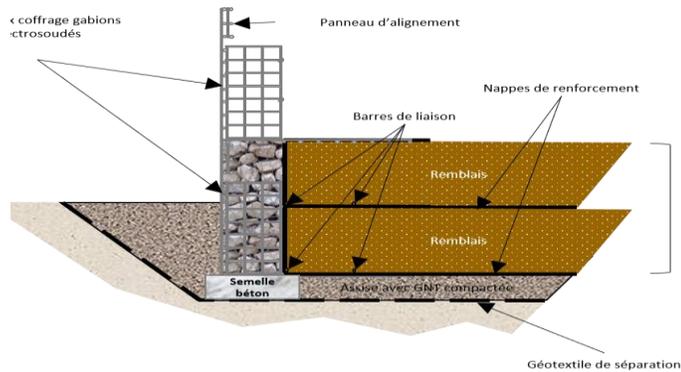


Figure I.37 : Renforcement par murs de Soutènement

- **Renforcement par surcharge :**

Cette méthode consiste à appliquer une surcharge temporaire sur le sol pour améliorer sa densité et sa résistance.

Chaque méthode de renforcement de sol a ses avantages et ses inconvénients et doit être adaptée aux conditions locales et aux exigences de chaque projet.

I.4.5. Murs en remblai renforcé par géo-synthétiques

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

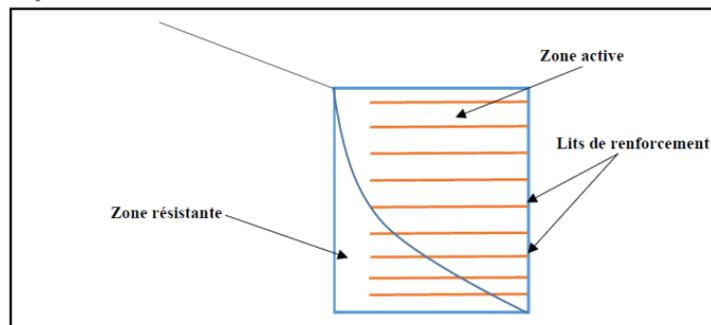


Figure I.38 : Mur en sol renforcé par géo-synthétiques

Dans la figure ci-dessous se trouve les définitions d'une nappe et d'une bande (Fig. II.17).

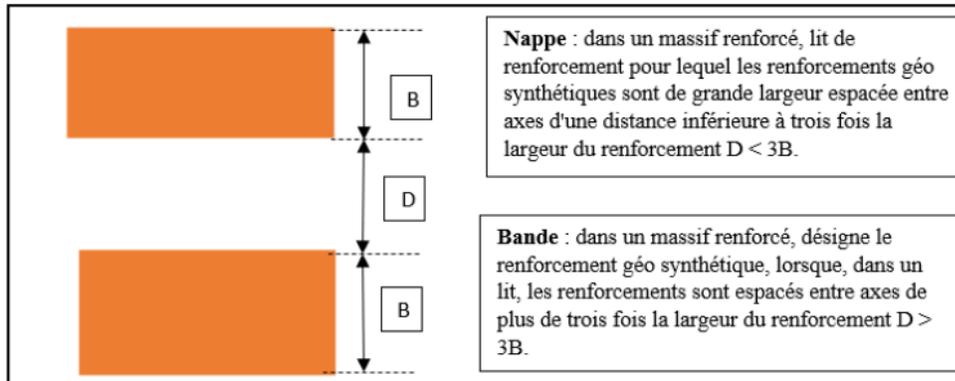


Figure I.39 : définition d'une nappe et bande selon NFG38064

I.4.6. Matériau de remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance de l'ouvrage en sol renforcé. Pour cette raison, son choix revêt une grande importance. Les principaux paramètres caractéristiques du matériau dont on doit en tenir compte sont : poids volumique et résistance au cisaillement (frottement interne et cohésion du remblai). Ces paramètres intéressent directement la justification de la stabilité de l'ouvrage. Selon la norme NF EN 14475, on distingue 4 classes de remblai (Tab.2.1), chacune à ses paramètres caractéristiques.

Tableau I.2 : Différentes classes de matériau de remblai

Classes de matériau de remblai	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4
	Drainant	Granulaire	Intermédiaire	Sol fin

I.4.7. Système de parement

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé. Il a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement. Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).



Figure I.40 : Exemple de parement dur incliné

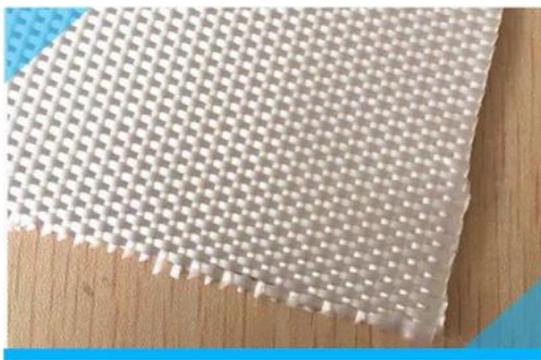
I.5. Les géo-synthétique

I.5.1. Définition

Un géo-synthétique est défini comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [3]

Les géotextiles sont des matériaux idéaux pour de nombreux travaux d'infrastructure tels que les routes, les ports, les décharges, les ouvrages de drainage et les murs de soutènement. Il existe 3 types de géotextiles selon le procédé de fabrication, à savoir :

- Géotextile tissé (Fig I.41(a)).
- Géotextile non tissé (Fig I.41(b)).
- Géotextile tricoté (Fig I.42).



(a) Géotextile tissé



(b) Géotextile non tissé

Figure I.41 : Exemple du géotextile tissé et non tissé.



Figure I.42 : Exemple du géotextile tricoté

I.5.2. Principales fonctions des géotextiles

Le mode de fonctionnement d'un géotextile dans toute application est défini par les six fonctions suivantes :

- La séparation.
- La filtration.
- Le drainage.
- Le renforcement.
- La protection.
- La lutte contre l'érosion.

1. La séparation (ou anticontamination):

C'est la prévention contre le mélange de deux sols ou matériaux de remplissage adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile ou d'un produit apparenté. Comme le cas de géogrille dans les aéroports de Janet/ Illizi en 2004, Sétif/ Ain Arnet en 2005, Adrar en 2008 et Ouargla en 2012, pour éviter la remontée des fissures.

2. La filtration

C'est le maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques, tout en permettant le passage de fluides à travers un géotextile ou produit apparenté. Comme le filtre autour d'une tranchée drainante ou à l'arrière d'un gabion.

3. Le drainage

C'est la collecte et le transport de fluides dans le plan d'un géotextile ou produit apparenté. Exemple : Complexe drainant derrière une culée de pont ou un mur enterré en remplacement d'une couche de matériau granulaire.



Figure I.43 : Exemple du Pose de nappe de géo-synthétique

4. Le renforcement :

C'est l'utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté à des fins d'amélioration des propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction. Ce rôle donne lieu à des gains dans les contraintes et déformations.

5. L'Étanchéité

Elle permet de contrôler la migration des liquides ou des gaz. Elle joue la fonction de barrière, comme le cas d'étanchéité d'un bassin ou d'une décharge publique.

6. La lutte contre l'érosion des surfaces

Afin d'éviter les mouvements des terres et des sols ou d'autres particules et plus particulièrement les surfaces inclinées, on utilise le géotextile ou produits apparentés.



Figure I.44 : Mouvement de terres (érosion)

I.5.3. Matières premières de géotextiles

Les polymères les plus utilisés pour fabriquer des géotextiles sont :

- Le polypropylène et son abréviation est (PP). 25
- Le Polyéthylène (PE).
- Le polyester (PET).
- Le polyamide (PA).

En ce qui concerne notre cas d'étude, nous avons utilisé un géotextile fabriqué à partir du polyester (PET).

I.5.4. Caractéristiques des géotextiles

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de sélectionner le type de géotextile à utiliser et de faire un dimensionnement de l'ouvrage à réaliser.

Les géotextiles sont définis par leurs caractéristiques physique, mécanique et hydraulique déterminées par des essais normalisés.

Pour cette étude, nous allons mettre en évidence uniquement les caractéristiques des géotextiles liées à la fonction de renforcement.

I.5.4.1. Propriétés physiques

Les propriétés physiques du géotextile sont des propriétés de base liées à la composition des matériaux utilisés pour fabriquer ce dernier.

Les principales propriétés physiques des géotextiles sont la masse par unité de surface et l'épaisseur (Tab.3.1).

Tableau I.3 : Propriétés physiques du géotextile

	Unités	150 PET	200 PET	150 PP
Masse surfacique	g/m^2	363	407	450

I.5.4.2. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du géotextile dépendent du mode d'assemblage et de la nature du polymère de base. Les principales propriétés mécaniques des géotextiles sont la résistance à la rupture en traction, la déformation à la rupture en traction, perforation dynamique et le poinçonnement statique CBR.

Tableau I.4 : Propriétés mécaniques du géotextile

	Unités	150 PET	200 PET	150 PP
Résistance à la rupture en traction	kN/m	L : 150 T : 10	L : 200 T : 10	L : 150 T : 8
Déformation à la rupture en traction	%	L : 11 T : 8	L : 11 T : 8	L : 18 T : 10
Perforation dynamique	mm	14	14	18
Poinçonnement statique CBR.	kN	3.8	3.8	1.8

L : longitudinale

T : Transversal

I.5.4.3. Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques ont une importante déterminante lorsque le géotextile doit assurer une fonction de filtre ou de drainage.

Pour empêcher l'eau de s'accumuler dans le remblai, le géotextile doit posséder certaines propriétés hydrauliques comme la perméabilité et les ouvertures de filtration. Les propriétés du géotextile utilisé dans le cadre de cette étude se trouvent dans le tableau suivant.

Tableau I.5 : Propriétés hydrauliques du géotextile

Désignation	Norme		Unité	GEOTER		
				GEOTER 150 PET	GEOTER 200 PET	GEOTER 150 PP
Caractéristiques Mécaniques						
Masse surfacique	NF EN ISO 9864		g/m ²	363	407	450
Résistance à la rupture en traction	NF EN ISO 10319	Longitudinal	KN/m	150	200	150
		Transversal	KN/m	10	10	8
Déformation à la rupture en traction	NF EN ISO 10319	Longitudinal	%	11	11	18
		Transversal	%	8	8	10
Perforation dynamique	NF EN 13433		mm	14	14	18
Poinçonnement statique CBR	NF EN 12236		kN	3.8	3.8	1.8
Caractéristiques Hydrauliques						
Perméabilité	NF EN ISO 11058		m/s	3 x 10 ⁻²	3 x 10 ⁻²	3 x 10 ⁻²
Ouverture de filtration	NF EN ISO 12956		µm	198	198	
Conditionnement						
Rouleau	Longueur		m	100		
	Largeur		m	5,30		
Poids du rouleau	NF EN ISO 9864		kg	181	220	240

I.5.5. Avantages – Inconvénients de la technique de renforcement par géo-synthétiques :

L'avantage des techniques de renforcement des sols dans un contexte d'ouvrage de protection contre les risques naturels réside essentiellement dans la réduction de l'emprise au sol des ouvrages et la possibilité d'utiliser les matériaux du site.

Les inconvénients et lacunes relatives restent cependant la méconnaissance du comportement des sols (à forte granularité) et la modification et dégradation des caractéristiques d'interface inclusions géo-synthétiques /sols grossiers .Le tableau ci-dessous propose une première analyse de l'adéquation des produits géo-synthétiques ou grillage au contexte des sols à forte granularité.

Tableau I.6 : Avantages –Inconvénients de la technique de renforcement par géo-synthétiques

Nature du matériau	Type	Avantages	Inconvénients
Géosynthétique	Non tissé aiguilletés	Souplesse, adaptation à une granulométrie grossière	Peu adapté au contexte de renforcement des sols (sensibilité au poinçonnement fort allongement) durabilité.
	Géocomposite (non tissé, et tissé)	Allongement plus faible rôle de séparation joué par le géotextile non tissé support	Endommagement (risque d'arrachement des fibre de renforts) durabilité.
	Tissé	Effet de la perforation sans perte de matière (réparation de part et d'autre des blocs mais réduction de la surface de contact fibres sols	
		Fort résistance mécanique	Sensibilité à l'endommagement Durabilité
géogrilles	Fort résistance mécanique Mobilisation de la pseudo -cohésion (imbrication grains/grille)	Rigidité Mécanisme et caractérisation du frottement et/ou de la pseudo-cohésion mal connue	
inclusions métallique	Grillage gabions	Mise en place sur sol non compacté comportement des élément grossiers conseillée	Déformation importante du grillage (la présence de gros blocs augmenterait la raideur mai cet effet n'est pas quantifié) Risque de corrosion
	Lamelle métalliques	Faible allongement	Condition restrictives sur la granulométrie à utiliser paramètre de frottement mal connue au contact de granulométrie grossière Mise en œuvre plus délicate Risque de corrosion
	Treillis soudé	Rigidité si fort diamètre permettant la transmission Partielle d'effort de compression	Rigidité empêchant l'adaptation aux sol grossiers La mobilisation des efforts dans le sol ce fait partiellement par frottement (l'autre effet est mal connue)

I.6.Conclusion

La stabilisation d'un remblai est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées pour étudier la stabilité et calculer le coefficient de sécurité, et qui restent encore des approches.

Afin d'assurer cette stabilité, les projets de génie civil, nous avons exposés les techniques de stabilité et le renforcement du sol ainsi les méthodes de calcul les plus utilisés dans le domaine de travail, afin d'assurer une stabilité permanente après la mise en service du projet.

II.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation du projet de notre étude, il concerne la stabilité des remblais d'accès en quart de cône de l'ouvrage d'art PK397 moyennant le système de confortement par les massifs renforcés par géotextiles et un parement Atalus120. Situé à l'EST du centre-ville d'EL TAREF.

Le chapitre présente d'abord la localisation du pont, pour enchaîner par la suite avec la description des différents aspects du site concerné, à savoir : la géomorphologie, la géologie, l'hydrogéologie, le climat et la sismicité.

II.2. Situation géographique de la région

La région d'El TAREF se situe à l'extrême Nord-est (Figure II.1) de l'Algérie, est issue du dernier découpage administratif de 1984. Elle s'étend sur une superficie d'environ $2\,891\text{km}^2$, au Nord elle est limitée par la mer méditerranée, au Sud et au Sud-Ouest par les wilayas de Souk-Ahras et de Guelma, à l'Ouest par la wilaya d'Annaba et à l'Est par la frontière algéro-tunisienne.

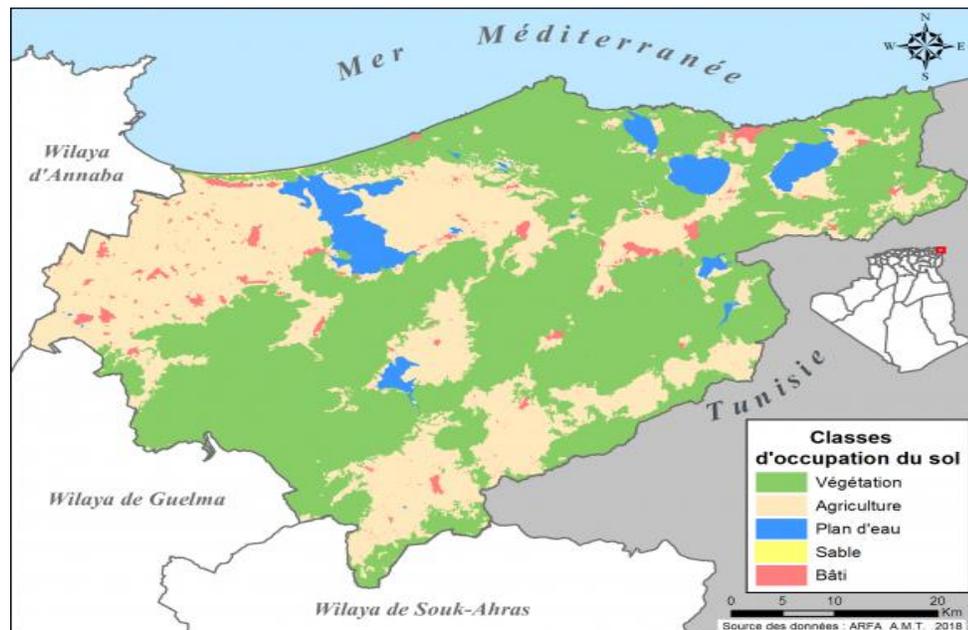


Figure II.1 : Situation géographique de la wilaya EL TAREF

II.3. Situation topographique du site

L'ouvrage d'art au PK397 est situé à l'EST du centre-ville d'EL TAREF sur environs 2 KM, il s'agit d'un passage supérieur sur environs 35ml, traversant la route nationale N°44.



Figure II.2. Image satellitaire illustrant la situation du site étudié

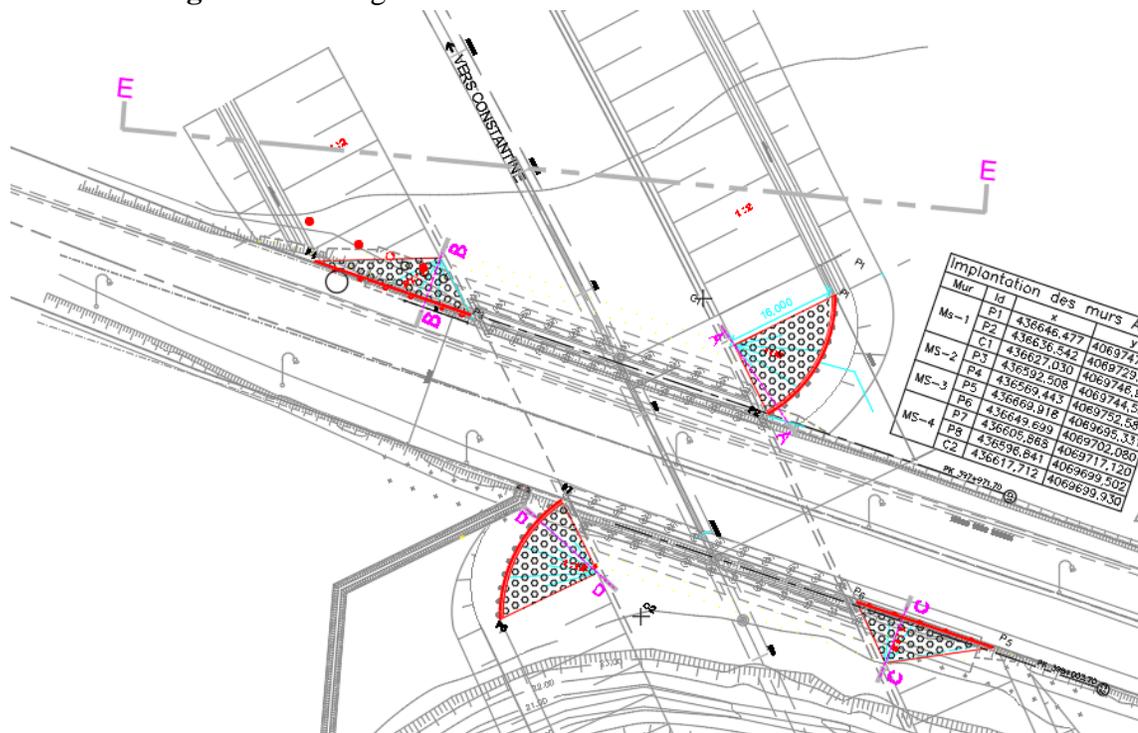


Figure II.3: Levé topographique des profils étudié.

II.7. Climat

Comptant parmi les régions les plus arrosées de l'Algérie, la zone d'étude est soumise à un climat méditerranéen semi-aride caractérisé par un hiver doux et humide et un été chaud et sec, dont le régime dépend principalement de la précipitation et de la température.

En moyenne, la température annuelle est d'environ 18°C, avec des maximales estivales pouvant dépasser 35°C et des minimales hivernales pouvant descendre jusqu'à 5°C. Les précipitations annuelles moyennes sont d'environ 550 millimètres, avec une répartition inégale tout au long d'année.

En général, la période la plus sèche s'étend de mai à septembre, avec très peu de précipitations. Les mois d'octobre à avril sont plus humides, avec une concentration des précipitations en novembre et décembre.

La wilaya de Tarf est également soumise à des vents forts et fréquents, notamment le sirocco, un vent chaud et sec en provenance du sud qui peut causer des tempêtes de sable.

II.8. Sismicité

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de ses conditions et de son importance au regard des objectifs visés par la communauté.

N'importe quel ouvrage appartenant à un champ d'application du règlement Algériens parasismique applicable aux ouvrages d'arts doit être classé dans les catégories Définies comme suit :

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale

Groupe 1B : ouvrages d'importance significative

Groupe 2 : ouvrages ordinaires ou de moyenne importance

Groupe 3 : ouvrages d'importance insignifiante

Le susmentionné document de règlements techniques divise le territoire algérien en Quatre (05) zones de séismicité, c.-à-d:

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa : Sismicité moyenne.

Zone IIb : Sismicité élevée.

Zone III : Sismicité très élevée.

Voir la figure II.5 qui représente les zonages sismiques.

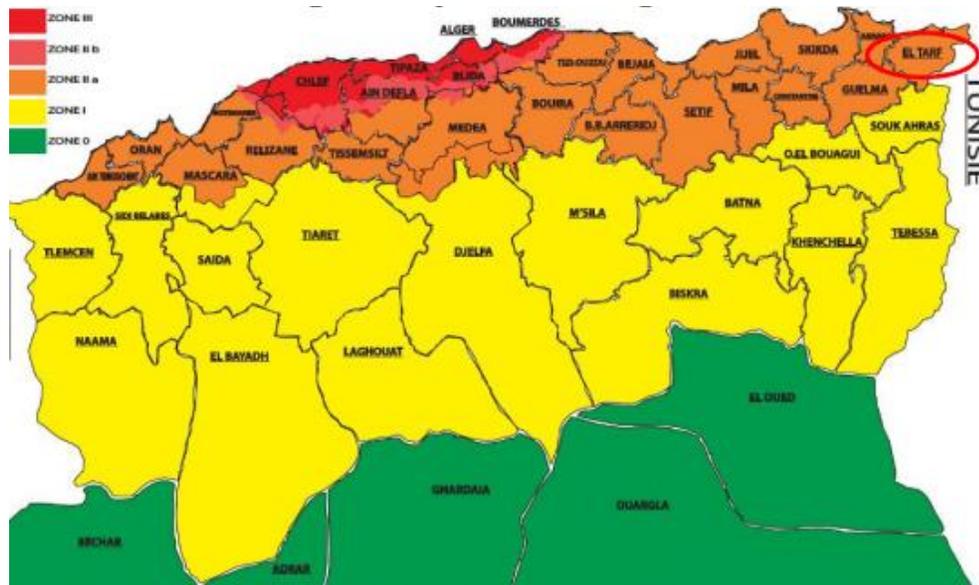


Figure II.5. Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national.

Dans le cadre de cette étude, le coefficient d'accélération a considéré dans les calculs de la stabilité, tenant compte de groupe d'usage et de la zone sismique est comme suite :

Tableau II.1. Le coefficient de l'accélération sismique

Groupe	ZONE		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

II.9. Classification du site

La région d'étude est située dans la zone sismique IIa et dans le groupe 1A (ouvrages d'importance vitale qui doivent rester opérationnels après un tremblement de terre important), pour cette zone la valeur de coefficient d'accélération sismique a adopté sera de $A = 0.25$.

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude.

II.10. Conclusion

D'après l'analyse des données géologique, hydrologiques et sismique, il en ressorte que :

- Le relief local du projet est pratiquement plat ;
- Le terrain rencontré est caractérisé par des formations d'argile marneuse intercalé par des lentilles et des poches sableuses.
- Le climat de la région est de type méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide (en moyenne, 550 millimètres par an).

-La zone d'étude est classée en zone IIb, zone à sismicité moyenne selon le **RPA**.

Introduction :

Les investigations géotechniques in-situ et au laboratoire sont les opérations de bases de tout projet de génie civil. Au cours de ce chapitre l'analyse des données issus de la campagne de reconnaissance géotechnique in-situ et au laboratoire, effectuées au niveau de notre site sont données dans ce qui suit.

III.2. La reconnaissance Géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs, il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

- Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ...).
- Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

III.3. Les essais in situ

En vue d'identifier le contexte lithologique et l'aspect hydrogéologique du site, et évaluer son état de compacité, une campagne d'investigation géotechnique in situ a été programmée et exécutée. Le programme de reconnaissance géotechnique in situ est basé sur la réalisation de :

- Six (06) sondages carottés d'une profondeur allant de 30.00m linéaire.
- Des essais in situ de type SPT (Standard pénétration test) réalisés dans les sondages carottés.
- Equipement de trois (03) sondages en piézomètres, afin de mesurer les niveaux d'eau souterraine.

III.4. Au laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Mesure de la densité sèche γ_d kN/m³.
- Mesure de la teneur en eau naturelle W_n (%).
- Mesure de la densité humide γ_h kN/m³.

- Essai de cisaillement à la boîte consolidé drainé pour avoir :
 - La cohésion effective C' (Bar).
 - L'angle de frottement effectif φ' (°).

III.5 Interprétation des essais :

L'objet de ce rapport est de présenter:

- Les résultats de la reconnaissance géotechnique.
- Les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques du sol obtenues grâce aux essais réalisés au laboratoire et sur le terrain.
- Les calculs et interprétations basés sur l'application des théories de la mécanique des sols, de manière à faciliter le travail.

III.6 Sondages carottés

Les six sondages carottés réalisés au niveau de site, ont permis de déterminer la nature des formations en place. [4]

Sondage carotté « Sc1 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-9.10	Argile limono-sableuse de couleur jaunâtre à rougeâtre, riche en concrétions carbonatées, incluant aux différentes tranches de profondeur des éléments grossiers de taille variable (cailloux et graviers).
9.10-12.30	Argile marneuse de couleur ocre à nuances jaunâtres, à rare cailloutis et concrétions carbonatées.
12.30-15.65	Argile marneuse et finement sableuse de couleur ocre à nuances jaunâtres, à concrétions carbonatées et à rare cailloutis, marqué par la présence d'une cassure oblique (15.50 m de profondeur).
15.65-16.60	Sable fin à moyen limoneux de couleur rougeâtre, moyennement compact, à concrétions carbonatées.
16.60-17.90	Sable fin limono-argileux de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact, à rare concrétions carbonatées.

Sondage carotté « Sc2 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-8.70	Argile marneuse et finement sableuse de couleur jaunâtre à nuances verdâtre, riche en concrétions carbonatées, incluant aux différentes tranches de profondeur des éléments grossiers de taille variable.
8.70-11.80	Sable fin limono-argileux de couleur rougeâtre à jaunâtre, moyennement compact à compact, à rare concrétions carbonatées.
11.80-20.75	Argile marneuse devenant sableuse par endroits, de couleur jaunâtre à nuances verdâtre, à concrétions carbonatées et à rare cailloutis.

Sondage carotté « Sc3 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-0.45	Sable fin limoneux de couleur rougeâtre.
3.45-5.85	Argile limono-sableuse de couleur jaunâtre à ocre, riche en concrétions carbonatées, à cailloutis.
5.85-12.00	Sable fin limono-argileux de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact.
12.00-13.45	Argile limoneuse devenant sableuse par endroits, de couleur ocre, à rare concrétions carbonatées, à cailloutis.
12.00-13.45	Sable fin limoneux moyennement compact, de couleur rougeâtre.
13.45-15.00	Sable limono-argileux de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact, à rare cailloutis.
15.00-17.90	Argile marneuse et finement sableuse de couleur jaunâtre à nuances verdâtres, à concrétions carbonatées.
17.90-20.80	Marne sableuse de couleur grisâtre, à débris de coquillés, incluant aux différentes tranches de profondeur, des éléments grossiers de taille variable de nature calcaireuse.

Sondage carotté « Sc4 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-4.00	Sable fin limoneux de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact, riche en concrétions carbonatées, à rare matières organiques.
4.00-13.50	Argile marneuse de couleur verdâtre à jaunâtre, riche en concrétions carbonatées, incluant à partir de 10.70m de profondeur des éléments grossiers de taille variable, marqué par la présence de cassures obliques à 8.45m et à 9.00m de profondeur.
13.50-19.30	Sable fin limoneux compact de couleur jaunâtre à nuances rougeâtre,

	localement grésifié, à rare concrétions carbonatées.
19.30-24.65	Sable fin limono-argileux, de couleur rougeâtre à jaunâtre, localement grésifié par endroit, à concrétions carbonatées
24.65-25.35	Sable argileux très carbonaté de couleur jaunâtre, à éléments grossiers.
25.35-28.20	Sable fin limoneux de couleur rougeâtre.
28.20-40.00	Sable fin limoneux de couleur jaunâtre à ocre, localement grésifié, à concrétions carbonatées.

Sondage carotté « Sc5 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-11.60m	Argile limono-sableuse de couleur jaunâtre à ocre, riche en concrétions carbonatées et en cailloutis.
11.60-15.30m	Sable limoneux de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact.
15.30-24.00m	Argile marneuse devenant sableuse au de-là de 17.90m de profondeur, de couleur ocre à nuances jaunâtres, incluant des concrétions carbonatées et des cailloutis.
24.00-28.20m	Argile marneuse localement sableuse, de couleur grisâtre à nuances jaunâtres, à débris de coquilles.
28.20-30.70m	Argile marno-sableuse de couleur jaunâtre à ocre, riche en concrétions carbonatées et en cailloutis.
30.70-33.75m	Sable compact de couleur rougeâtre à nuances jaunâtres, grésifié par endroits, souligné par des niveaux rocheux de nature gréseuse.
33.75-36.70m	Argile marneuse de couleur jaunâtre à nuances verdâtre, riche en concrétions carbonatées et en éléments grossiers (cailloux).
36.70-39.62m	Sable compact de couleur rougeâtre, localement grésifié, à rare concrétions carbonatées.

Sondage carotté « Sc6 »

Profondeur(m)	Lithologie
0.00-6.45	Argile limono-sableuse de couleur jaunâtre à rougeâtre, à concrétions carbonatées et à cailloutis.
6.45-12.35	Argile limono-sableuse de couleur jaunâtre à blanchâtre, riche en concrétions carbonatées et éléments grossiers (cailloux).
12.35-15.20	Argile marneuse et finement sableuse de couleur jaunâtre à nuances verdâtre, riche en concrétions carbonatées, marqué par une cassure

	oblique à 14.24m de profondeur.
15.20-18.00	Sable fin limoneux localement grésifié, de couleur rougeâtre, moyennement compact à compact, à rare concrétions carbonatées.
18.00-20.85	Argile sableuse de couleur rougeâtre, à rare cailloutis.
20.85-24.10	Argile marneuse et finement sableuse de couleur ocre à nuances verdâtre, à concrétions carbonatées et à cailloutis.
24.10-27.90	Sable argileux compact à très compact, de couleur ocre à rougeâtre, à concrétions carbonatées.
27.90-30.00	Sable argileux compacte à très compact, devenant grésifié au delà de 29.75m de profondeur, de couleur grisâtre à jaunâtre.

On remarque que le site étudié comprend une plaine couverte d'une forte épaisseur d'argile quaternaire, définie comme couche épaisse d'argile marneuse, intercalé par des lentilles et des poches sableuse.

III.7. Résultats des essais Standard Pénétration Test (SPT)

Dans le but d'évaluer l'état de compacité des différentes formations traversées au niveau du site étudié, les sondages carottés réalisés ont été équipés par des essais in situ de type SPT suivant un intervalle régulier de 3.00m. [4]

Ce type d'essai est réalisé (l'intérieur du trou de sondage et consiste mesurer le nombre de coups N nécessaire pour enfoncer) l'aide d'un mouton de battage de 63.50Kg, un carottier normalise sur une hauteur de chute de 76cm. Les résultats obtenus sont reportés sur le tableau III.1 :

Tableau III.1: Résultats des essais au Standard Pénétration Test (SPT)

Profondeur	Nombre de coups bruts				Nature de terrain	Etat de compacité d'après TERZAGHI et PECK
	N0	N1	N2	N1+N2		
Sc.01						
1.50-1.95	12	13	14	27	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
4.00-4.45	07	10	12	22		Consistante
7.00-7.45	05	06	07	13		
10.50-10.95	07	09	12	21		
13.60-14.05	08	10	13	23		Très consistante

16.60-17.05	14	25	35	60	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Très compact
19.50-19.95	15	22	33	55		
Sc.02						
2.00-2.45	06	07	10	17	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
5.00-5.45	09	12	14	26		
7.50-7.95	07	10	12	22		
10.50-10.95	10	15	21	36	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Compact
14.20-14.65	12	15	18	33	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
17.00-17.45	10	15	15	30		
20.30-20.75	13	15	16	31		
Sc.03						
3.00-3.45	14	22	25	47	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
6.00-6.45	08	10	12	22		
9.00-9.45	10	15	21	36		
12.00-12.45	10	18	26	44	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Compact
14.75-15.20	10	12	13	25		Moyennement compact
18.00-18.45	08	10	12	22	Formation marno-sableuse grisâtre	Très consistante
Sc.04						
1.00-1.45	08	10	13	23	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Moyennement compact
4.00-4.45	21	21	21	42	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
7.25-7.70	05	10	13	23		
10.00-10.45	07	11	14	25		
13.00-13.45	09	13	16	29		
16.00-16.45	10	15	21	36	Formation alluvionnaire à	Compact
19.00-19.45	06	15	25	40		

22.00-22.28	55	55/13cm.R	-	>50	caractère sablonneux	Très compact
25.00-25.29	26	55/14cm.R	-	>50		
28.00-28.20	30	55/5cm.R	-	>50		
31.00-31.10	55/10cm.R	-	-	>50		
34.00-34.20	55	55/5cm.R	-	>50		
37.00-37.10	55/10cm.R	-	-	>50		

40.00-40.14	55/14cm.R	-	-	>50		
Sc.05						
3.00-3.45	07	11	13	24	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
6.00-6.45	07	08	11	19		
9.00-9.45	11	24	26	50		
12.00-12.45	13	17	32	49	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Compact
15.00-15.45	12	17	17	34		
18.00-18.45	07	12	15	27	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
21.00-21.45	09	13	15	28		
24.45-24.90	17	19	25	44		
27.00-27.45	09	12	16	28		
30.00-30.45	14	19	25	44		
33.00-33.10	55/10cm.R			>50	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Très compact
36.10-36.55	11	19	26	47	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
39.35-39.62	38	55/12cm.R		>50	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Très compact
Sc.06						
6.00-6.45	07	10	14	24	Formation alluvionnaire à caractère argileux	Très consistante
12.00-12.35	27	33	55/5cm.R	>50		Dur
18.15-18.60	13	14	19	33		Très consistante
24.15-24.60	25	33	44	77	Formation alluvionnaire à caractère sablonneux	Très compact
30.00-30.00	55/0cm.R			>50		

D'après l'analyse des résultats des essais SPT a montré que ;

-La valeur N_{spt} enregistrées au niveau de la formation alluvionnaire à caractère argileux varient de 13 à 50, ce qui atteste que son état est consistant à très consistant.

-La valeur de $N_{spt} > 50$ Coups qui a été enregistrée au niveau de sondage Sc.06 à 12.45 m de profondeur, est dus à la présence d'éléments grossiers au sein de ces dépôts à caractère argileux.

-Les valeurs de N_{spt} enregistrées au niveau de la formation alluvionnaire à caractère sablonneux varient de 22 >50, ce qui atteste d'un état moyennement compact à très compact et du caractère meuble à ferme.

-La valeur de N_{spt} enregistrées au niveau de la formation marno-sableuse grisâtre identifiée au niveau du sondage Sc.03 à 17.90m de profondeur est de 22coups, ce qui atteste que son état est consistant et de caractère meuble.

III.8. Les essais de laboratoire

En plus des investigations expérimentales sur site, une série d'essais en laboratoire a été effectuée pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol sur des échantillons intacts et finis.

III.8.1. Les paramètres physiques

A)- propriétés physique

Les paramètres physiques (Teneur en eau, degré de saturation, Poids volumique sec et poids volumique humide, poids volumique des particules solides) de notre sol sont représentés dans le tableau.

Tableau III.2: propriétés physiques du sol

Sondage	Profondeur (m)	γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)	Sr %	ω %
Sc.1	2.53-2.90	21.80	19.20	88.07	13.24
	4.55-4.90	22.10	19.20	99.24	24.99
	8.40-8.80	21.14	19.00	81.49	12.62
	11.40-11.75	21.00	18.60	79.66	13.41
	15.00-15.50	20.30	16.70	94.02	21.36
	17.20-17.40	21.70	19.10	88.75	13.70
	18.00-18.40	20.30	17.30	84.49	17.55
Sc.2	8.05-8.55	22.30	19.5	99.37	14.08
	9.80-10.20	20.50	18.3	70.36	12.48

Sc.3	0.55 – 1.00	22.3	20.00	89.11	11.59
	3.45-3.80	21.2	18.80	79.00	12.69
	6.80-7.20	20.2	17.70	72.66	14.15
	14.25-14.70	20.7	16.70	100	23.57
	18.45-18.85	20.9	17.30	100	20.67
Sc.4	3.15-3.35	20.5	18.4	67.80	11.81
	7.95-8.80	20.9	17.3	99.66	20.57
	11.80-12.80	20.6	17.4	90.90	18.60
	14.90-15.15	19.9	17.4	62.97	12.21
	16.25-17.25	20.8	18.3	78.31	13.71
	20.65-21.05	21.5	19.5	69.93	9.91
	33.60-34.00	19.5	17.2	63.10	13.21
Sc.5	6.80-7.35	22.3	19.7	96.15	13.17
	14.15-14.60	21.6	19.2	83.27	12.62
	18.50-18.90	19.9	17.1	76.27	16.31
	26.55-26.90	22.1	19.30	97.30	14.40
	35.60-35.95	21.3	18.00	97.63	17.99
Sc.6	6.45-6.90	20.2	17.3	79.84	16.45
	14.25-14.75	21.1	18.5	80.50	13.59
	16.80-17.20	20.0	16.8	84.99	19.12
	24.60-25.10	21.8	19.1	92.51	14.11

B)- Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique sont regroupés dans le tableau n° III. 3:

Tableau III.3 : Résultats de l'analyse granulométrique

Sondage	Profondeur (m)	Analyse granulométrique		
		Tamiset($T_{80\mu m}$)	Tamiset(T_{2mm})	Tamiset($T_{2\mu m}$)
Sc 1	2.53-2.90	84.59	100	100
	4.55-4.90	71.23	98	100
	8.40-8.80	-	-	-
	11.40-11.75	77.96	99	100
	15.00-15.50	98.99	100	100
	17.20-17.40	23.21	99	100
	18.00-18.40	46.08	100	100
Sc 2	8.05-8.55	-	-	-
	9.80-10.20	31.86	84	85
Sc 3	0.55-1.00	69.93	88	88.95
	3.45-3.80	40.46	90	90
	6.80-7.20	-	-	-
	14.25-14.70	96.04	99	99.6
	18.45-18.85	90.35	100	100
Sc4	3.15-3.35	35.15	100	100
	7.95-8.80	97.19	100	100
	11.80-12.20	97.39	100	100
	14.90-15.15	60.81	85	84.30
	16.85-17.25	-	-	-
	20.65-21.05	33.25	94	98.30
	33.60-34.00	11.42	90	92.3
Sc5	6.80-7.35	66.36	100	89.2
	14.15-14.60	36.01	100	100
	18.50-18.90	99.33	94	100
	26.55-26.90	49.89	95	93.2
	35.60-35.95	79.44	81	94.23
Sc6	6.45-6.90	62.14	98	82.18
	14.25-14.75	89.39	87	97.65
	16.80-17.20	67.91	100	100
	24.60-25.10	98.84	100	100

C)- Classification des sols**❖ Sondage carotté 1****• 1^{er} échantillon**

[2.53 ;2.90]m :

T₈₀ μm = 84.59 %R₈₀μm = 100 – T₈₀ μm = 100 – 84.59 = 15.41 <50 % donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 36.73 (\%) \\ \text{WP} = 19.50 (\%) \\ \text{I p} = 17.23 (\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

• 2^{ème} échantillon

[4.55 ; 4.90]m :

T₈₀ μm = 71.23%R₈₀μm = 100 – T₈₀ μm = 100 – 71.23 = 28.77% <50 % donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 43.53 (\%) \\ \text{WP} = 21.35 (\%) \\ \text{I p} = 22.18 (\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

• 3^{ème} échantillon

[11.40 ;11.75]m :

T₈₀ μm=77.96%R₈₀μm = 100 – T₈₀ μm = 100 – 77.96 = 22.04 < 50 % donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 40.11 (\%) \\ \text{WP} = 17.38 (\%) \\ \text{I p} = 22.73 (\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

• 4^{ème} échantillon

[15. 15.50]m

T₈₀ μm=98.99%R₈₀μm = 100 – T₈₀ μm = 100 – 98.99 = 1.01 < 50 % donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 65.58 (\%) \\ WP = 26.84 (\%) \\ I_p = 38.74 (\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- **5eme échantillon**

[17.20,17.40]m :

$T_{80\mu m} = 23.21\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 23.21 = 76.79 > 50\%$ donc le sol est un sol grenus

$T_{2mm} = 100\%$ d'où $R_{2mm} = 0\%$; avec $0.5R_{80} > R_{2mm}$ donc le sol est un sable

On a : $C_u = 7$; $CC = 35.71$ donc une des conditions non vérifiées d'où : sable propre mal gradué(sm).

- **6eme échantillon**

[18 ;18.40]m :

$T_{80\mu m} = 46.08\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 46.08 = 53.92 > 50\%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2mm} = 100\%$ d'où $R_{2mm} = 0\%$; $0.5R_{80} > R_{2mm}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu m$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- ❖ **Sondage carotté 2**

- **1er échantillon**

[9.80 ;10.20]m :

$T_{80\mu m} = 31.86\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 31.86 = 68.14 > 50\%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2mm} = 85\%$ donc $R_{2mm} = 15\%$; $0.5R_{80} > R_{2mm}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu m$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- ❖ **Sondage carotté 3**

- **1ere échantillon**

[0.55;1]m :

$T_{80\mu m} = 69.93\%$

$R_{80}\mu m = 100 - T_{80}\mu m = 100 - 69.93 = 30.07 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 40.96(\%) \\ WP = 18.65(\%) \\ Ip = 22.31(\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

- **2eme échantillon**

[3.45 ;3.80]m :

$T_{80}\mu m = 40.46\%$

$R_{80}\mu m = 100 - T_{80}\mu m = 100 - 40.46 = 59.54 > 50 \%$ donc le sol est sol grenus.

$T_{2mm} = 90\%$ donc $R_{2mm} = 10\%$; $0.5R_{80} > R_{2mm}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu m$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- **3eme échantillon**

[14.25;14.70]m:

$T_{80}\mu m = 96.04$

$R_{80}\mu m = 100 - T_{80}\mu m = 100 - 96.04 = 3.96 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 73.01(\%) \\ WP = 24.55(\%) \\ Ip = 48.46(\%) \end{array} \right\}$$

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT)

- **4eme échantillon**

[18.45 ;18.85]m :

$T_{80}\mu m = 90.35\%$

$R_{80}\mu m = 100 - T_{80}\mu m = 100 - 90.35 = 9.65 < 50 \%$ donc le sol est sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 57.74(\%) \\ WP = 20.83(\%) \\ Ip = 36.91(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT)

❖ Sondage carotté 4

• 1er échantillon

[3.15;3.35]m :

$T_{80\mu m} = 35.15\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 35.15 = 64.85 > 50\%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2mm} = 100\%$ donc $R_{2mm} = 0\%$; $0.5R_{80} > R_{2mm}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu m$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

• 2eme échantillon

[7.95;8.80]m:

$T_{80\mu m} = 97.19\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 97.19 = 2.81 < 50\%$ donc le sol est sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 65.40(\%) \\ WP = 24.86(\%) \\ I_p = 23.40.54(\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT)

• 3eme échantillon

[11.80 ;12.20]m :

$T_{80\mu m} = 97.39$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 97.39 = 2.61 < 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 56.94(\%) \\ WP = 25.23(\%) \\ I_p = 31.71(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT)

• 4eme échantillon

[14.90 ;15.50]m :

$T_{80\mu m} = 60.81\%$

$R_{80\mu m} = 100 - T_{80\mu m} = 100 - 60.81 = 39.19 < 50\%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 34.75(\%) \\ WP = 20.36(\%) \\ I_p = 14.39(\%) \end{array} \right\}$$

- D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

- **5eme échantillon**

[20.65 ;21.05]m : $T_{80} \mu\text{m} = 33.25\% < 50\%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2\text{mm}} = 98\%$ donc $R_{2\text{mm}} = 2\%$; $0.5R_{80} > R_{2\text{mm}}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu\text{m}$,avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- **6eme échantillon**

[33.60 ;34]m :

$T_{80} \mu\text{m} = 11.42\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 11.42 = 88.58 < 50 \%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2\text{mm}} = 92\%$ donc $R_{2\text{mm}} = 8\%$; $0.5R_{80} > R_{2\text{mm}}$ donc le sol est sable

Plus de 12% d'élément $< 80\mu\text{m}$,avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- ❖ **Sondage carotté 5**

- **1ere échantillon**

[6.80;7.35]m :

$T_{80} \mu\text{m} = 66.36\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 66.36 = 33.64 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} WL = 36.48(\%) \\ WP = 15.62(\%) \\ I_p = 20.86(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

- **2eme échantillon**

[14.15 ;14.60]m :

$T_{80} \mu\text{m} = 36.01\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 36.01 = 63.99 > 50 \%$ donc le sol est un sol grenus.

$T_{2\text{mm}} = 100\%$ donc $R_{2\text{mm}} = 0\%$; $0.5R_{80} > R_{2\text{mm}}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $<80\mu\text{m}$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A
Donc le sol est un sable argileux (SA).

- **3eme échantillon**

[18.50;18.90]m :

$T_{80\mu\text{m}} = 99.30\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80\mu\text{m}} = 100 - 99.30 = 0.7 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 50.95(\%) \\ \text{WP} = 20.51(\%) \\ \text{Ip} = 30.44(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- **4eme échantillon**

[26.55 ;26.90]m :

$T_{80\mu\text{m}} = 49.89\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80\mu\text{m}} = 100 - 49.89 = 50.11 > 50 \%$ donc le sol est sol grenus.

$T_{2\text{mm}} = 93\%$ donc $R_{2\text{mm}} = 7\%$; $0.5R_{80} > R_{2\text{mm}}$ donc le sol est un sable

Plus de 12% d'élément $<80\mu\text{m}$, avec limites d'Atterberg au dessus de la ligne A

Donc le sol est un sable argileux (SA).

- **5eme échantillon**

[35.60;35.95]m

$T_{80\mu\text{m}} = 79.44\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80\mu\text{m}} = 100 - 79.44 = 20.56 < 50 \%$ donc le sol est sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 60.38(\%) \\ \text{WP} = 24.27(\%) \\ \text{Ip} = 37.11(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- ❖ **Sondage carotté 6**

- **1ere échantillon**

[6.45 ;6.90]m

$T_{80\mu\text{m}} = 62.14\%$

$R_{80\mu\text{m}} = 100 - T_{80\mu\text{m}} = 100 - 62.14 = 37.86 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 54.07(\%) \\ \text{WP} = 22.58(\%) \\ \text{I}_p = 31.49(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile très plastique (AT).

- **2eme échantillon**

[14.25 ;14.75]m :

$$T_{80} \mu\text{m} = 89.39\%$$

$R_{80} \mu\text{m} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 89.39 = 10.61 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 43.89(\%) \\ \text{WP} = 18.08(\%) \\ \text{I}_p = 25.81(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

- **3eme échantillon**

[16.80 ;17.20]m :

$$T_{80} \mu\text{m} = 67.91\%$$

$R_{80} \mu\text{m} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 67.91 = 32.09 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 45.93(\%) \\ \text{WP} = 20.07(\%) \\ \text{I}_p = 25.86(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

- **4eme échantillon**

[24.60 ;25.10]m :

$$T_{80} \mu\text{m} = 98.84\%$$

$R_{80} \mu\text{m} = 100 - T_{80} \mu\text{m} = 100 - 98.84 = 1.16 < 50 \%$ donc le sol est un sol fin.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{WL} = 41.08(\%) \\ \text{WP} = 20.27(\%) \\ \text{I}_p = 20.81(\%) \end{array} \right\}$$

-D'après l'abaque de Casagrande, le sol est une argile peu plastique (AP)

D)-Limites d'Atterberg**Tableau III.4 : Classification des sols**

Sondage	Profondeur(m)	Limites d'Atterberg			
		WL (%)	WP (%)	Ip (%)	Ic (%)
Sc 1	2.53-2.90	36.73	19.50	17.23	1.36
	4.55-4.90	43.53	21.35	22.18	1.29
	11.40-11.75	40.11	17.38	22.73	1.17
	15.00-15.50	65.58	26.84	38.74	1.14
	18.00-18.40	42.17	21.51	20.66	1.19
Sc 2	8.05-8.55	41.21	17.90	23.31	2.18
	9.80-10.20	21.64	17.44	4.20	1.31
Sc 3	0.55-1.00	40.96	18.65	22.31	1.24
	3.45-3.80	30.08	16.11	13.97	1.16
	6.80-7.20	46.99	18.75	28.24	1.02
	14.25-14.70	73.01	24.55	48.46	1.004
	18.45-18.85	57.47	20.83	36.91	1.88
Sc.4	3.15-3.35	26.41	18.65	7.76	1.10
	7.95-8.80	64.40	24.86	40.54	1.21
	11.80-12.20	56.94	25.23	31.71	1.57
	14.90-15.15	34.75	20.36	14.39	1.7
	16.85-17.25	31.58	21.07	10.51	1.53
	20.65-21.05	23.50	18.55	4.95	1.03
Sc.5	6.80-7.35	36.48	15.62	20.86	1.11
	14.15-14.60	22.28	17.46	4.82	2
	18.50-18.90	50.95	20.51	30.44	1.14
	26.55-26.90	52.66	17.66	35	1.09
	35.60-35.95	60.38	24.27	36.11	1.17
Sc.6	6.45-6.90	54.07	22.58	31.49	1.18
	14.25-14.75	43.89	18.08	25.81	1.17
	16.80-17.20	45.93	20.07	25.86	1.037
	24.60-25.10	41.08	20.27	20.81	1.296

On remarque que, l'indice de plasticité varie entre 4 et 40%, ce qui décrit que les argiles sont à l'état plastique.

E)-Étude d'homogénéité

❖ 1ère couche « Argile Très Plastique » :

❖ Poids volumique humide γ_h

$$\gamma_{h \text{ moyen}} = \frac{\sum \gamma_h}{n} \quad (\text{III-1})$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{21.8 + 22.10 + 21 + 20.30 + 22.3 + \dots + 21.3 + 20.2 + 21.1 + 20 + 21.8}{17}$$

$$\gamma_{h \text{ moyen}} = 21.005 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda \gamma_h = \sqrt{\frac{(\gamma_h - \gamma_{h \text{ moy}})^2}{n-1}}$$

(III-2)

$$\lambda \gamma_h = \sqrt{\frac{(21.8 - 21.005)^2 + (22.1 - 21.005)^2 + (21 - 21.005)^2 + (20.3 - 21.005)^2 + \dots}{16}}$$

$$\lambda \gamma_h = 0.840$$

$$CV = \frac{\lambda \gamma_h}{\gamma_{h \text{ moy}}} \quad (\text{III-3})$$

$$CV = \frac{\lambda \gamma_h}{\gamma_{h \text{ moy}}} = \frac{0.736}{21.005} = 3.99 \% < 10 \%$$

On prend : $\gamma_h = \gamma_{h \text{ moyen}} = 21.005 \text{ kN/m}^3$

❖ Poids volumique sec γ_d

$$\gamma_{d \text{ moyen}} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \quad (\text{III-4})$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{19.2 + 19.2 + 18.6 + 16.7 + 20 + 16.7 + \dots + 18 + 17.1 + 19.7 + 17.3 + 18.5 + 16.8 + 19.1}{17}$$

$$\gamma_{d \text{ moyen}} = 18.035 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda \gamma_d = \sqrt{\frac{(\gamma_d - \gamma_{d \text{ moy}})^2}{n-1}}$$

(III-5)

$$\lambda\gamma_d = \sqrt{\frac{(19.2 - 18.035)^2 + (19.2 - 18.035)^2 + (18.6 - 18.035)^2 + (18.6 - 18.035)^2 + (16.7 - 18.035)^2 + \dots}{16}}$$

$$\lambda\gamma_d = 1.093$$

$$CV = \frac{\lambda\gamma_d}{\gamma_{dmoy}}$$

$$CV = \frac{\lambda\gamma_d}{\gamma_{dmoy}} = \frac{1.093}{18.035} = 6.05 \% < 10 \%$$

On prend : $\gamma_d = \gamma_{d\text{moyenne}} = 18.035 \text{ kN/m}^3$

❖ **Poids volumique saturé γ_{sat}**

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) + \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = 18.03 \left(1 - \frac{10}{26.5} \right) + 10$$

$$\gamma_{sat} = 21.226 \text{ kN/m}^3$$

❖ **Poids volumique des particules solides γ_s**

On prend $\gamma_s = 26.5$

- 2ème couche « sable » :

❖ **Poids volumique sec γ_d**

$$\gamma_{dmoyen} = \frac{\sum \gamma_d}{n} \tag{III-6}$$

$$\gamma_{dmoy} = \frac{19.2 + 19.3 + 18.4 + 19.5 + 18.8 + 18.3 + 19.1 + 19.2 + 19.3}{9}$$

$$\gamma_{dmoyen} = 18.689 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda\gamma_d = \sqrt{\frac{(\gamma_d - \gamma_{dmoy})^2}{n-1}} \tag{III-7}$$

$$\lambda\gamma_d = \sqrt{\frac{(19.1 - 18.689)^2 + (17.3 - 18.689)^2 + \dots + (19.3 - 18.689)^2}{8}}$$

$$\lambda\gamma_d = 0.688$$

$$CV = \frac{\lambda\gamma_d}{\gamma_{dmoy}} \tag{III-8}$$

$$CV = \frac{\lambda\gamma_d}{\gamma_{dmoy}} = \frac{0.688}{18.689} = 3.68 \% < 10 \%$$

On prend : $\gamma_d = \gamma_{dmoyen} = 18.689 \text{ kN/m}^3$

❖ Poids volumique saturé γ_{sat}

$$\gamma_{sat} = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) + \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = 18.689 \left(1 - \frac{10}{26.5} \right) + 10$$

$$\gamma_{sat} = 21.637 \text{ kN/m}^3$$

❖ Poids volumique humide γ_h

$$\gamma_{h \text{ moyen}} = \frac{\sum \gamma_h}{n}$$

$$\gamma_{h \text{ moyen}} = \frac{21.7 + 20.3 + 20.5 + 21.2 + 20.5 + 20.3 + 21.5 + 21.6 + 22.1}{9}$$

$$\gamma_{h \text{ moyen}} = 21.077 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda_{\gamma_h} = \sqrt{\frac{(\gamma_h - \gamma_{h \text{ moy}})^2}{n-1}} \quad \text{(III-9)}$$

$$\lambda_{\gamma_h} = \sqrt{\frac{(21.7 - 21.077)^2 + (20.3 - 21.077)^2 + \dots + (22.1 - 21.077)^2}{8}}$$

$$\lambda_{\gamma_h} = 0.406$$

$$CV = \frac{\lambda_{\gamma_h}}{\gamma_{h \text{ moy}}} \quad \text{(III-10)}$$

$$CV = \frac{\lambda_{\gamma_h}}{\gamma_{h \text{ moy}}} = \frac{0.406}{21.077} = 2.02 \% < 10 \%$$

On prend : $\gamma_h = \gamma_{h \text{ moyen}} = 21.077 \text{ kN/m}^3$

On constate d'après les résultats de l'étude d'homogénéité sont regroupés dans le tableau

Le tableau III.5 regroupe les paramètres physiques des pour les deux couches de sol.

Tableau III.5 : paramètres physiques des sol

Couche	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)
Argile	21.005	18.035	21.226	26.5
Sable	20.077	18.689	21.637	26.5

III.8.2. Paramètres mécaniques

L'essai de cisaillement rectiligne permet de déterminer les caractéristiques mécaniques intrinsèques d'un sol donné à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne (C, ϕ).

Pour le matériel utilisé :on doit utiliser l'appareil de cisaillement,les charges,un système de mesurage des (efforts-déplacements-temps),étuve,une balance électronique.

L'essai s'effectue sue 3 éprouvettes de meme échantillon de meme dimensions,préparées dans les memes conditions,chaque éprouvette soumise à des contraintes normales différentes.

- **Détermination de C' et φ' :**

Le tableau III.5 regroupe les paramètre mécanique des pour les deux couche sol.

Tableau III.6 : paramètre mécanique des sol

couche	Paramètres mécaniques	
	C'	φ'
Argile	40	26.06
Sable	45	24.98

III.9.Conclusion

Ce chapitre nous a permet d'avoir une bonne reconnaissance géotechnique sur le site de projet ces informations obtenues vont nous servir d'étudier avec précision la stabilité de notre remblai pour opter à une meilleur solution possible économique et confortable

IV.1- Introduction :

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le remblai.

Pour l'étude de la stabilité des remblais d'accès en quart de cône de l'ouvrage d'art PK397 moyennant le système de renforcement par les géotextiles à parement Atalus120 et les parois moulées.

La modélisation numérique est effectuée par deux logiciels PLAXIS2D et GEO5.

IV.2- Présentation de logiciel Plaxis2D

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis2d nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité et du terrain étudié. L'interprétation de ces résultats obtenus permettra de proposer la solution et le choix du confortement le plus approprié.

IV.3 Type de comportement des matériaux

PLAXIS offre le choix entre deux types de comportements pour chaque modèle de sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.

IV.4 Etape de modélisation

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous-programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- le programme d'entrée de donnée input : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- le programme calcul : permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
- le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (Déformation de maillage).
- le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

IV.5 Etude de stabilité

Une analyse numérique de la stabilité du talus a été effectuée à l'aide du logiciel plaxis2D. Nous avons choisi le profil en long et le profil en travers qui a été adopté conformément au levé topographique sur terrain, qui est montré en figure(IV.1), et aussi les quatre profils de coin.

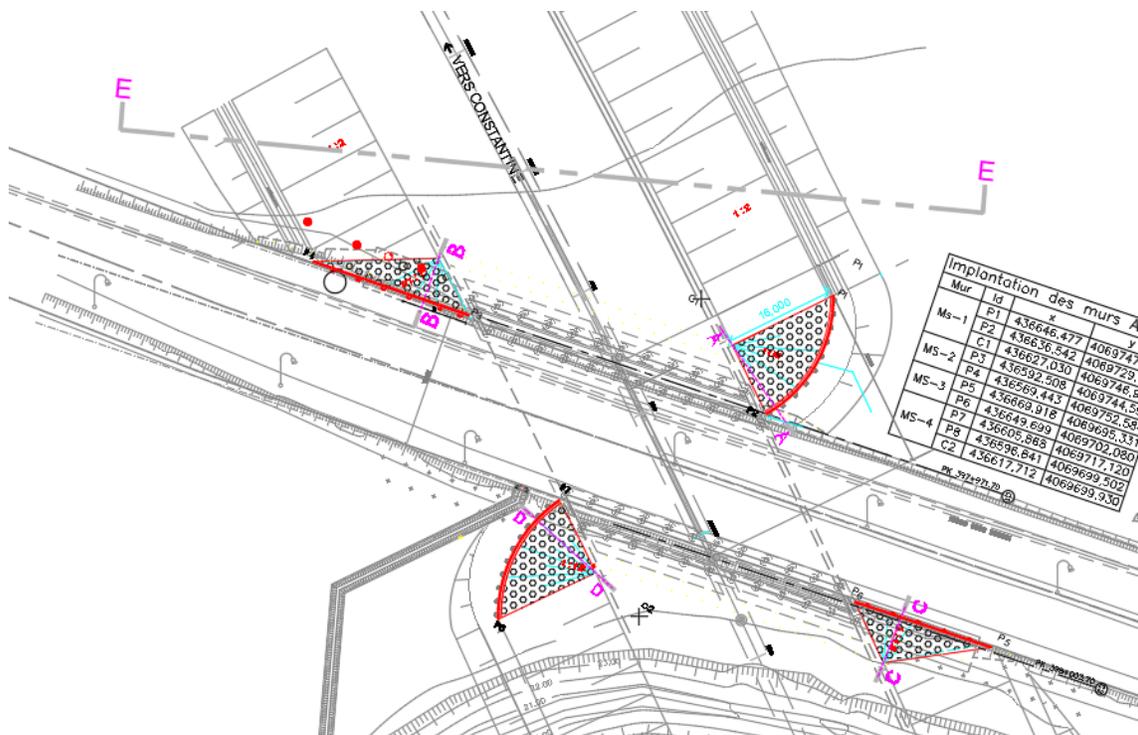


Figure IV.1 : Levé topographique des profils étudiés.

IV.5.1. Etude de la coupe (E-E)

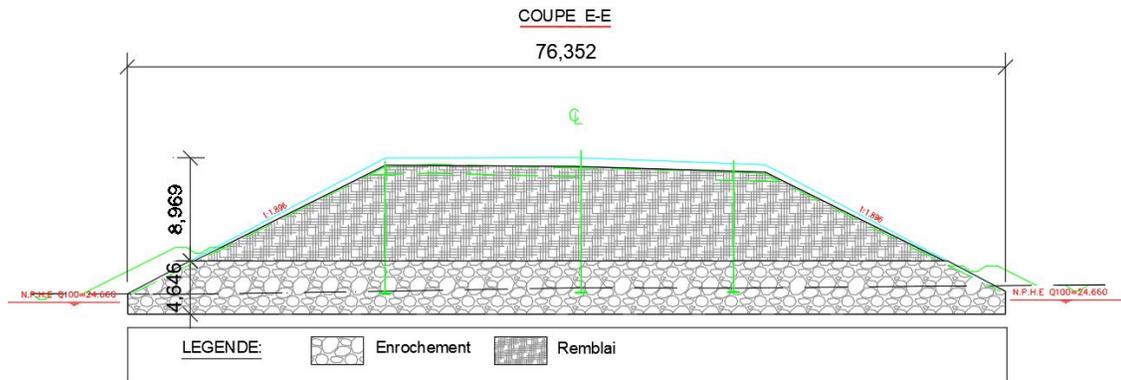


Figure IV.2 : coupe lithologique des remblais.

La figure IV.2 montre la coupe lithologique du remblai dans la coupe E-E qui correspond à la section PK397+700-398+065 au PK397+700-PK398+065.

IV.5.1.1. Stabilité de talus à l'état initial

La figure (IV.3) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial .il est de 77m de largeur et 17 m de hauteur, Un système de charge de 20 KPa a été utilisé pour simuler les charges roulantes.

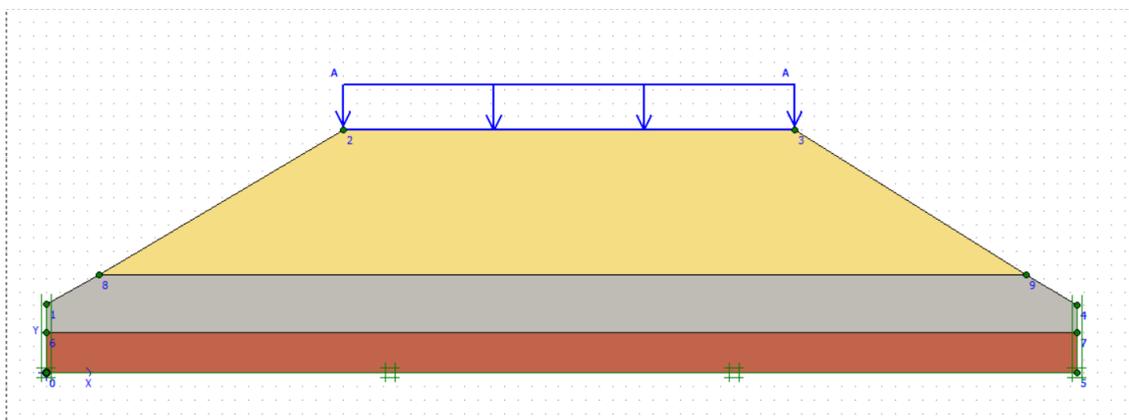


Figure IV.3: Modalisation du talus à l'état actuel sur plaxis2D.

Avant de définir les couches, on doit appliquer les conditions aux limites, le plaxis2d va bloquer le modèle dans les lignes verticaux au sens horizontal et en bas, il va bloquer en vertical et en horizontal pour laisser la liberté de cette géométrie bouge librement.

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique, on utilise la loi de confortement de Mohr-coulomb parce qu'il donne des bons résultats et des estimations proches à la réalité.

Les caractéristiques physiques et mécaniques ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais in-situ.

Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques pour chaque couche du sol :

❖ **Caractéristique géotechniques des sols :**

Tableau IV.1 : présenté les caractéristiques du sol.

Couche de sol	γ_h ($\frac{KN}{m^3}$)	γ_d ($\frac{KN}{m^3}$)	γ_{sat} ($\frac{KN}{m^3}$)	c' ($\frac{KN}{m^2}$)	ϕ' ($^\circ$)	E ($\frac{KN}{m^2}$)	ν	ψ
Argile marneuse	21.005	18.035	21.226	40	26.06	$20 \cdot 10^3$	0.33	0
Remblais technique	20.87	20.07	22.5	5	32	$9.5 \cdot 10^4$	0.3	2
Enrochement	21	20.88	23	5	35	$9 \cdot 10^4$	0.25	5

IV.5.1.2. Maillage adopté

Après définir les trois couches qui existent, il faut faire le maillage de notre géométrie qui est très fin pour assurer un calcul très précis, voici la figure qui le présente (Figure IV. 4).

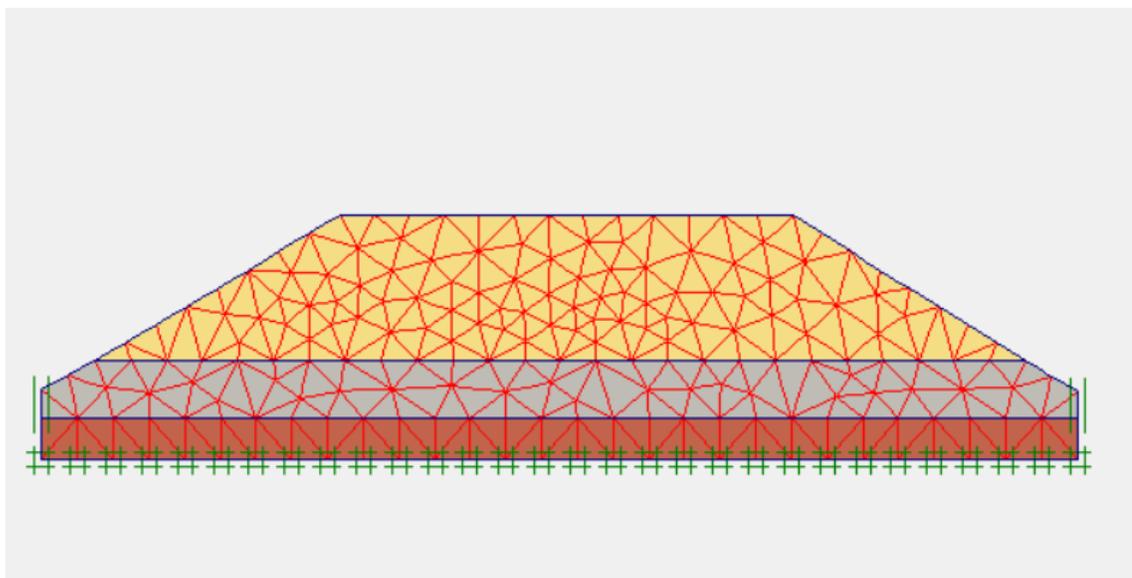


Figure IV. 4 : Maillage adopté

Avant de passer au calcul de stabilité, il faut définir les conditions initiales. Donc on va calculer les contraintes effectives et totales. Avant on a détecté la nappe de notre site d'étude.

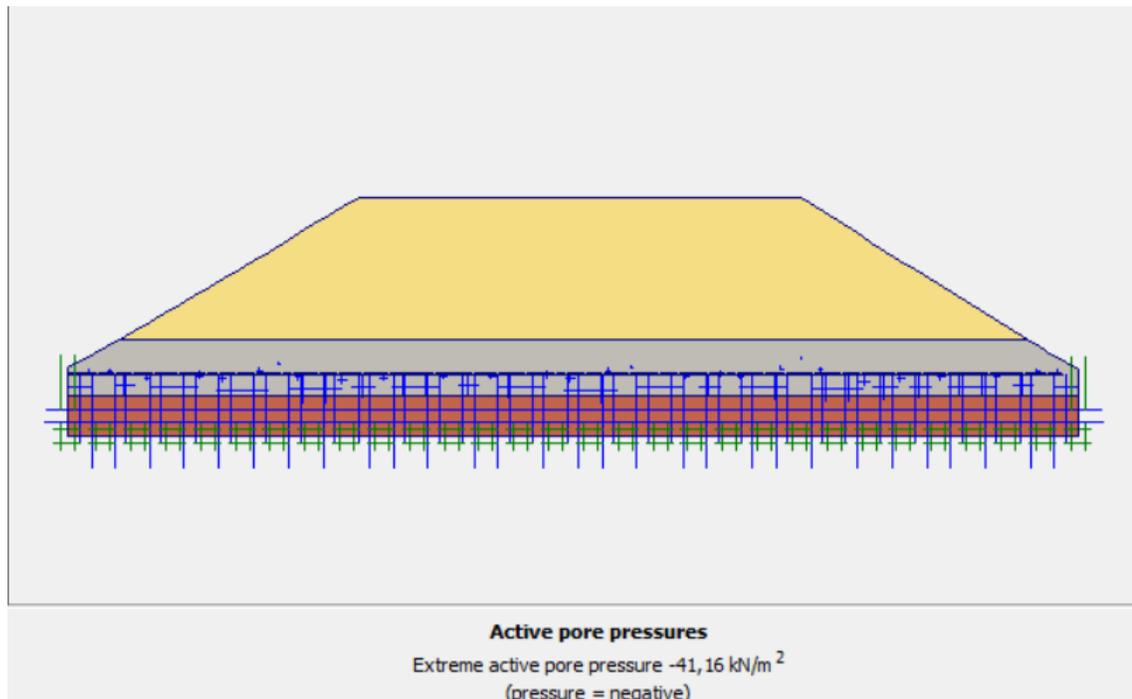


Figure IV. 5 : présentations des contraintes effectives

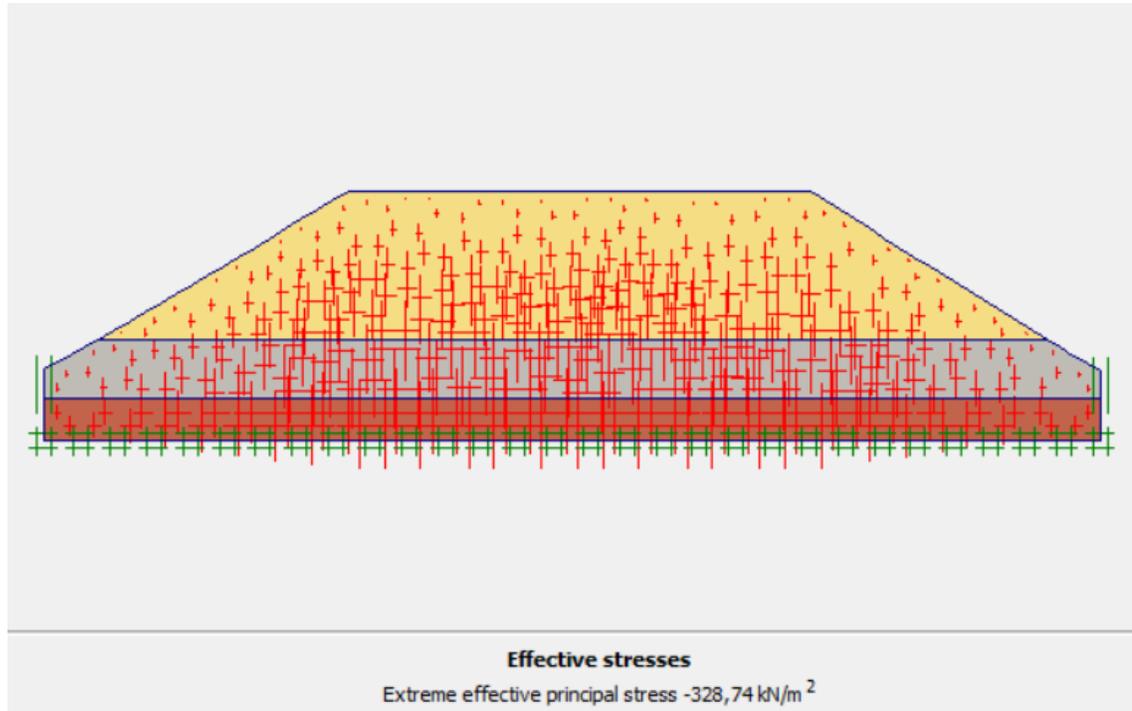


Figure IV. 6 : Présentation de contrainte verticale

VI.5.1.3. Analyses et résultats

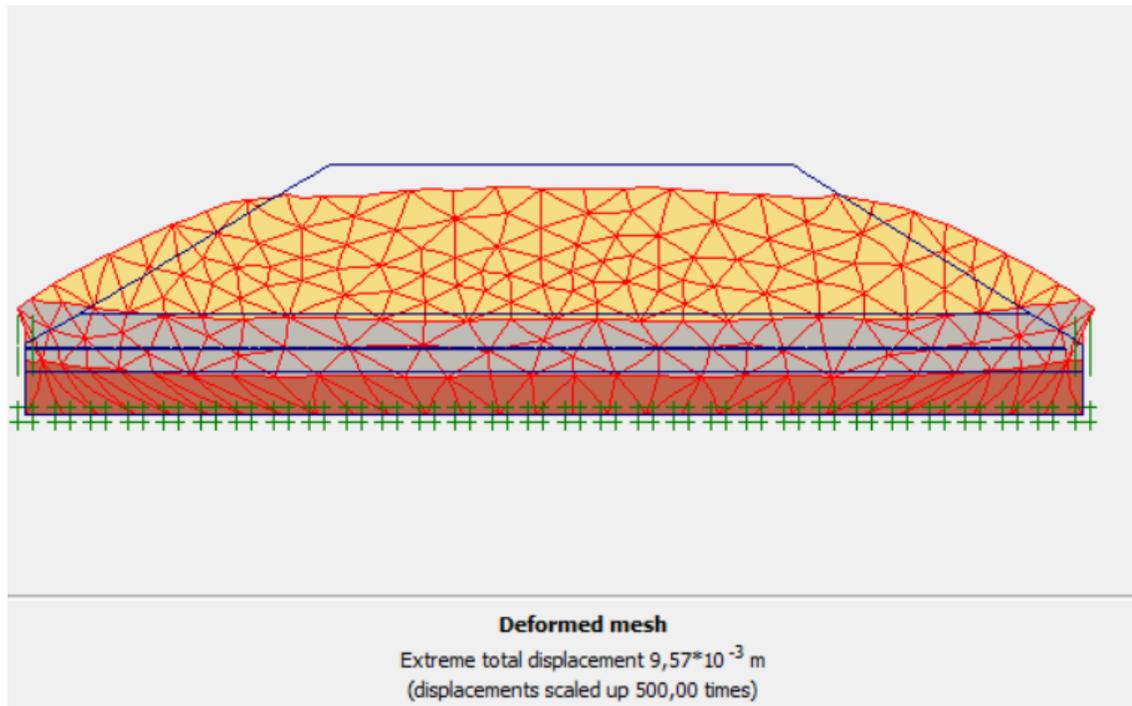


Figure IV.7 : Présentation de total déplacement

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

Le coefficient de sécurité (Phi-c réduction) : c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS.

Après lancer le calcul par logiciel plaxis on présente le coefficient de sécurité.

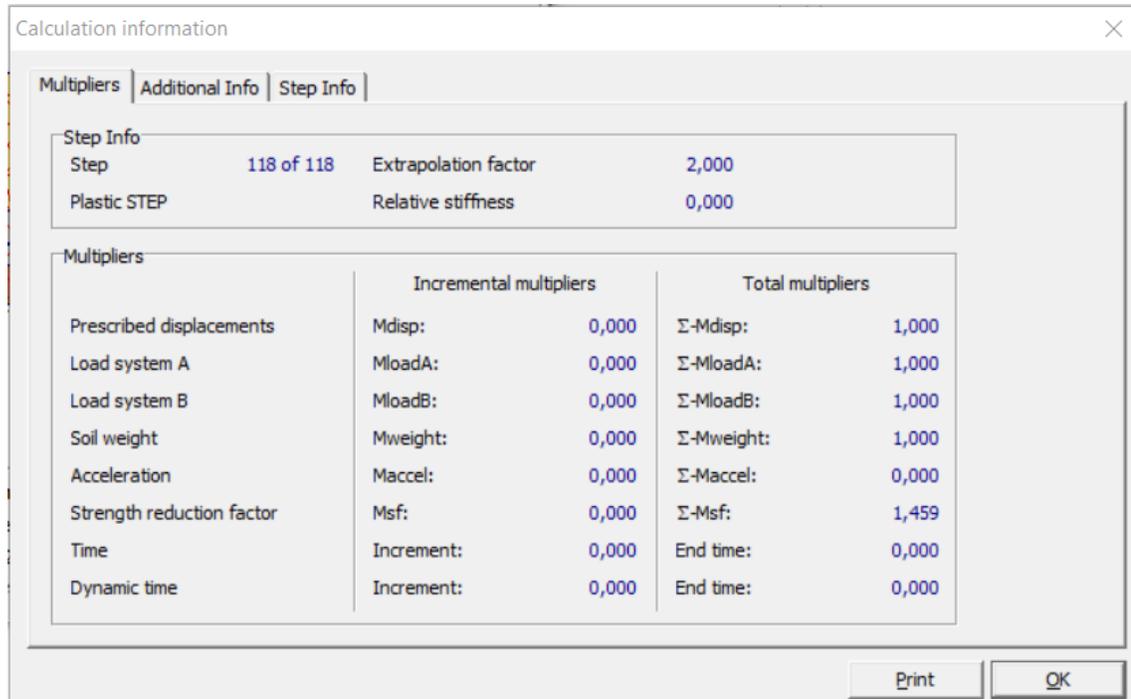


Figure IV. 8 : Présentation de facteur de sécurité.

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité $F_s=1,459 < 1.5$. Le talus est par conséquent classé précairement stable. La Figure (IV.8) représente le de facteur sécurité.

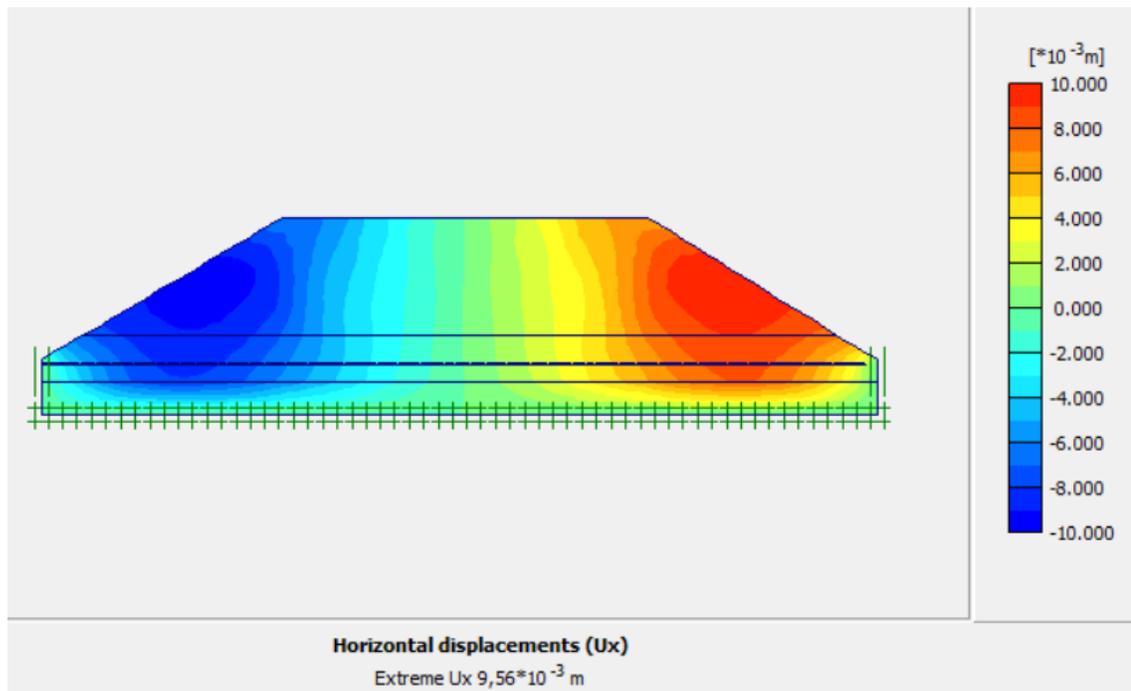


Figure IV.9 : le déplacement horizontal du sol

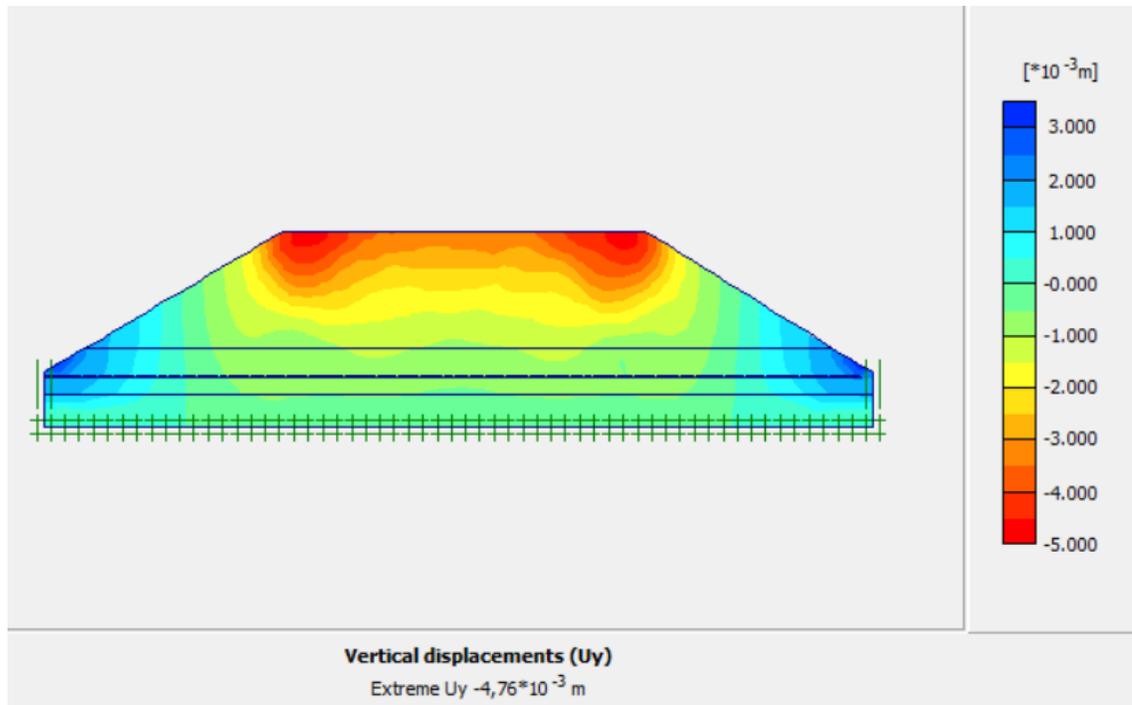


Figure IV.10 : le déplacement vertical du sol

D'après les déplacements horizontal et verticale obtenus par le calcul réalisé, il semble que l'instabilité est située dans la couche du remblai comme elle est montrée sur la figure (IV. 9).

VI.5.1.4. Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis2D, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est inférieure à 1,5. Donc le talus est en équilibre instable.

VI.5.1.5. Etude de renforcement de remblai

Pour améliorer la stabilité du remblai, nous proposons un système de renforcement par ajout de deux nappes géotextile.

Le procédé de renforcement par GEOTER est essentiellement utilisé dans les remblais renforcés et les parements de soutènement en combinaison avec les éléments cellulaires en Béton. Le géotextile de renforcement adopté dans cette étude est de type PET GEOTER 200KN/KN, ce dernier contient des fibres rectilignes de renforcement tissé en polyester à haute ténacité. Le Géotextile de renforcement possède une mise en tension immédiate ce qui

lui permet de reprendre les efforts instantanément et de limiter la déformation initiale lors de la mise en tension.

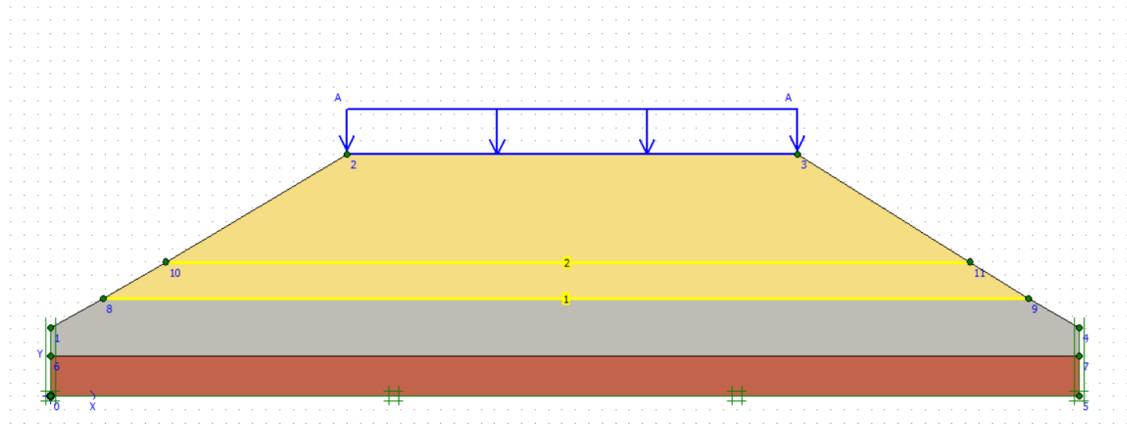


Figure IV.11 : Modélisation de confortement de remblai.

❖ **Caractéristique des Géotextile :**

Tableau IV.2 : présenté les caractéristiques du géo-synthétique.

	désignation	Type de matériel	valeur	Unité
Géotextile	EA	Elastique	200	(kn/m)

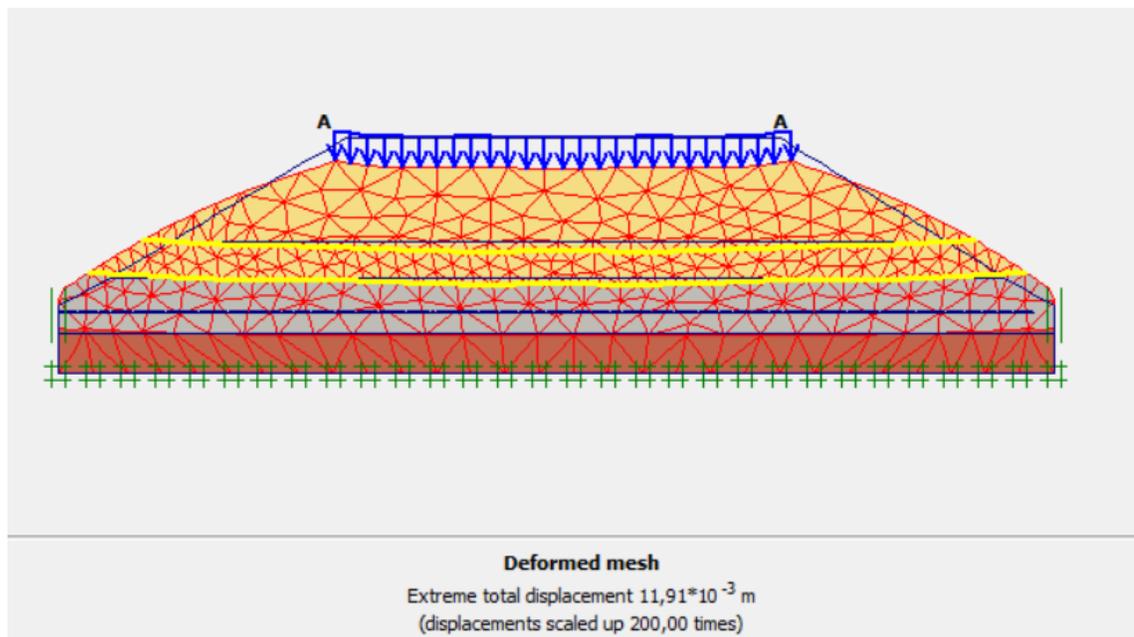


Figure IV.12 : schéma représentant la déformée de remblai

Le déplacement vertical de ce modèle est 1.19 cm, cette valeur appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

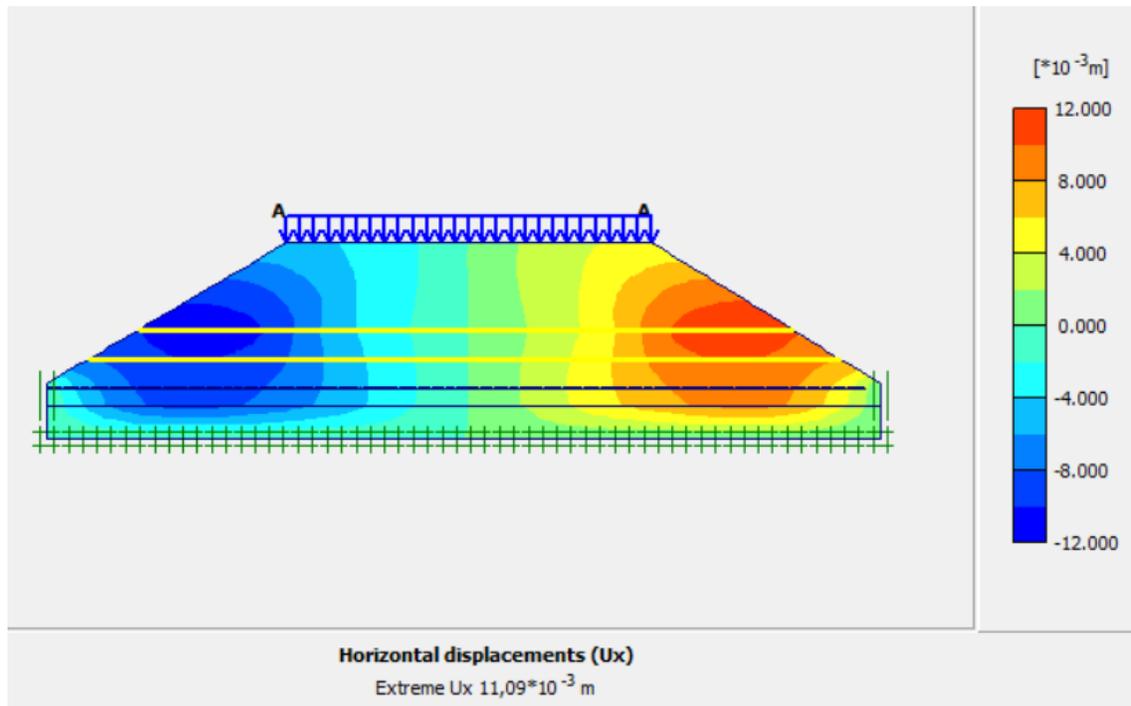


Figure IV.13 : le déplacement horizontal du sol

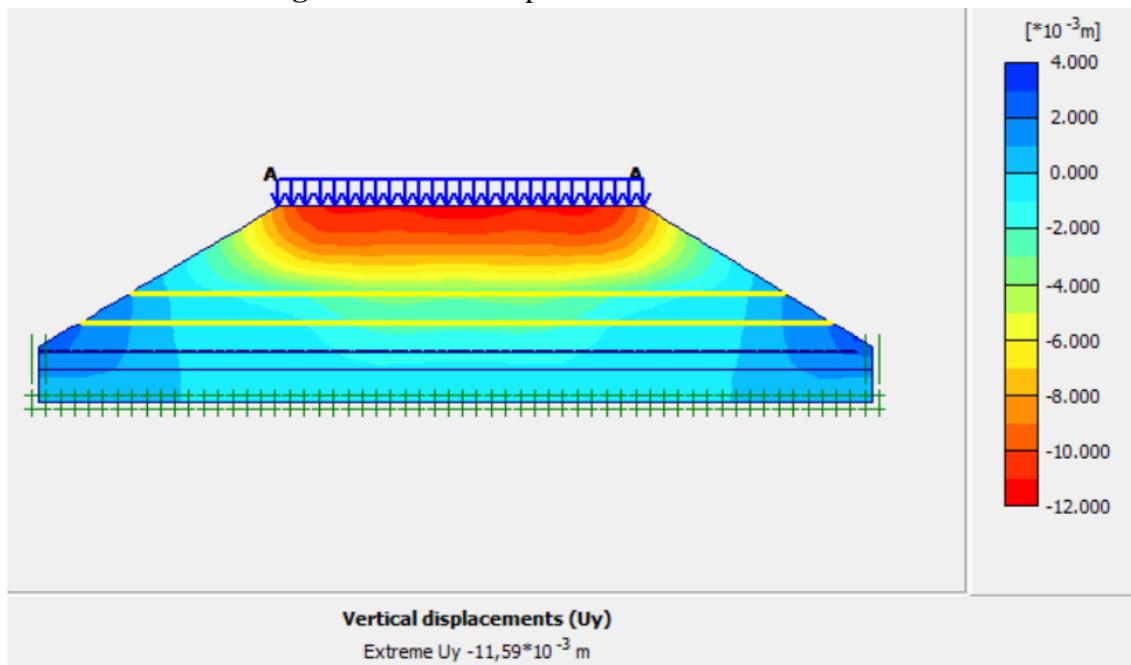


Figure IV.14 : le déplacement vertical du sol

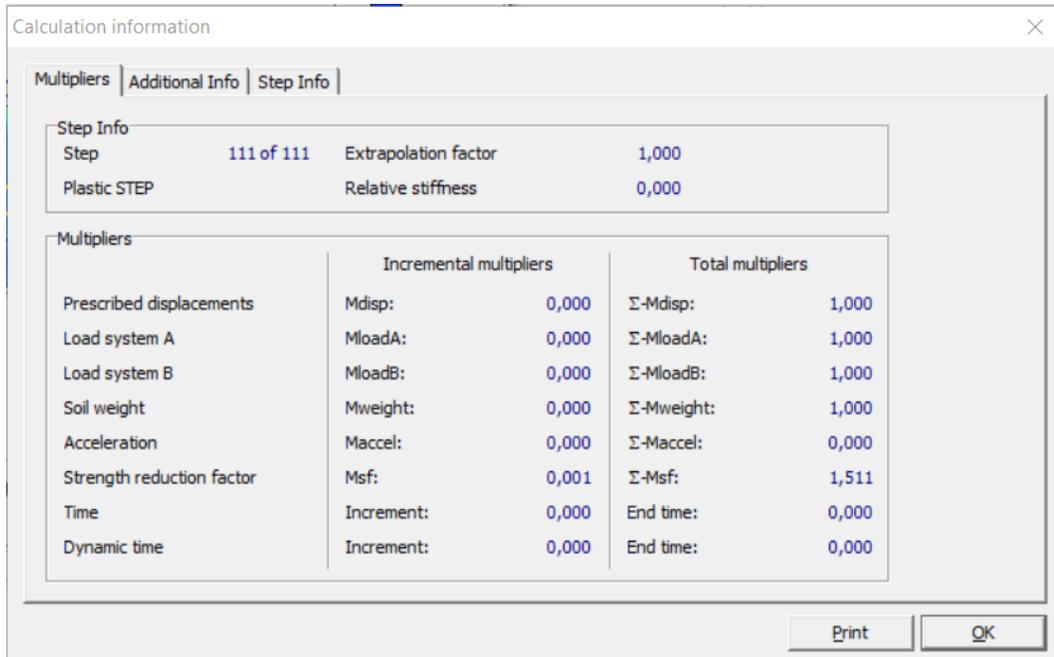


Figure IV.15 : Présentation de facteur de sécurité.

La figure IV.15 montre la valeur de facteur de sécurité $F_s = 1.511 > 1.5$ donc le talus est stable.

IV.6. Les profile étudiés :

A. 1^{er} type de renforcement : géotextile et paroi moulé

IV.6.1.Profile (coupe A-A) :

- le profil étudié c'est l'un quart ($1/4$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité Est par rapport le pont .

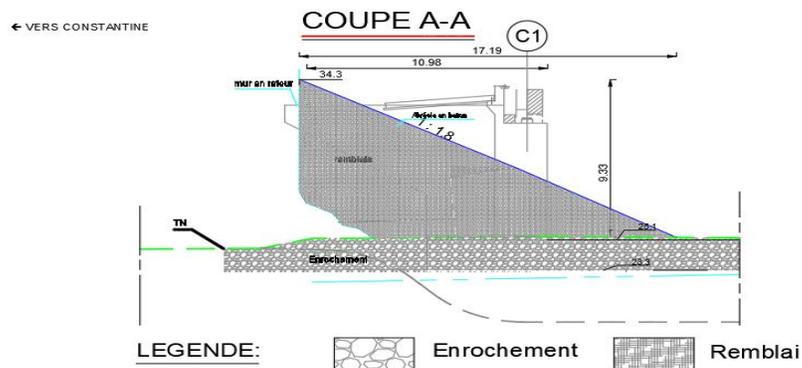


Figure IV.16: coupe lithologique de profil (A-A).

IV.6.1.1. Stabilité de talus à l'état initial :

La figure (IV.17) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial.

- **Chargement** : 10 KN/m^2 qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m^2

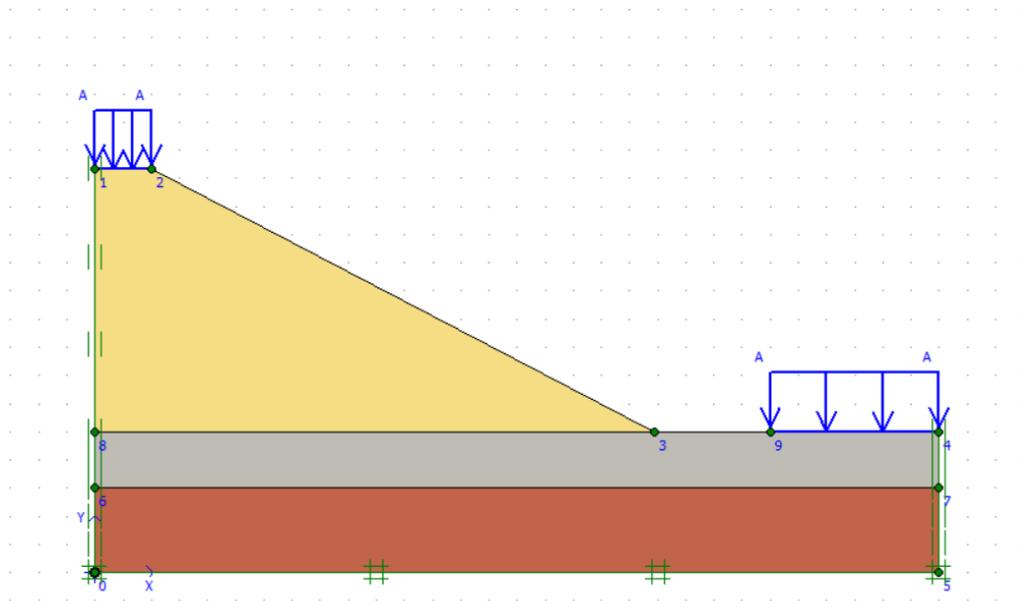


Figure IV.17: coupe A-A par plaxis2D.

IV.6.1.2. Maillage adopté

Après définir les trois couches qui existent, il faut faire un maillage fin est adapté par le model pour avoir des résultats plus précis, voici la figure qui le présente (Figure IV.18).

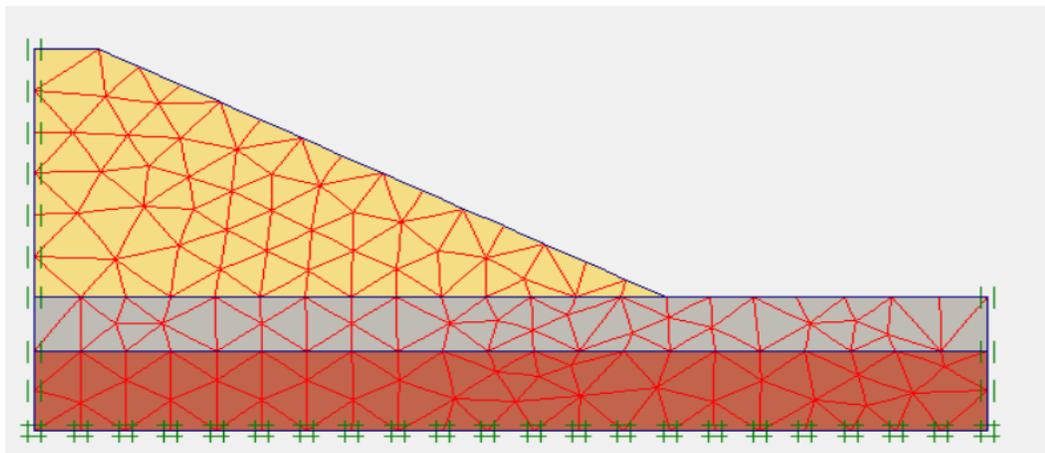


Figure IV.18 : Maillage adopté

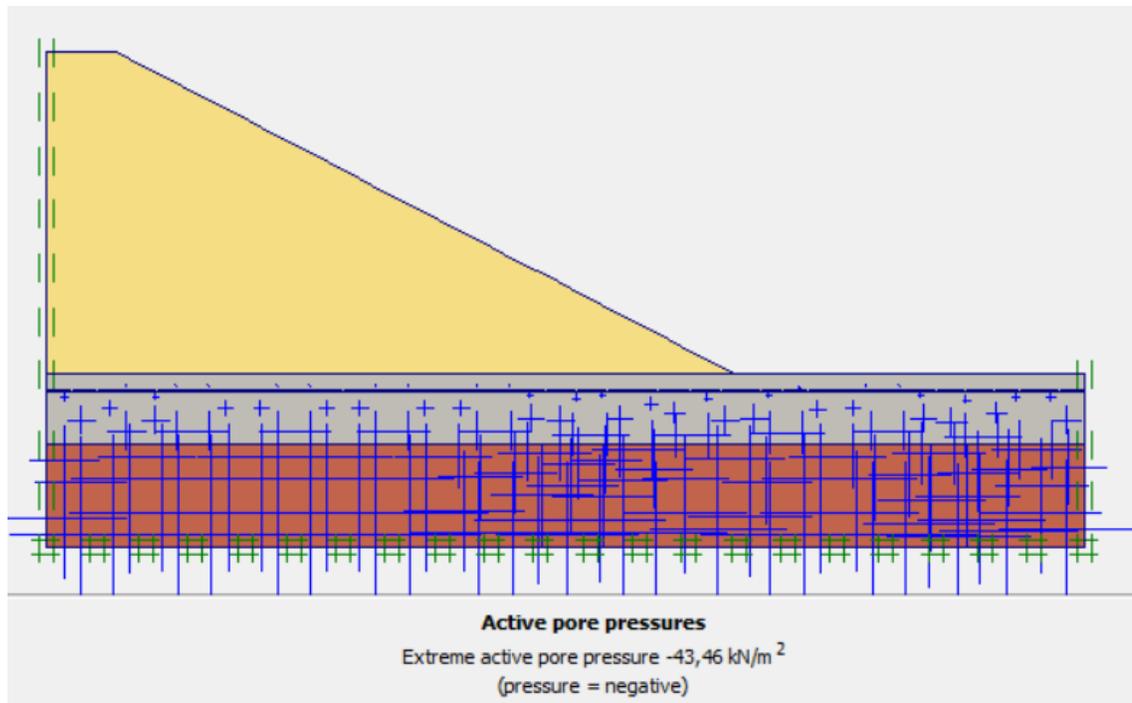


Figure IV.19 : présentations des contraintes effectives

Après le lancement du calcul, voila les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV20, 21,22 successivement.

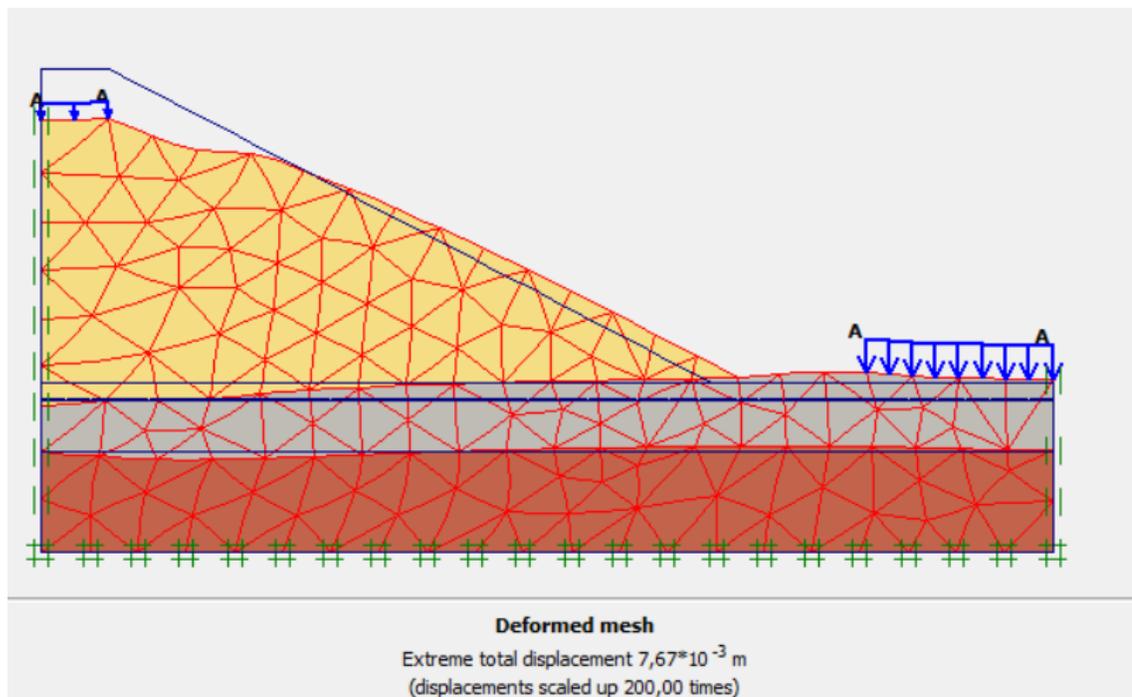


Figure IV.20 : le déplacement total du sol

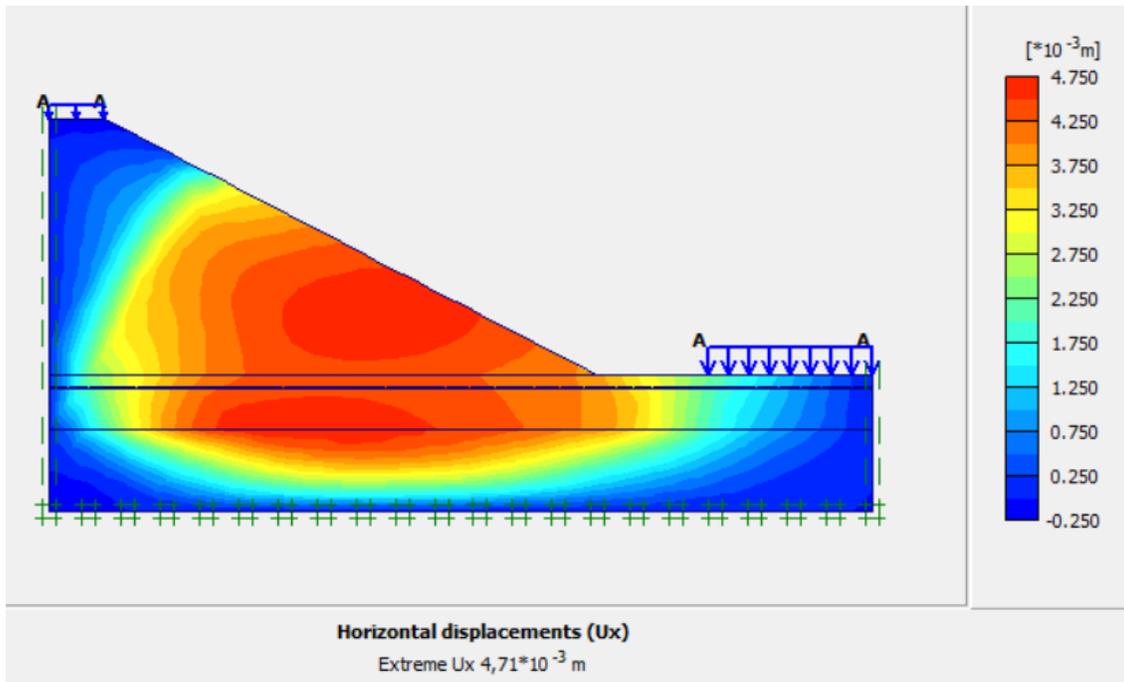


Figure IV.21 : le déplacement horizontal du sol

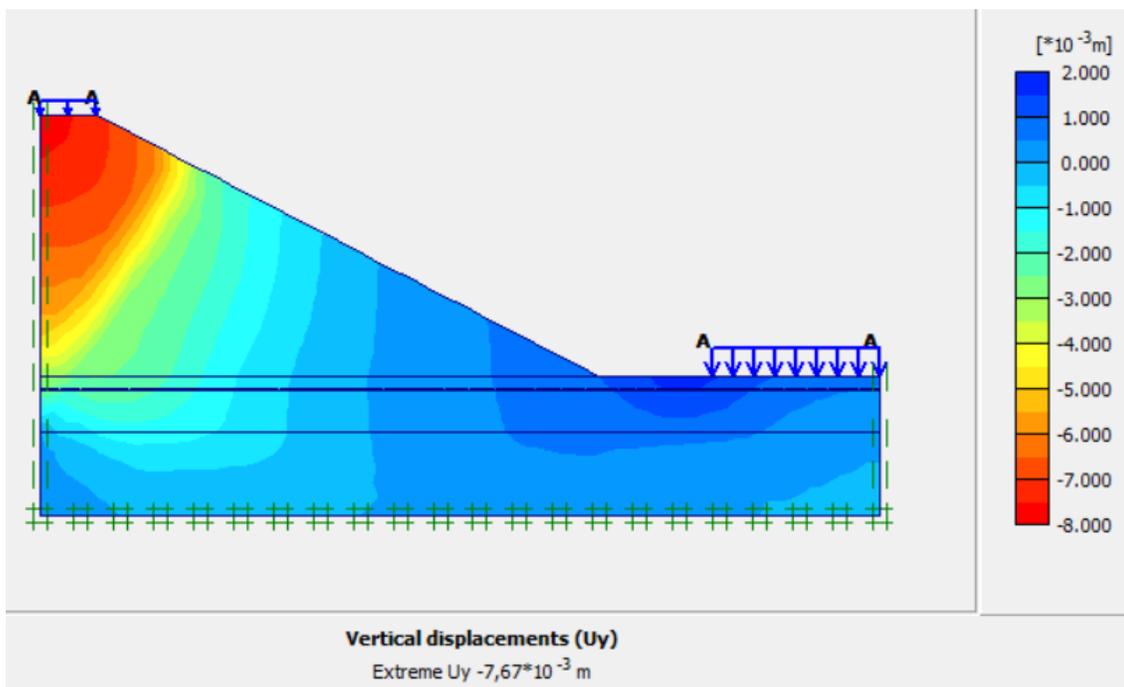


Figure IV.22 : le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 0.76 cm, et le déplacement horizontal 0.47cm, cette valeur appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

Après le lancement du logiciel plaxis on présente le coefficient de sécurité.

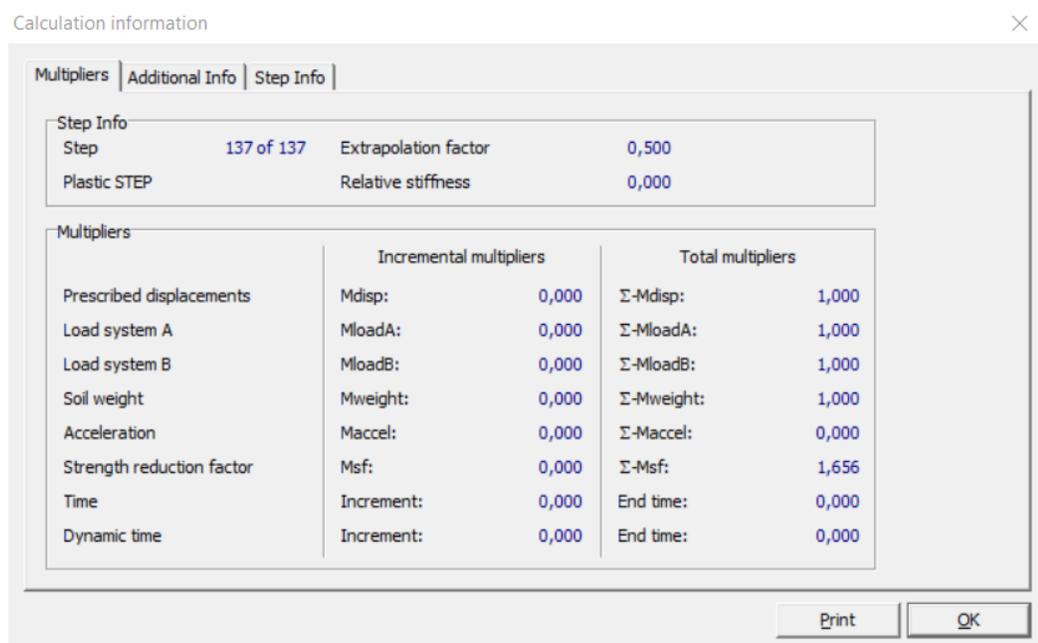


Figure IV.23 : Présentation de facteur de sécurité

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité $F_s=1,656 > 1.5$. Le talus est par conséquent stable. La Figure (IV.23) représente le de facteur sécurité.

La modélisation des excavations réalisées sur le remblai est repartis sur plusieurs phases de calcul, les résultats présentes sont celles des phases finales.

Le but de cet excavation pour libérer l'espace pour la route, après l'excavation le facteur de sécurité est diminuer donc nous somme obligé renforcé le sol pour augmenter le facteur de sécurité assurer leur stabilité.

IV.6.1.3. Etude de renforcement du remblai coupe A-A :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par une paroi moulées de dimension $h = 4.4m$; $ep = 0.8m$ et 2.25 m d'ancrage et dix (10) lignes de géotextile la distance entre les couche 0.5m.

• **Caractéristique des parois moulées :**

Tableau IV.3 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.

Paramètre	désignation	valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$2.56.10^7$	$\frac{KN}{ml}$
Rigidité en flexion	EI	$1.365.10^6$	$(KN.m^2/ml)$
Epaisseur équivalente	d_{eq}	0.8	(m)
poids	W	20	KN
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

La figure IV.24 représente l'état de la coupe après l'excavation

- **Chargement :** $10 KN/m^2$ qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = $20 KN/m^2$

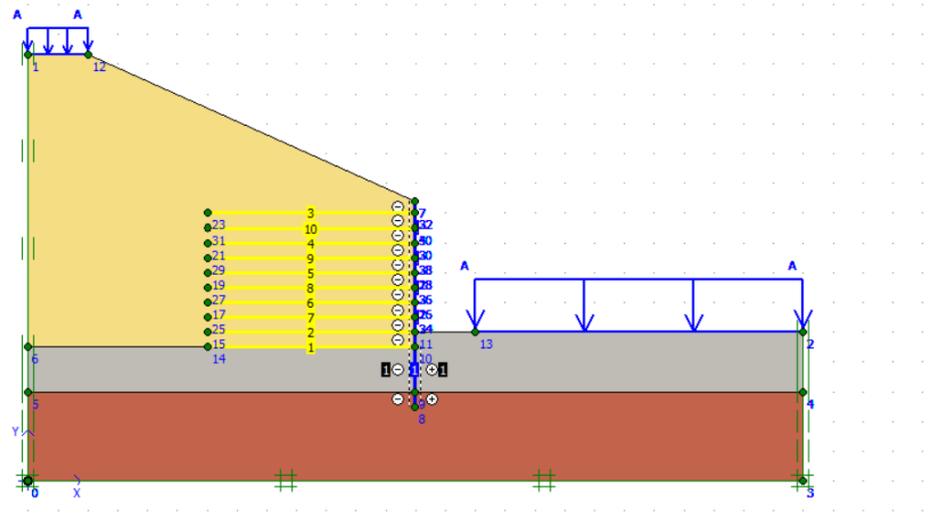


Figure IV.24 : Modélisation de confortement de Coupe A-A par plaxis 2D après excavation.

IV.6.1.4. Maillage adopté

Un maillage fin est adapté par le model, voici la figure qui le présente (Figure IV.23). Après la modélisation des trois couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec la paroi.

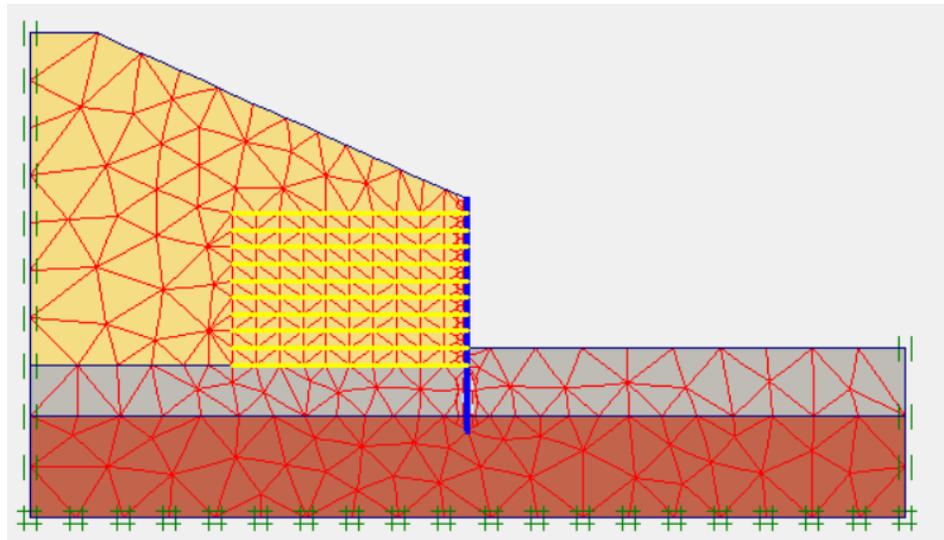


Figure IV.25 : Maillage adopté

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis , voila les résultats des déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figure IV26, 27,28 successivement.

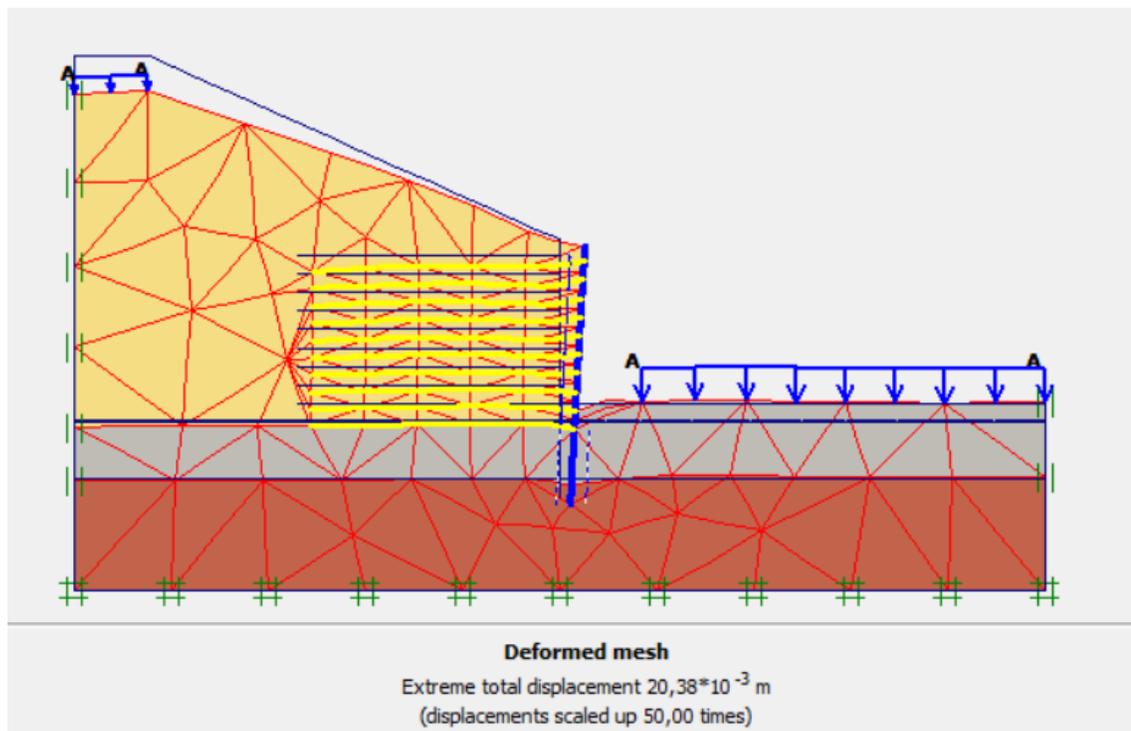


Figure IV.26 : Le déplacement total du sol

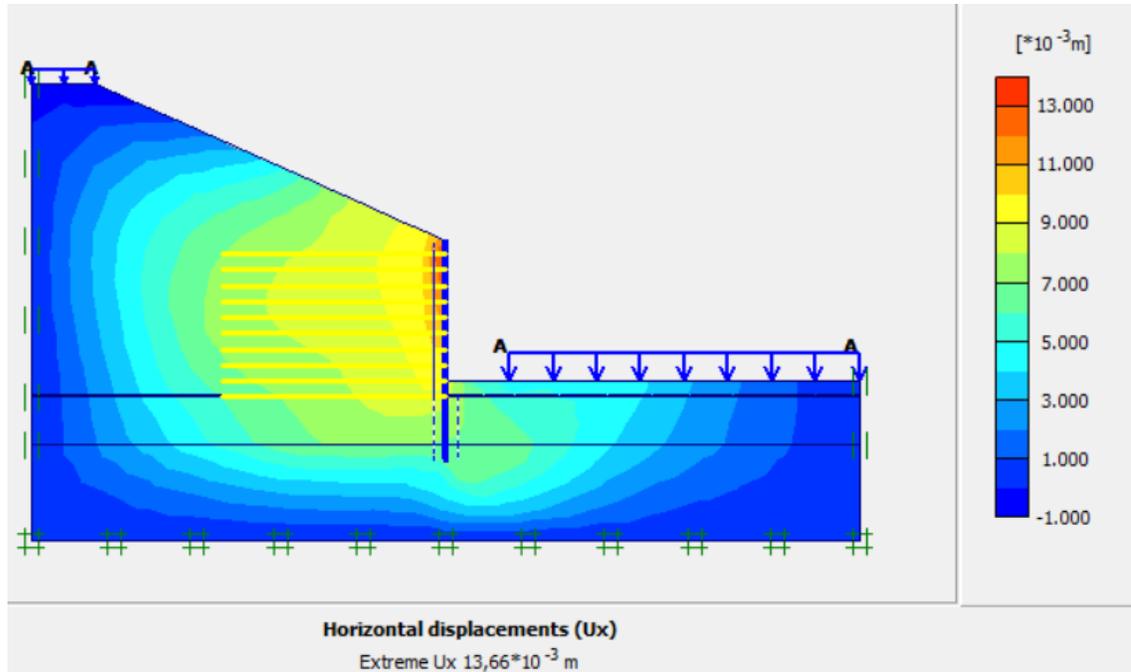


Figure IV.27 : le déplacement horizontal du sol

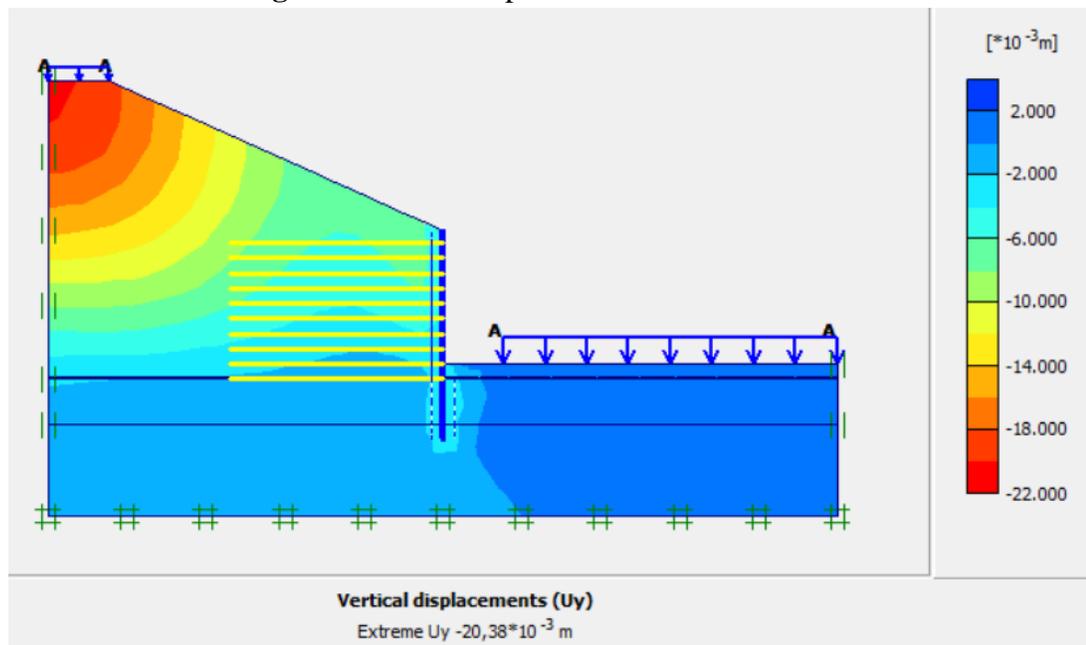


Figure IV.28. Le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 2.03 cm, et le déplacement horizontal 1.36, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

La figure IV. 29 montres la valeur de facteur de sécurité donné par plaxis $F_s = 1.592 > 1.5$ donc le talus est stable.

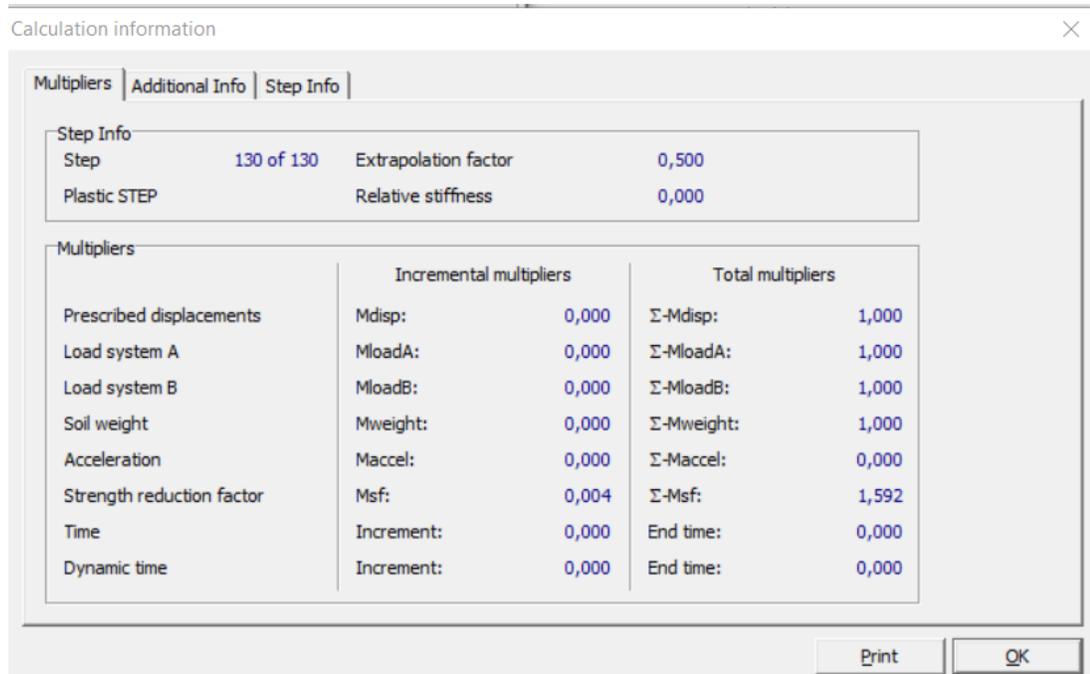


Figure IV.29 : Présentation de facteur de sécurité

IV.6.2.Profile (coupe B-B)

- le profil étudié c'est l'un quart ($1/4$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité nord par rapport le pont .

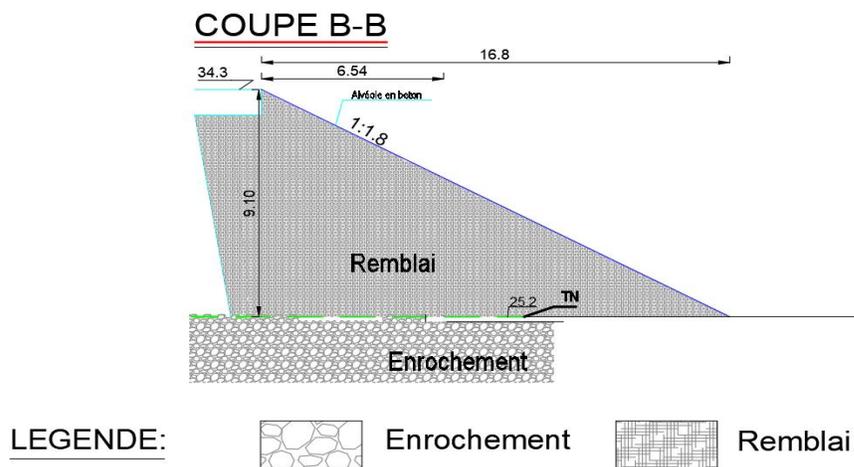


Figure IV.30: coupe lithologique de profil (B-B).

IV.6.2.1. Stabilité de talus à l'état initial :

La figure (IV.31) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial.

- **Chargement :** 10 KN/m^2 qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m^2

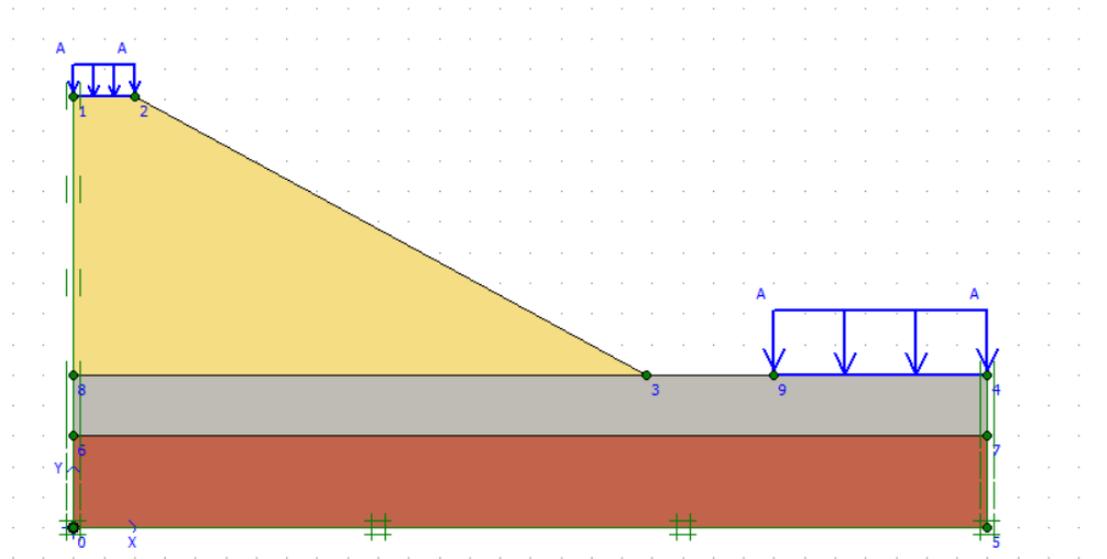


Figure IV.31: coupe B-B par plaxis2D.

IV.6.2.2. Maillage adopté

Après définir les trois couches qui existent, il faut faire un maillage fin est adapté par le model pour avoir des résultats plus précis, voici la figure qui le présente (Figure IV.32).

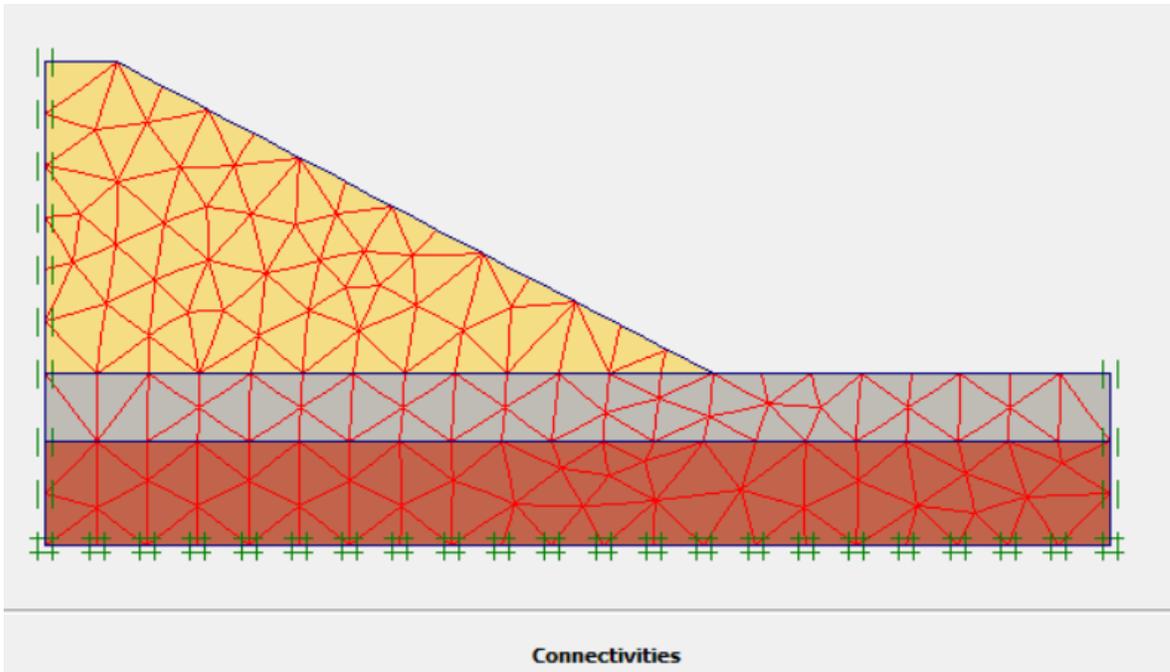


Figure IV.32 : Maillage adopté

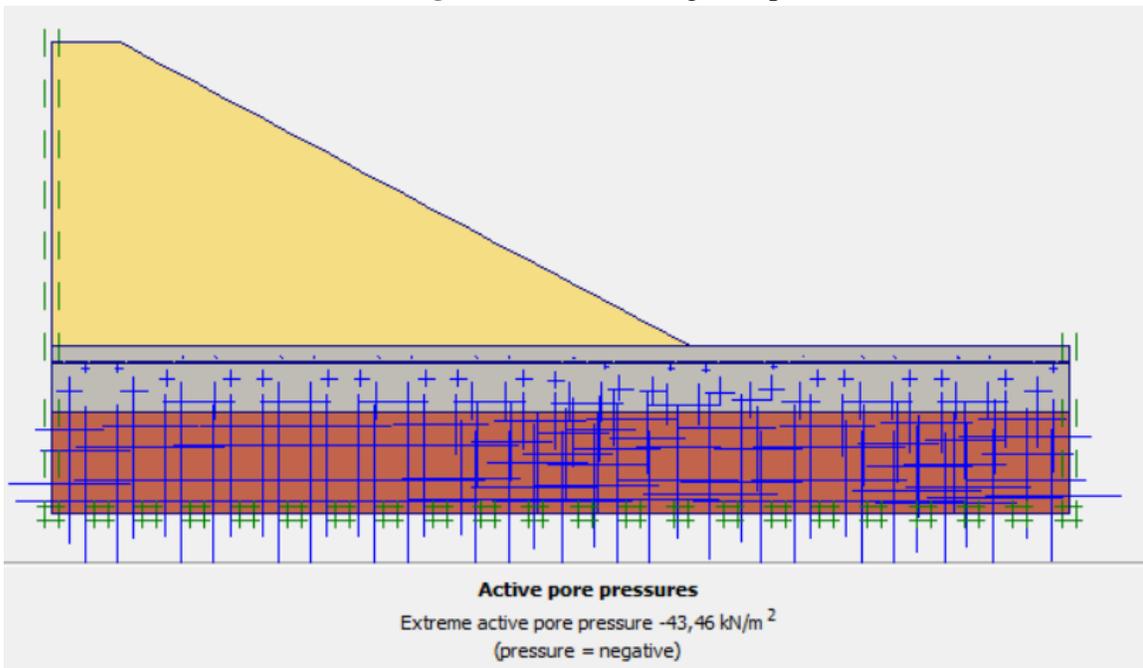


Figure IV.33 : présentations des pressions interstitielles

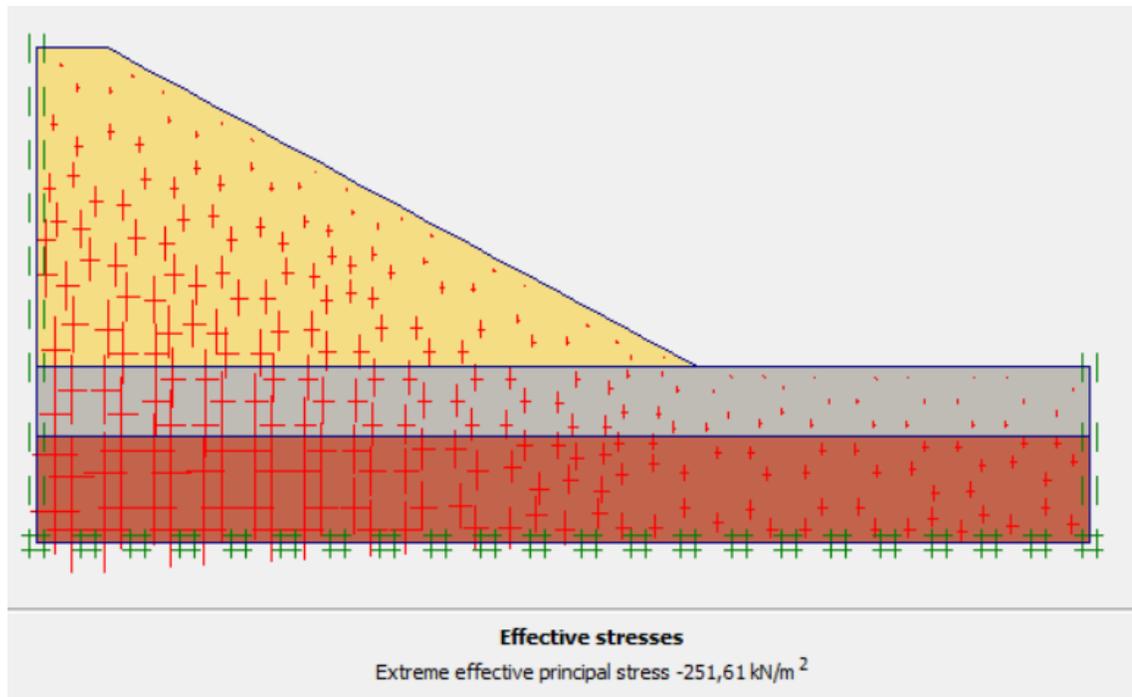


Figure IV.34 : présentations des contraintes effectives

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis , voila les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV35, 36,37 successivement.

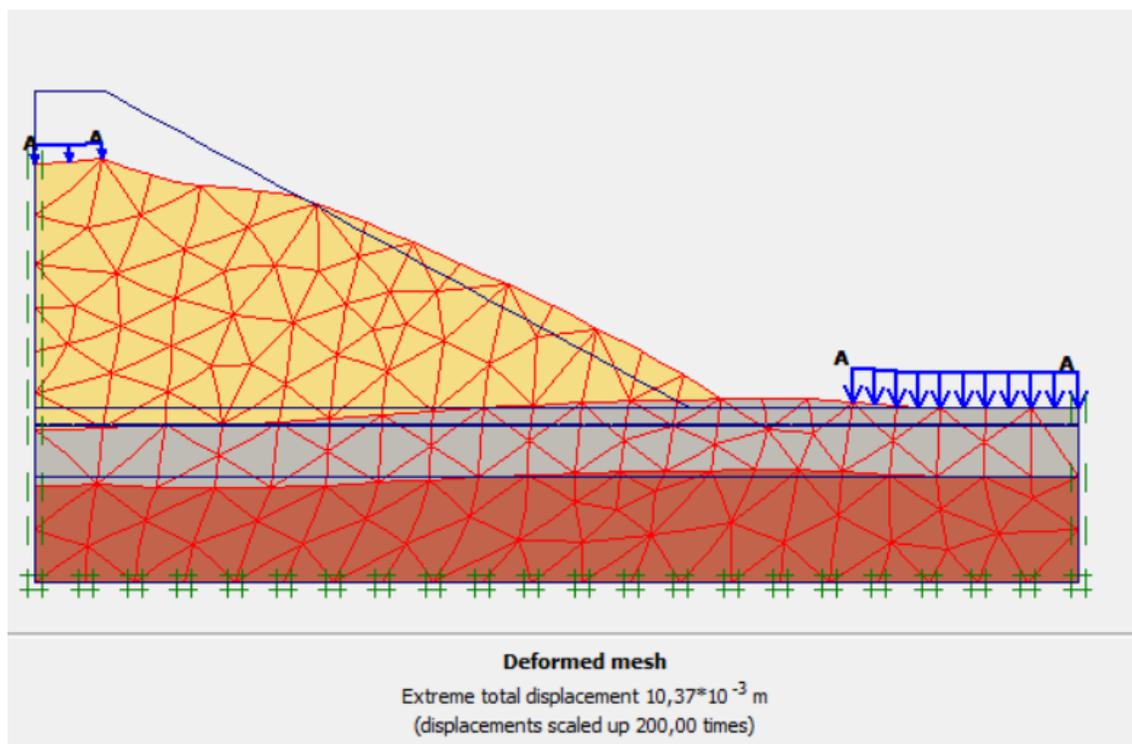


Figure IV.35 : le déplacement total du sol

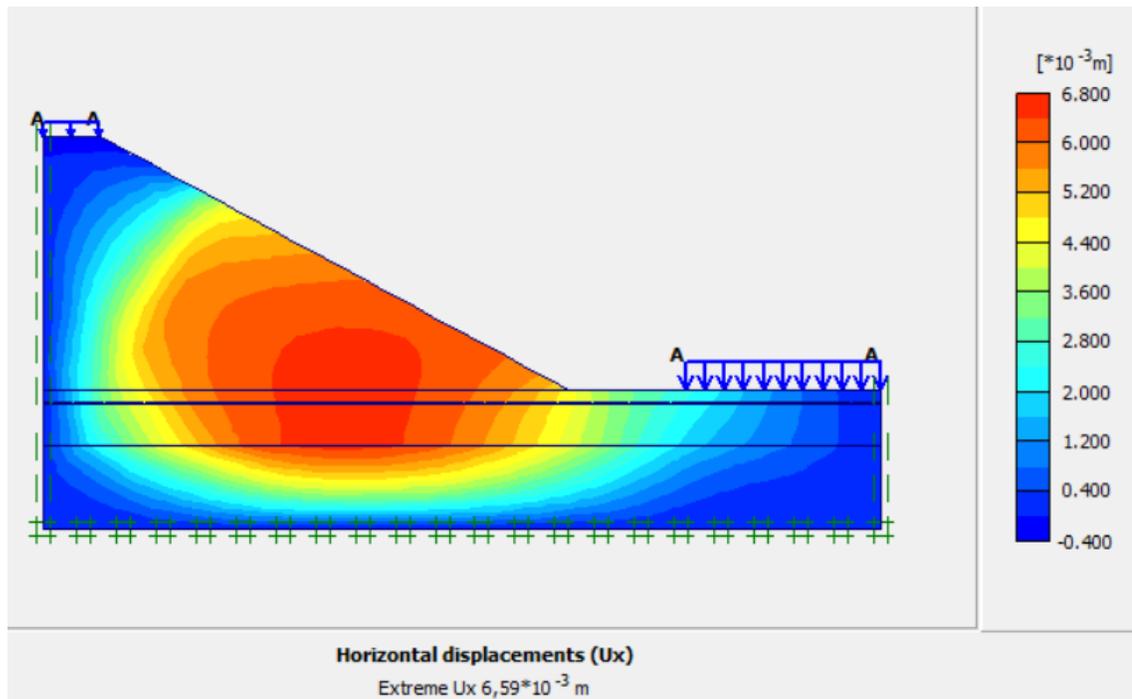


Figure IV.36 : le déplacement horizontal du sol

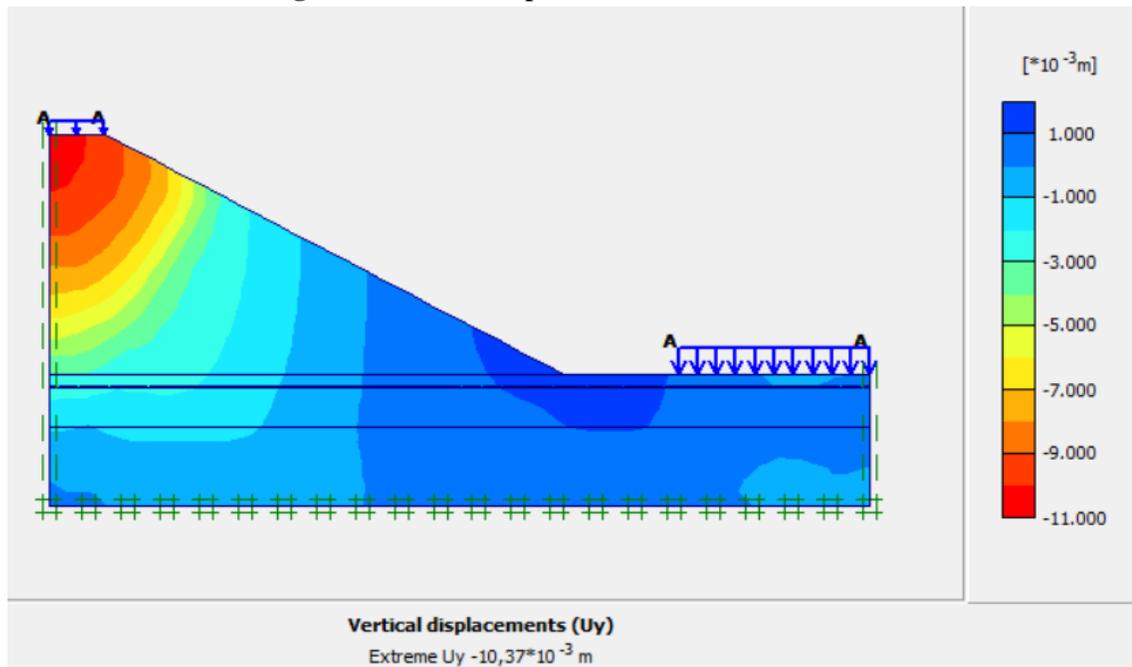


Figure IV.37 : le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 1.03 cm, et le déplacement horizontal 0.65cm, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

Après le lancement du logiciel plaxis on présente le coefficient de sécurité.

Calculation information				
Step Info				
Step	137 of 137	Extrapolation factor	1,000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ-Msf:	1,631
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV.38 : Présentation de facteur de sécurité.

La figure IV. 38 montre la valeur de facteur de sécurité donné par plaxis $F_s = 1.631 > 1.5$ donc le talus est stable.

La modélisation des excavations réalisées sur le remblai est répartie sur plusieurs phases de calcul, les résultats présentés sont ceux des phases finales.

Le but de cette excavation pour libérer l'espace pour la route, après l'excavation le facteur de sécurité est diminué donc nous sommes obligés de renforcer le sol pour augmenter le facteur de sécurité et assurer leur stabilité.

IV.6.2.3. Etude de renforcement du remblai :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par une paroi moulée de dimension $h = 6.5m$; $ep = 1m$ et $3.5m$ d'ancrage et (16) lignes de géotextile la distance entre les couches $0.5m$.

• **Caractéristique des parois moulées :**

Tableau IV.4 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.

Paramètre	désignation	valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$3.5 \cdot 10^7$	$\left(\frac{KN}{ml}\right)$
Rigidité en flexion	EI	$2.92 \cdot 10^6$	$(KN \cdot m^2/ml)$
Epaisseur équivalente	d_{eq}	1	(m)
poids	W	25	KN
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

La figure IV.39 représente l'état de la coupe après l'excavation

- **Chargement :** 10 KN/m² qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m²

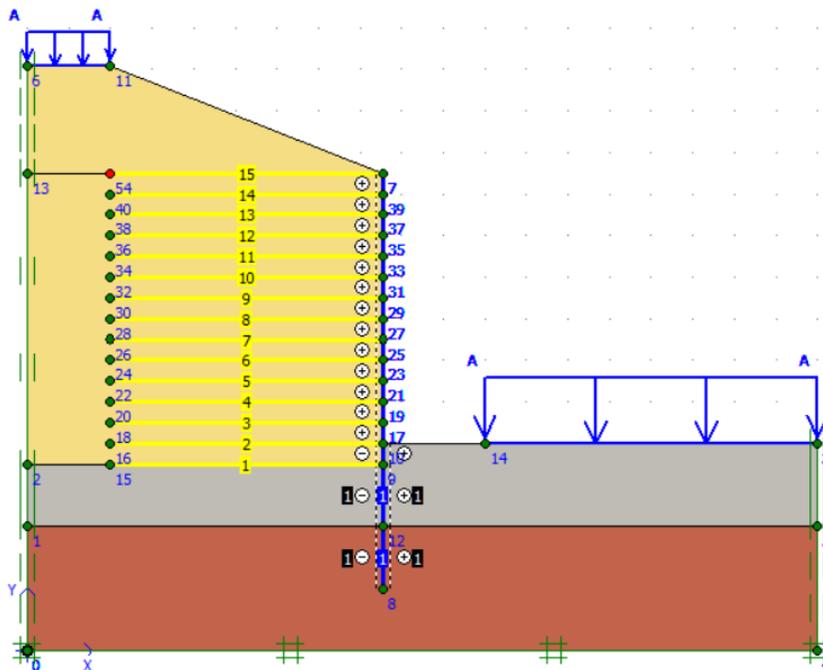


Figure IV.39: Modélisation de confortement de Coupe B-B par plaxis 2D.

IV.6.2.4. Maillage adopté

Un maillage fin est adapté par le model, voici la figure qui le présente (Figure IV.40). Après la modélisation des trois couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec la paroi.

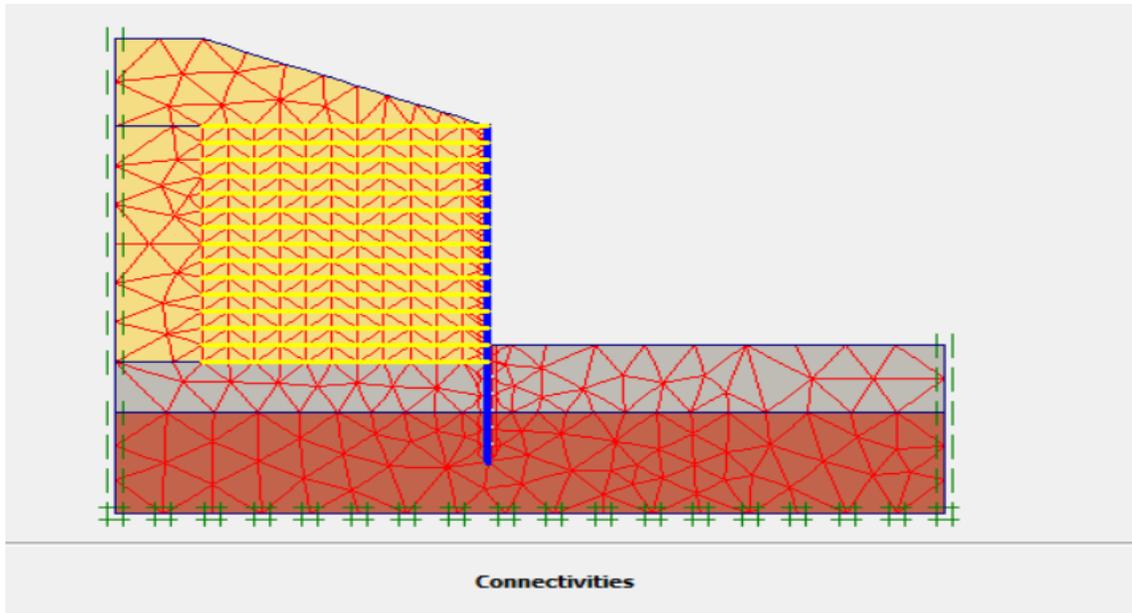


Figure IV.40 : Maillage adopté

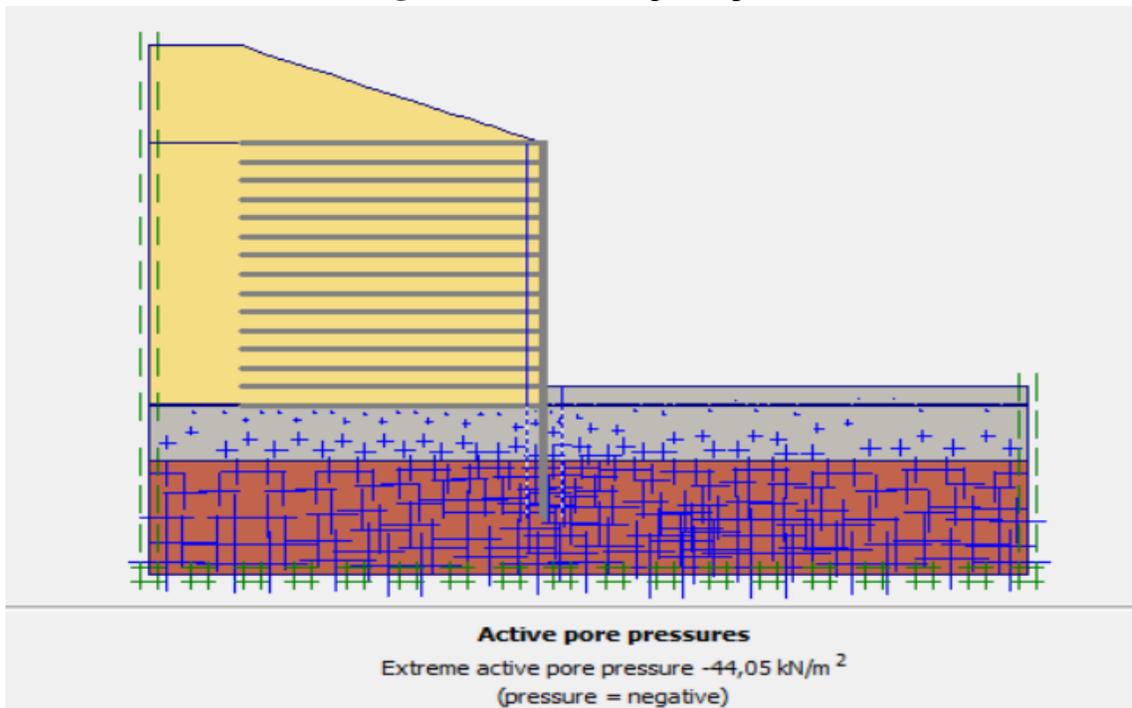


Figure IV.41 : présentations des pressions interstitielles

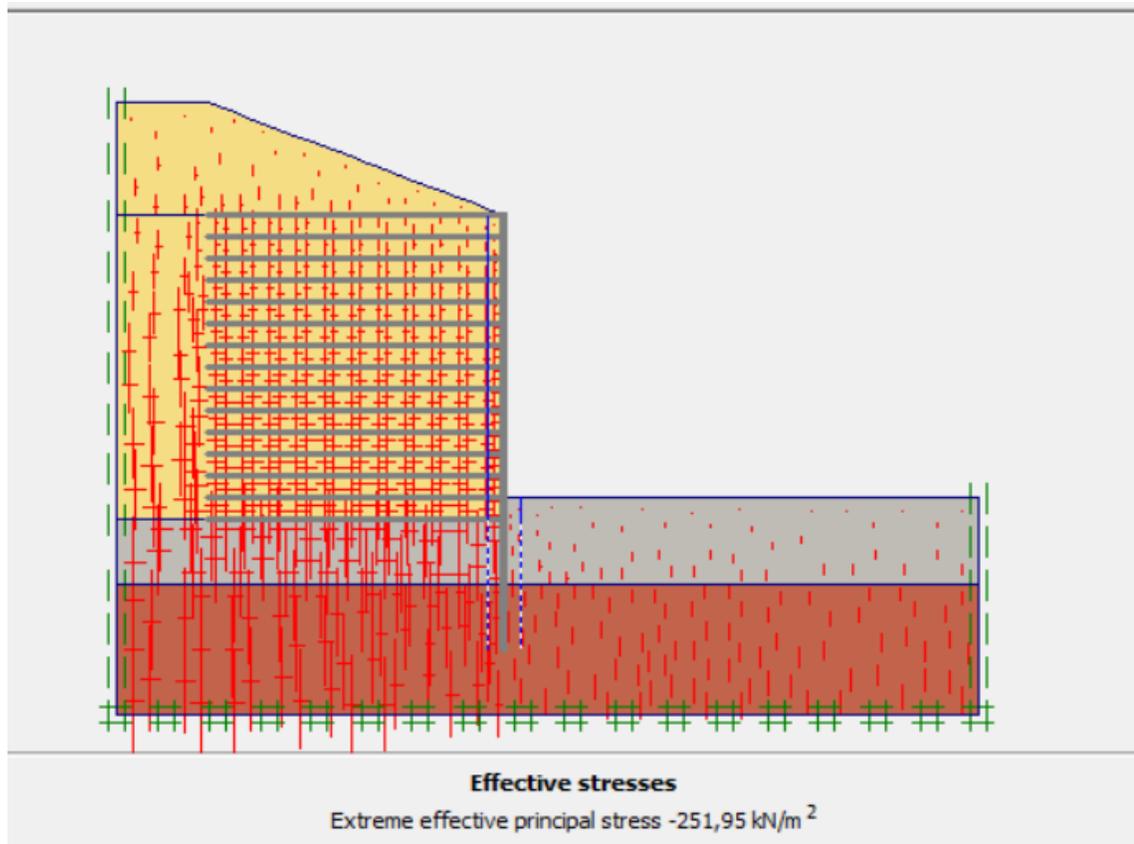


Figure IV.42 : présentations des contraintes effectives

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis, voila les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV43, 44,45 successivement.

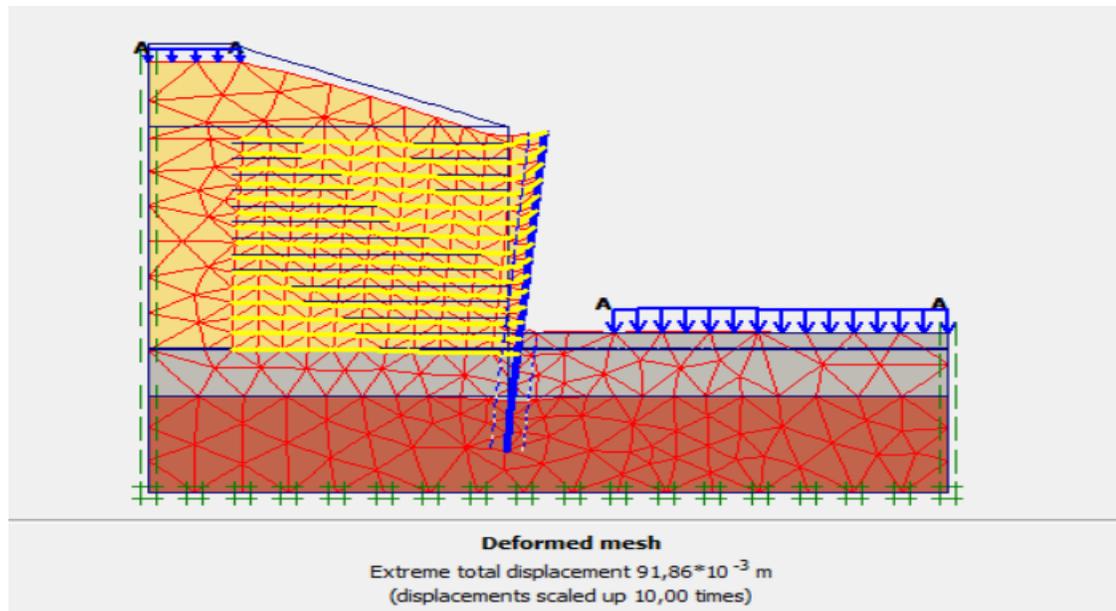


Figure IV.43 : présentations des déformations

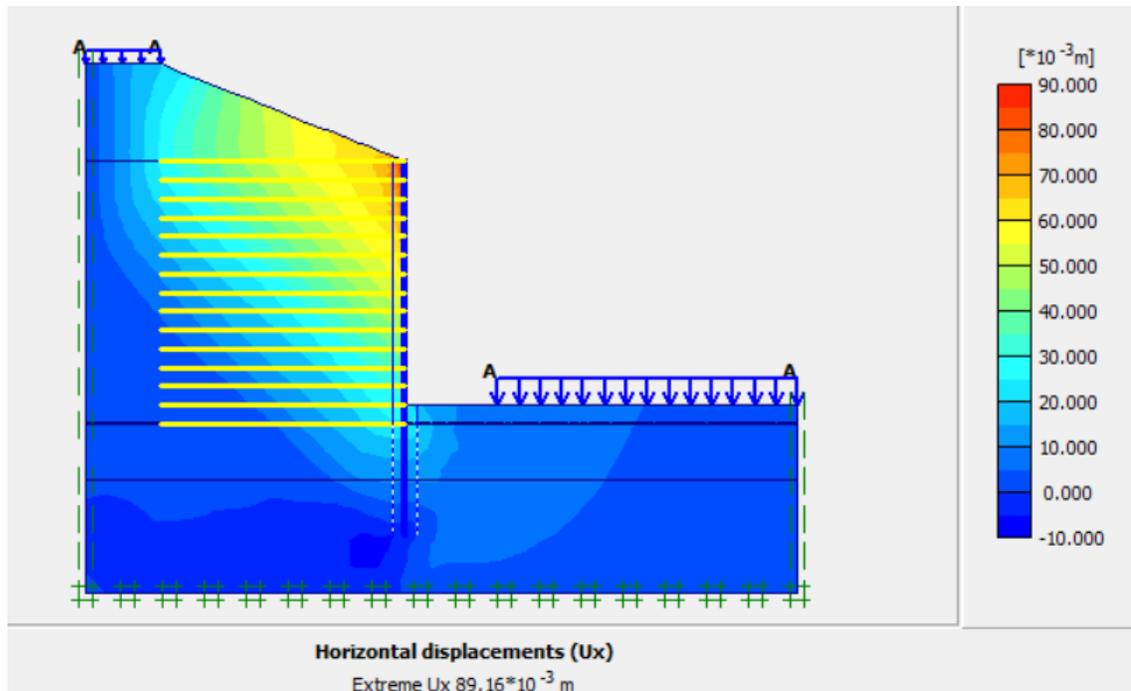


Figure IV.44 : le déplacement horizontal du sol

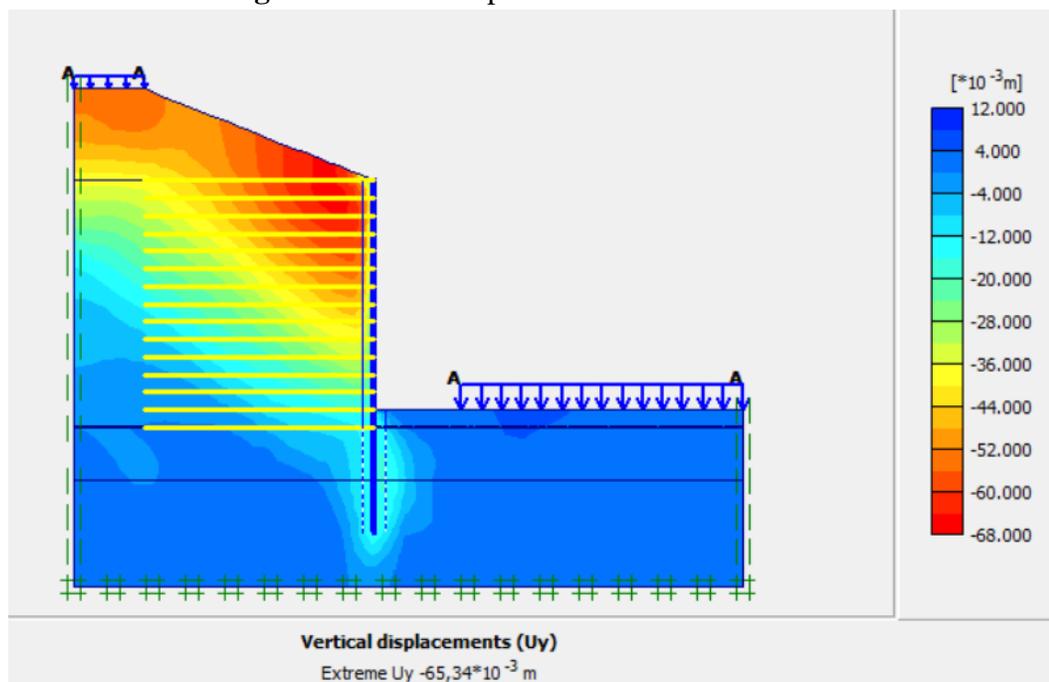


Figure IV.45 : le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 6.5 cm, et le déplacement horizontal 8.91, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

La figure IV. 46 montres la valeur de facteur de sécurité donné par plaxis $F_s = 1.631 > 1.5$ donc le talus est stable.

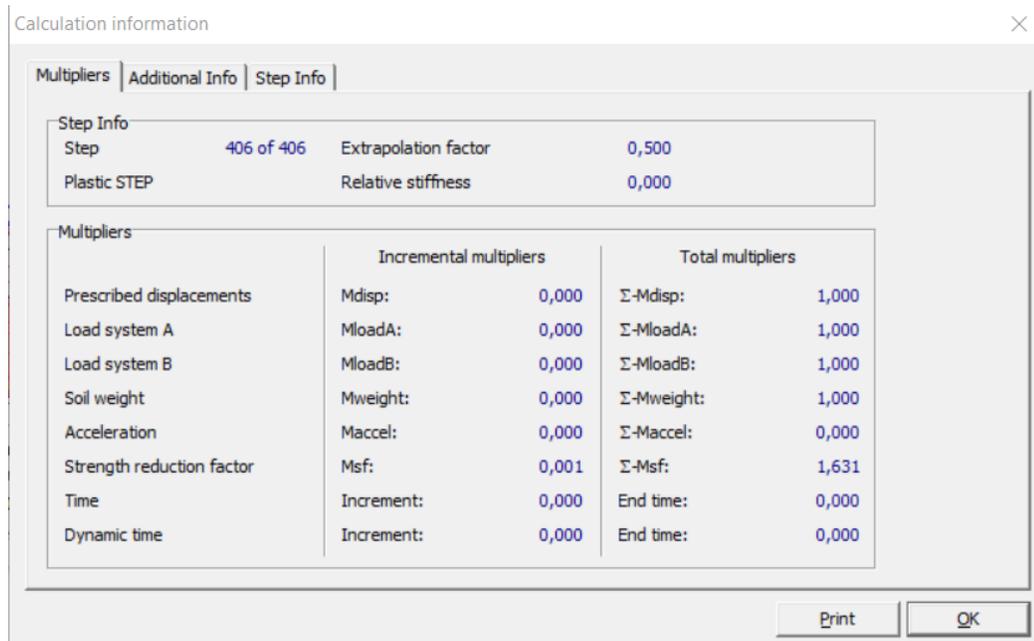


Figure IV.46 : Présentation de facteur de sécurité

IV.6.3.Profile (coupe C-C)

- le profil étudié c'est l'un quart ($1/4$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité sud par rapport le pont .

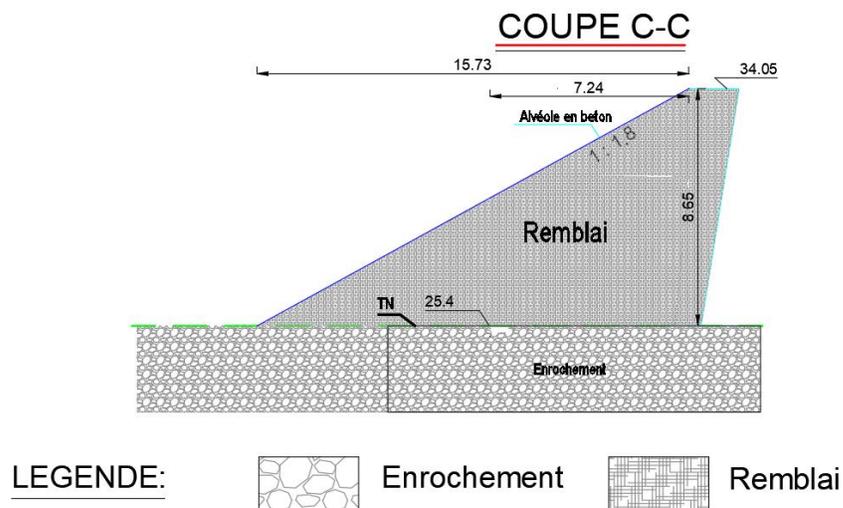


Figure IV.47: coupe lithologique de profil(C-C).

IV.6.3.1. Stabilité de talus à l'état initial :

La figure (IV.48) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial.

- **Chargement** : 10 KN/m^2 qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m^2

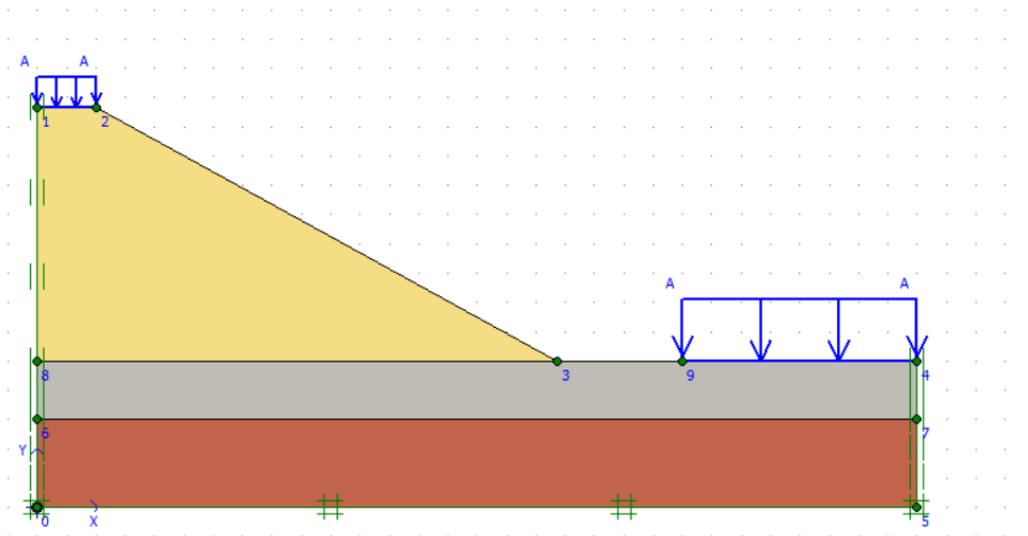
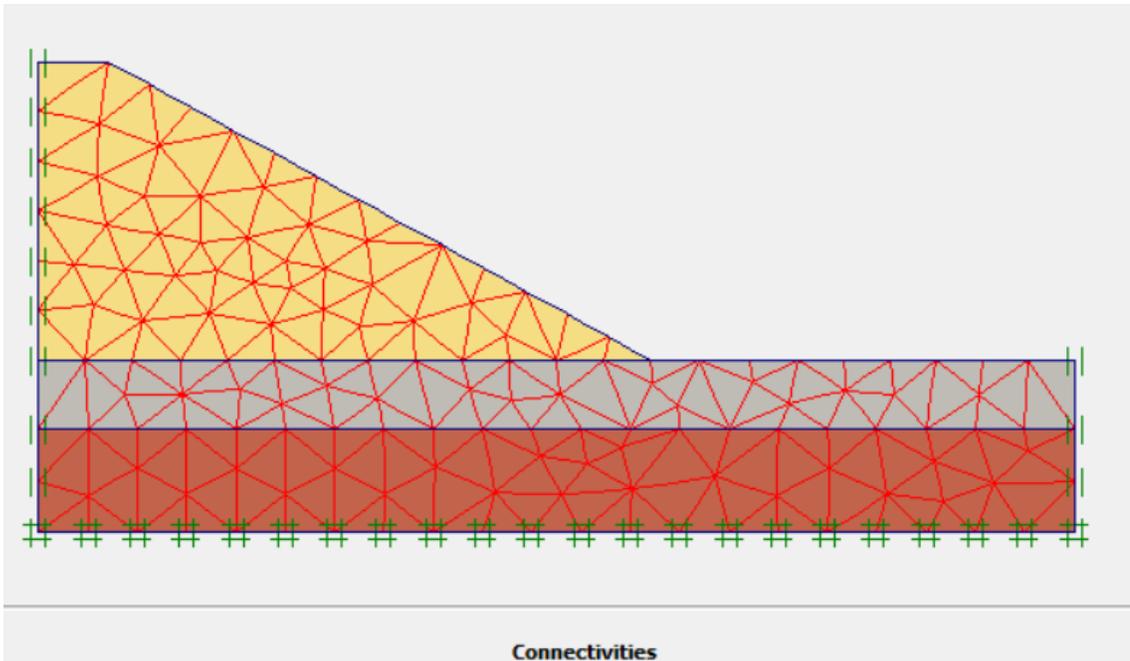


Figure IV.48 : coupe C-C par plaxis2D.

IV.6.3.2. Maillage adopté

Après définir les trois couches qui existent, il faut faire un maillage fin est adapté par le model pour avoir des résultats plus précis, voici la figure qui le présente (Figure IV.49).



Connectivities
Figure IV.49 : Maillage adopté

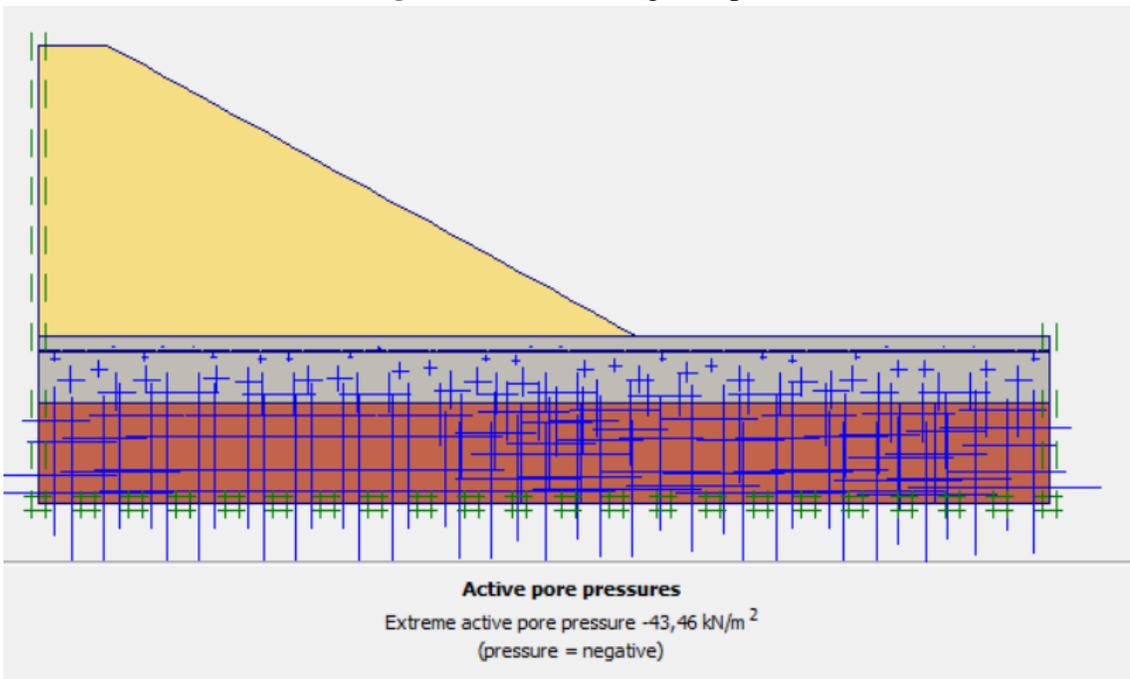


Figure IV.50 : présentations des pressions interstitielles

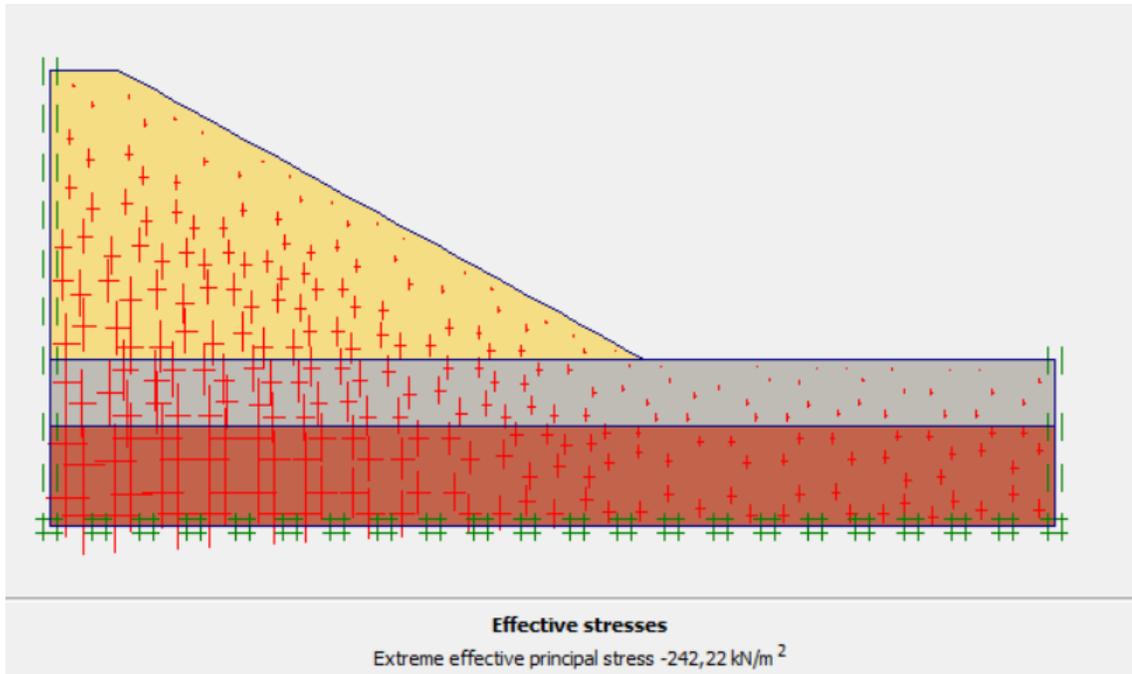


Figure IV.51 : présentations des contraintes effectives.

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis , voila les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV52, 53,54 successivement.

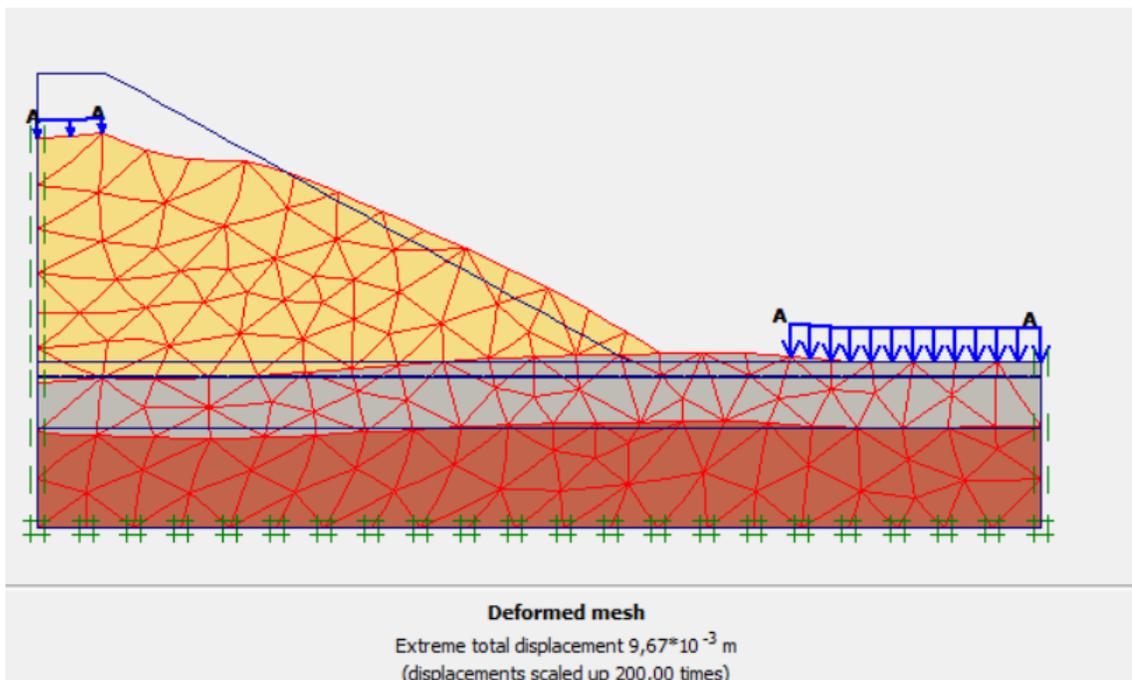


Figure IV.52 : le déplacement total du sol

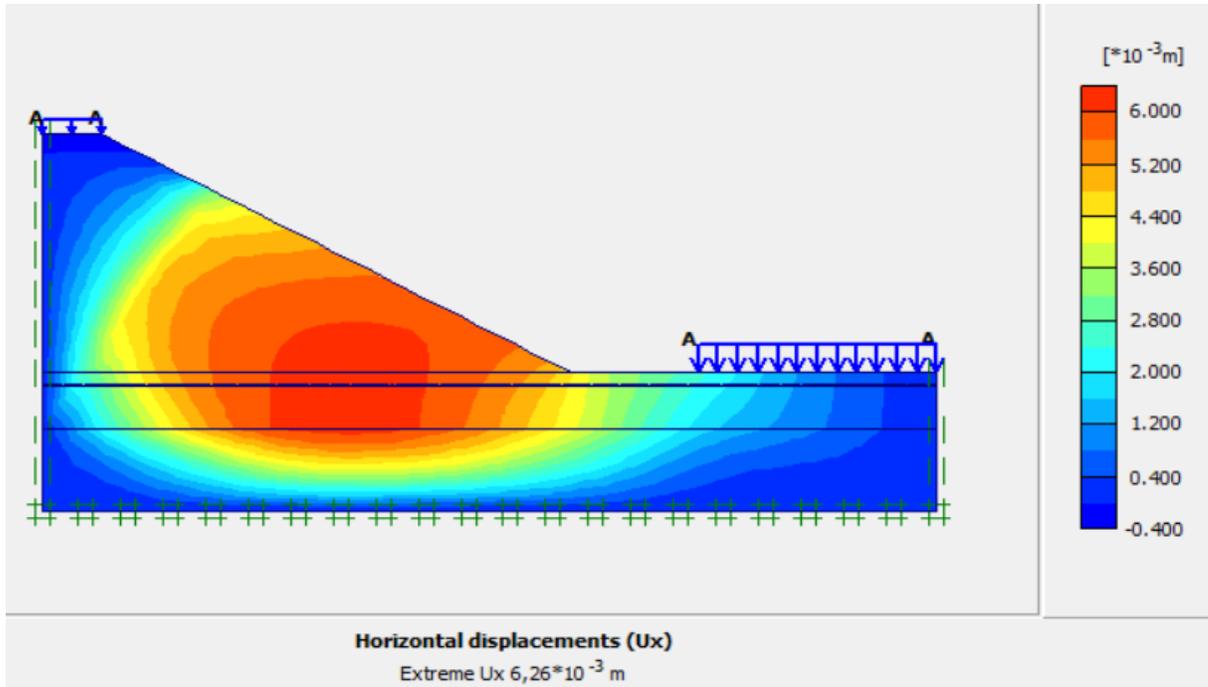


Figure IV.53 : le déplacement horizontal du sol

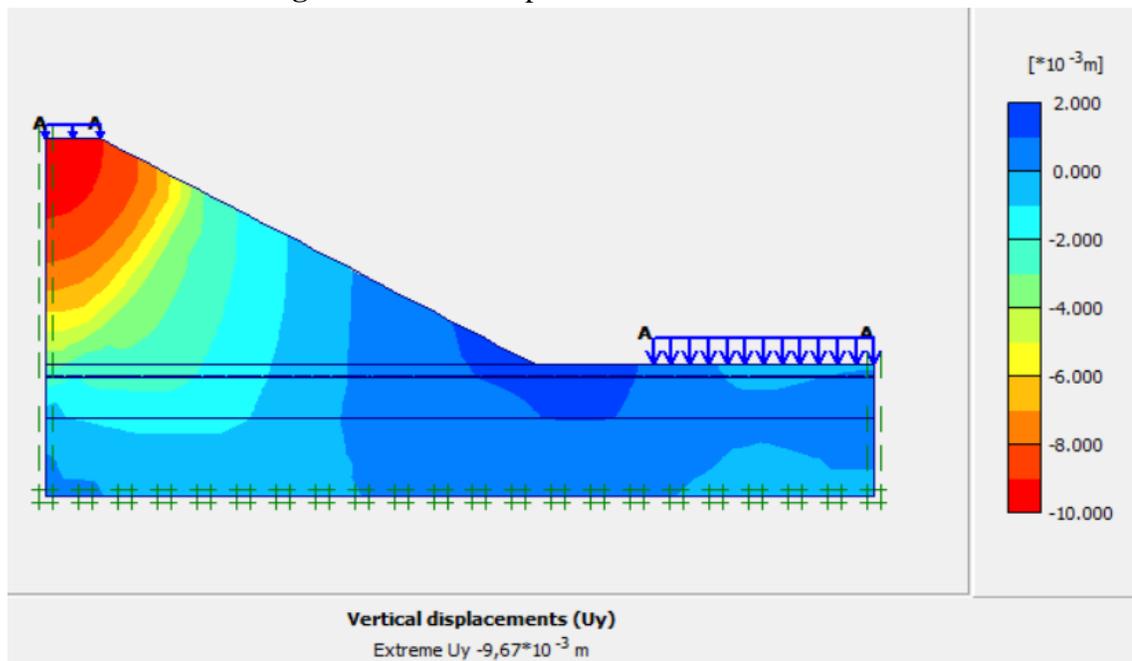


Figure IV.54: le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 0.96 cm, et le déplacement horizontal 0.66cm, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier. Après le lancement du logiciel plaxis on présente le coefficient de sécurité.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	116 of 116	Extrapolation factor	2,000
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,617
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Print OK

Figure IV.55 : Présentation de facteur de sécurité

La figure IV. 55 montre la valeur de facteur de sécurité $F_s = 1.617 > 1.5$ donc le talus est stable.

La modélisation des excavations réalisées sur le remblai est réparties sur plusieurs phases de calcul, les résultats présentés sont ceux des phases finales.

Le but de cette excavation pour libérer l'espace pour la route, après l'excavation le facteur de sécurité est diminué donc nous sommes obligés de renforcer le sol pour augmenter le facteur de sécurité et assurer leur stabilité.

IV.6.3.3. Traitement de renforcement du remblai :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par une paroi moulée de dimension $h = 5.5m$; $ep = 0.8m$ et 3 m d'ancrage et (15) lignes de géotextile la distance entre les couches 0.5m.

• **Caractéristique des parois moulées :**

Tableau IV.5 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.

Paramètre	désignation	Valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$2.56.10^7$	$\left(\frac{KN}{ml}\right)$
Rigidité en flexion	EI	$1.365.10^6$	$(KN.m^2/ml)$
Epaisseur équivalente	d_{eq}	0.8	(m)
poids	W	20	NN
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

La figure IV.56 représente l'état de la coupe après l'excavation

- **Chargement :** 10 KN/m² qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m²

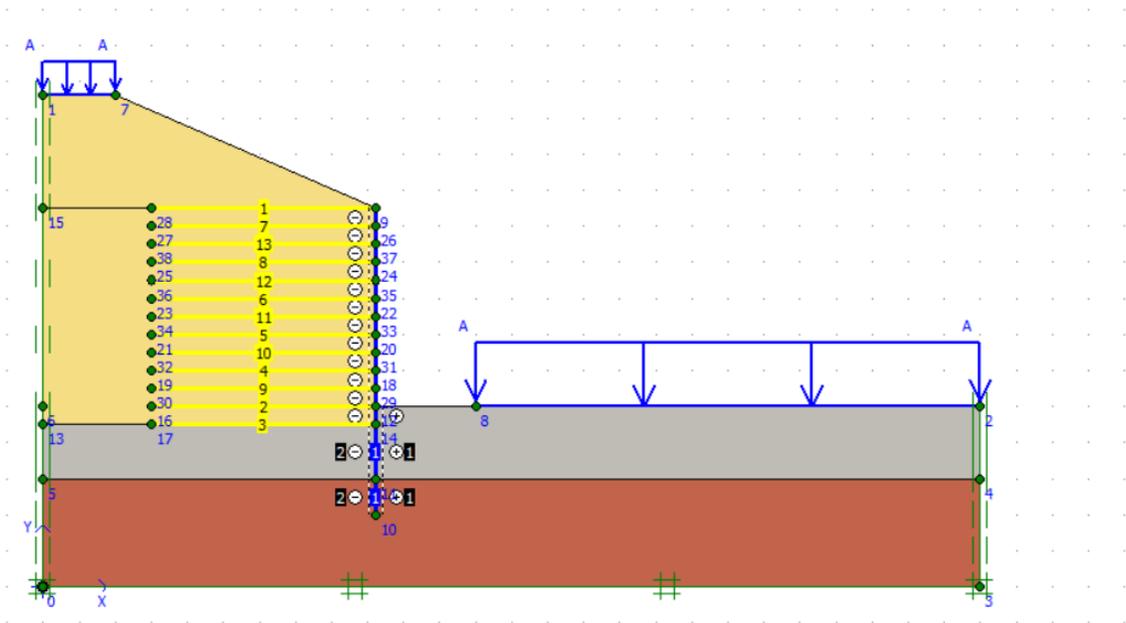


Figure IV.56: Modélisation de confortement de Coupe C-C par plaxis 2D.

IV.6.3.4. Maillage adopté

Un maillage fin est adapté par le model, voici la figure qui le présente (Figure IV.57). Après la modélisation des trois couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec la paroi.

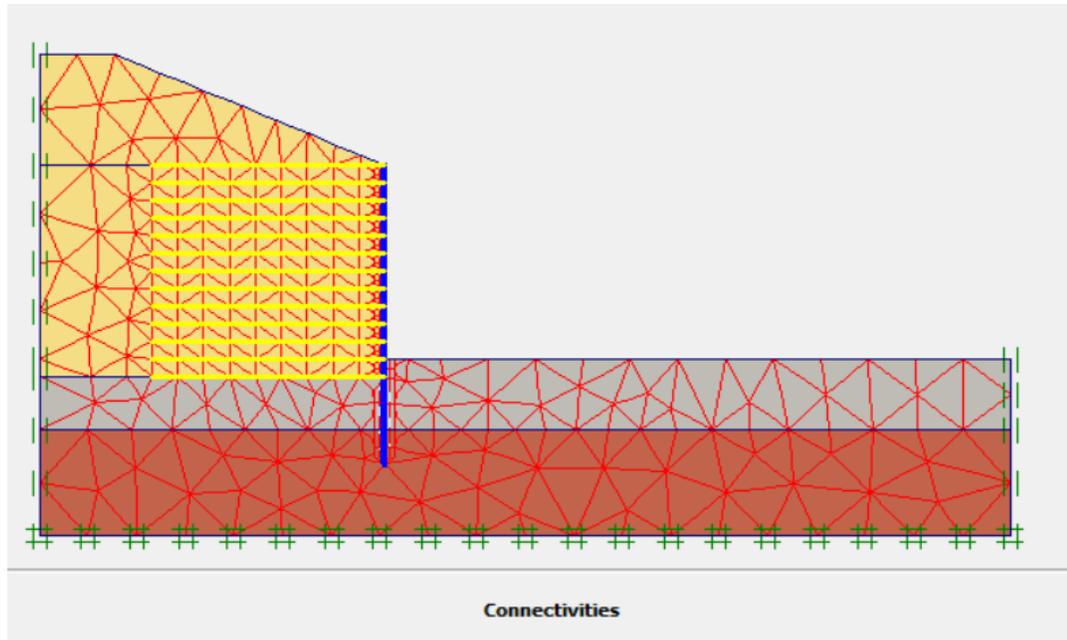


Figure IV.57 : Maillage adopté

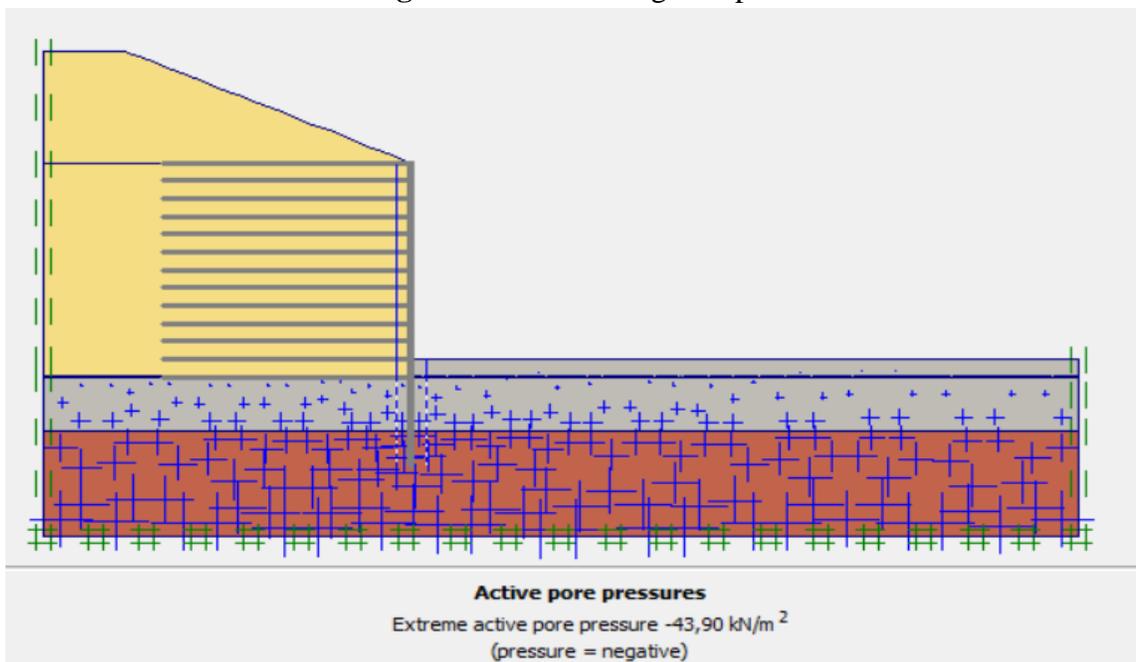


Figure IV.58 : présentations des pressions interstitielles.

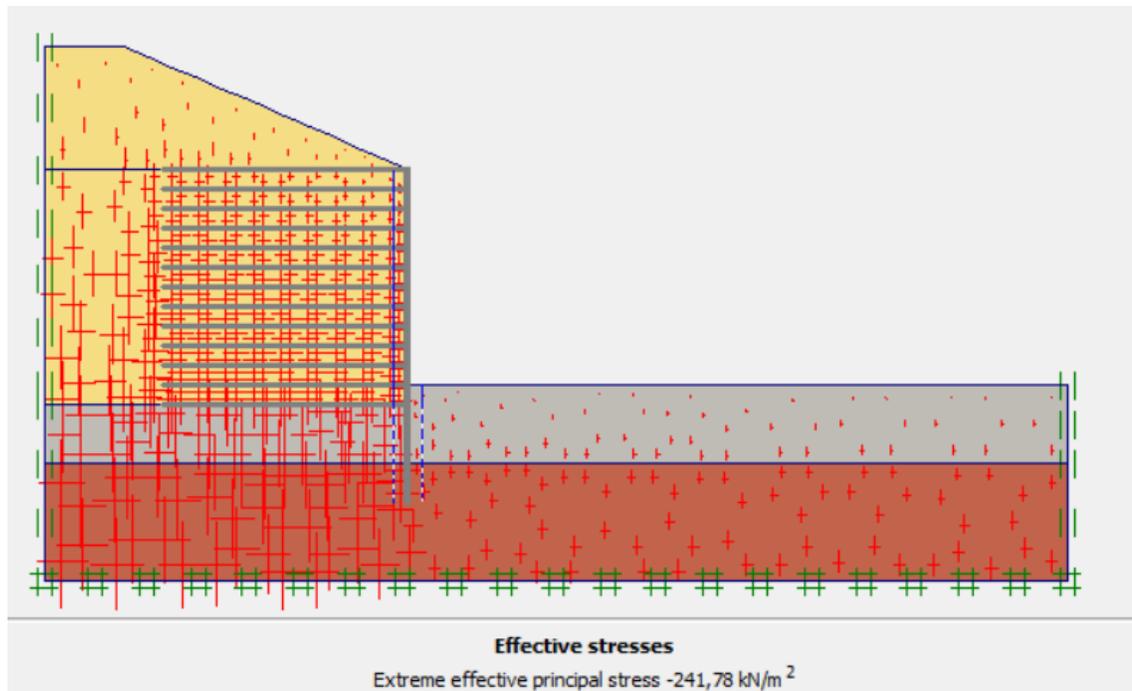


Figure IV.59 : présentations des contraintes effectives.

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis, voilà les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV60, 61,62 successivement.

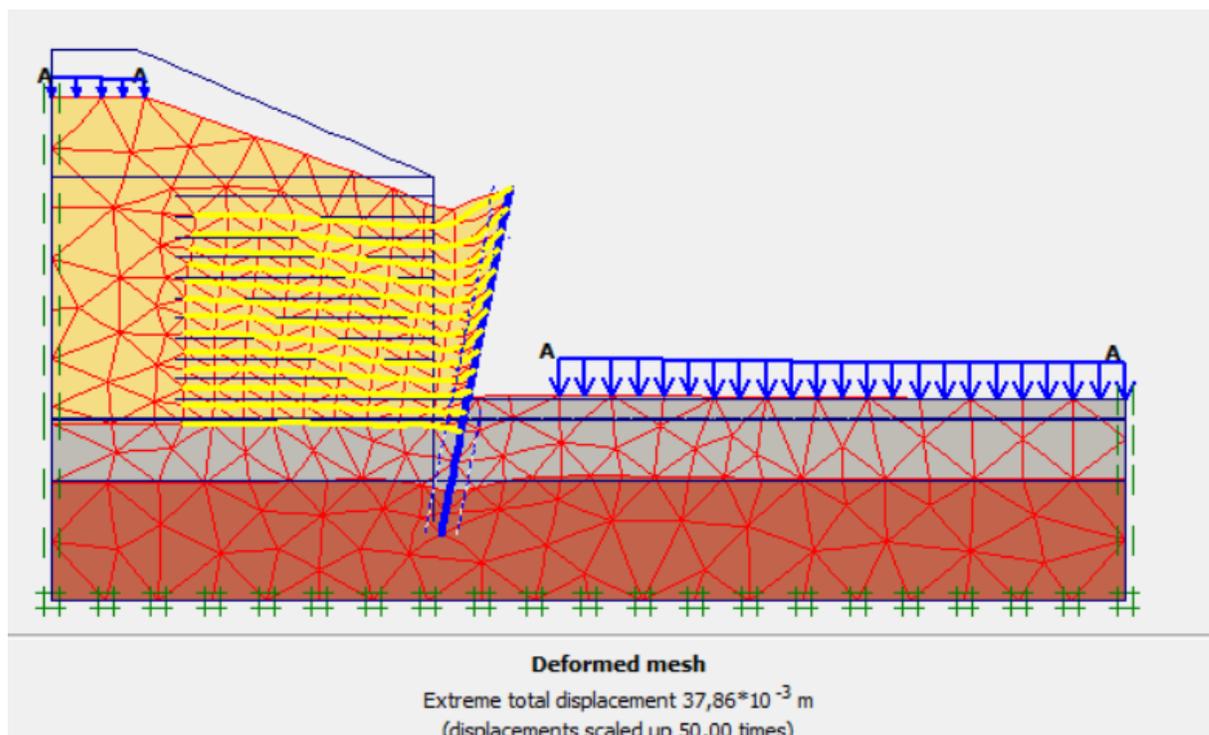


Figure IV.60 : présentations des déformations

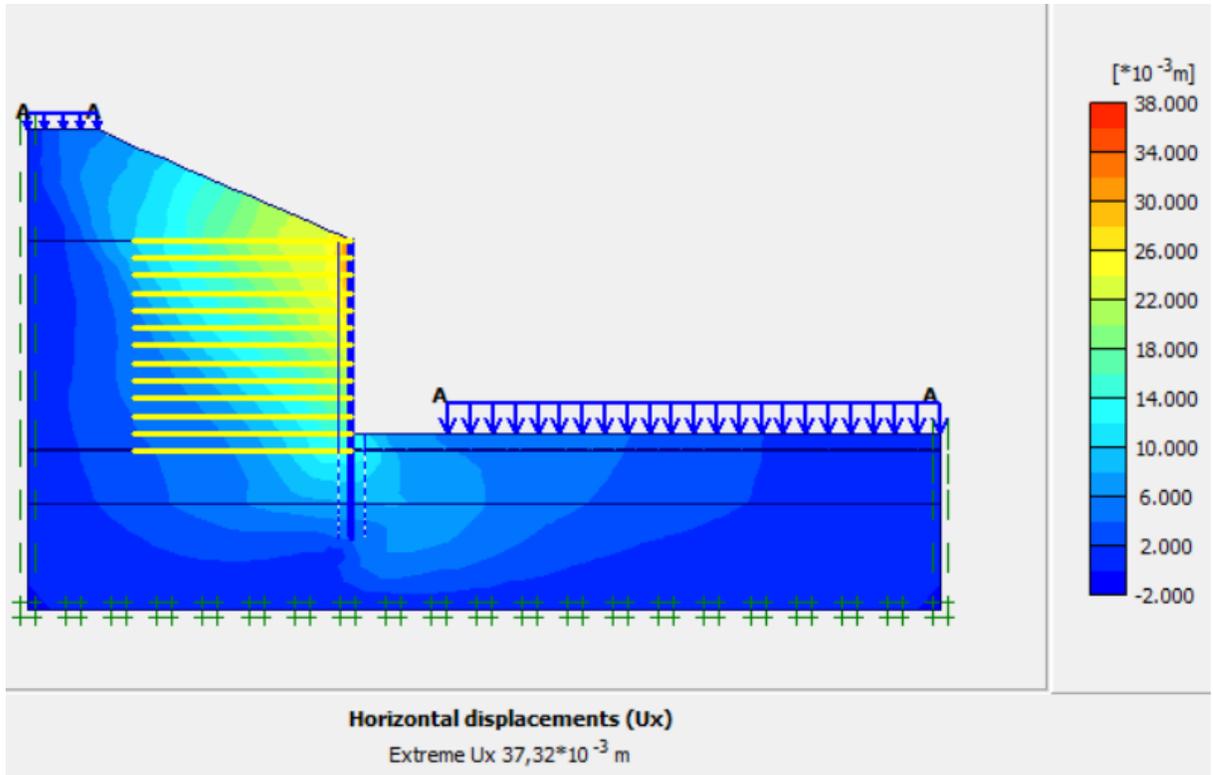


Figure IV.61 : le déplacement horizontal du sol

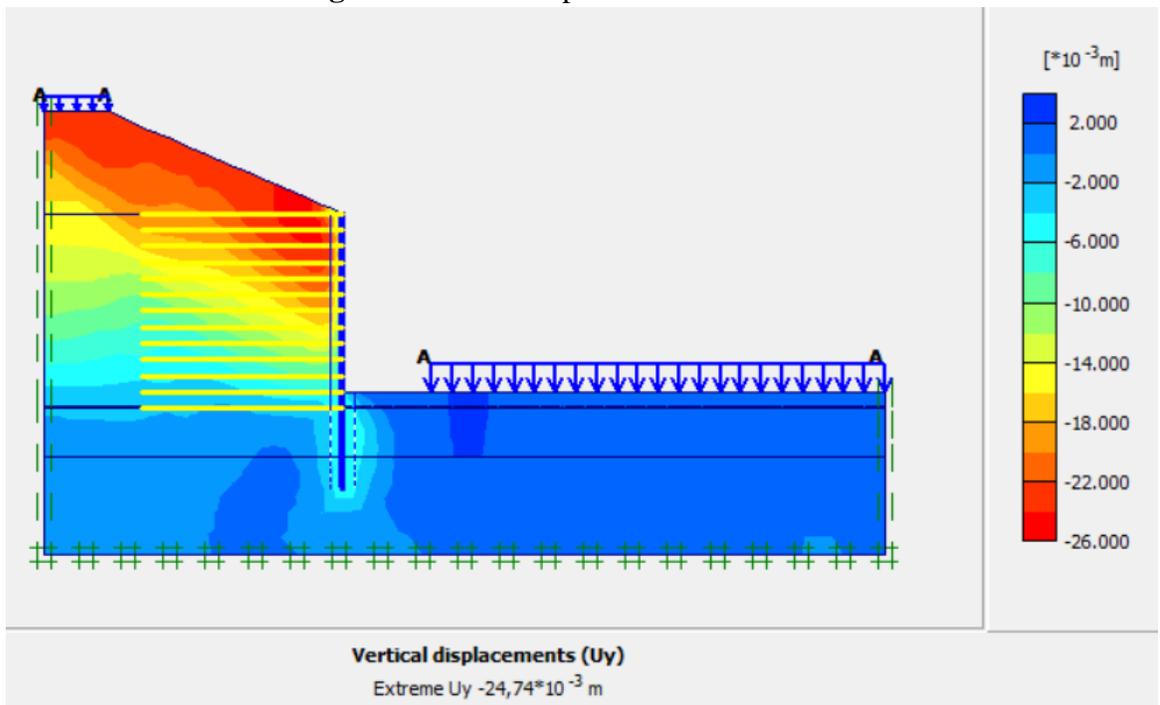


Figure IV.62 : le déplacement vertical du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 2.47 cm, et le déplacement horizontal 3.73, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

La figure IV. 63 montres la valeur de facteur de sécurité donné par plaxis $F_s = 1.598 > 1.5$ donc le talus est stable.



Figure IV.63 : Présentation de facteur de sécurité

IV.6.4.Profile (coupe D-D)

- le profil étudié c'est le un quart (1/4) du remblai qui située au dessous de l'extrémité Ouest par rapport le pont .

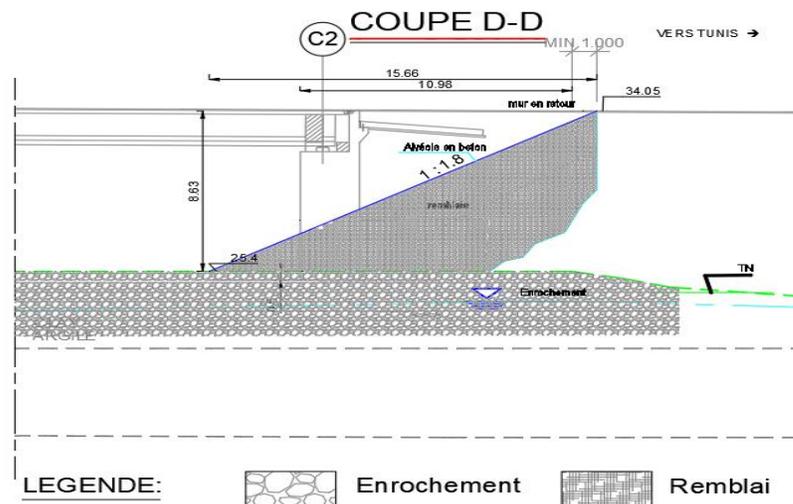


Figure IV.64: coupe lithologique de profil(D-D).

IV.6.4.1. Stabilité de talus à l'état initial :

La figure (IV.65) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial.

- **Chargement** : 10 KN/m^2 qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = 20 KN/m^2

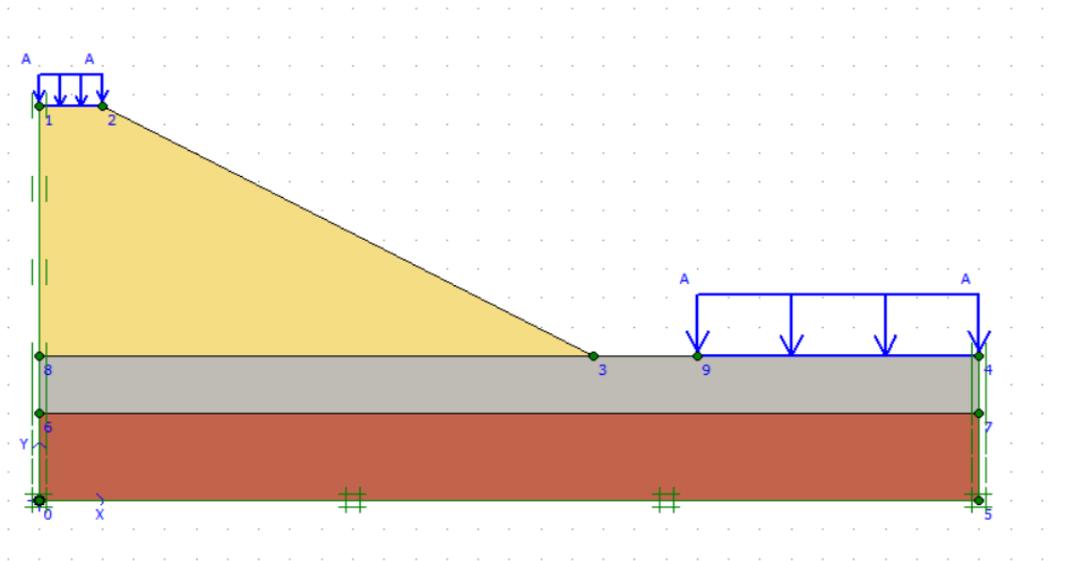


Figure IV.65: coupe D-D par plaxis2D.

IV.6.4.2. Maillage adopté

Après définir les trois couches qui existent, il faut faire un maillage fin est adapté par le model pour avoir des résultats plus précis, voici la figure qui le présente (Figure IV.66).

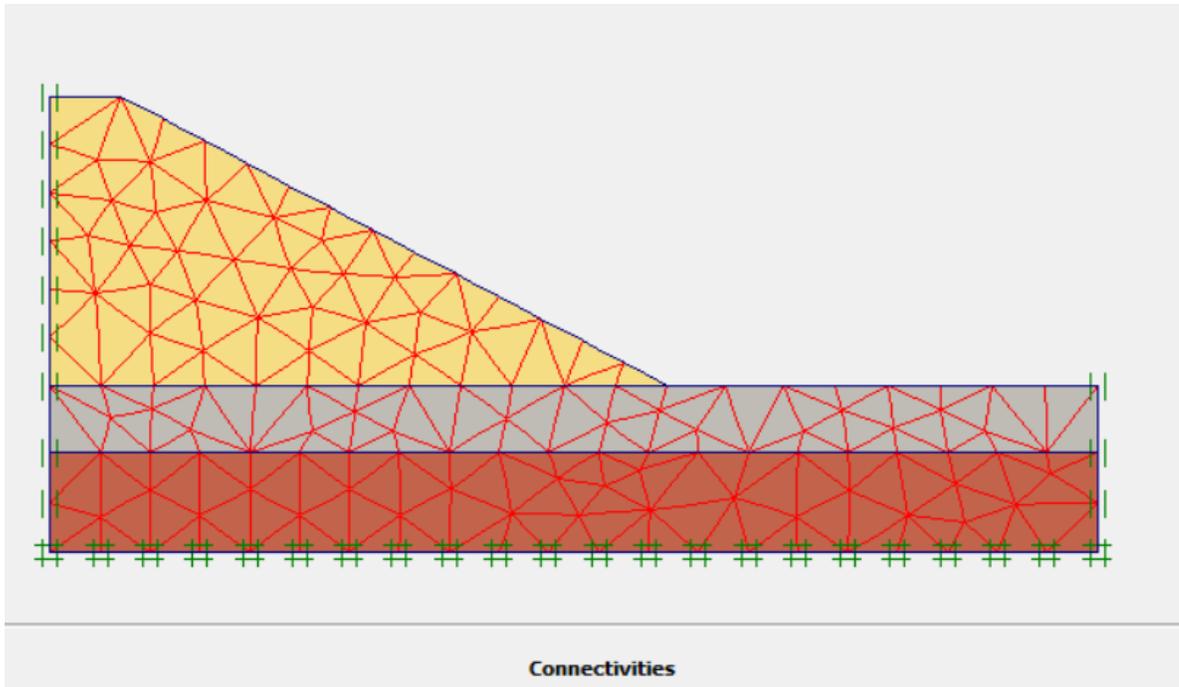


Figure IV.66 : Maillage adopté

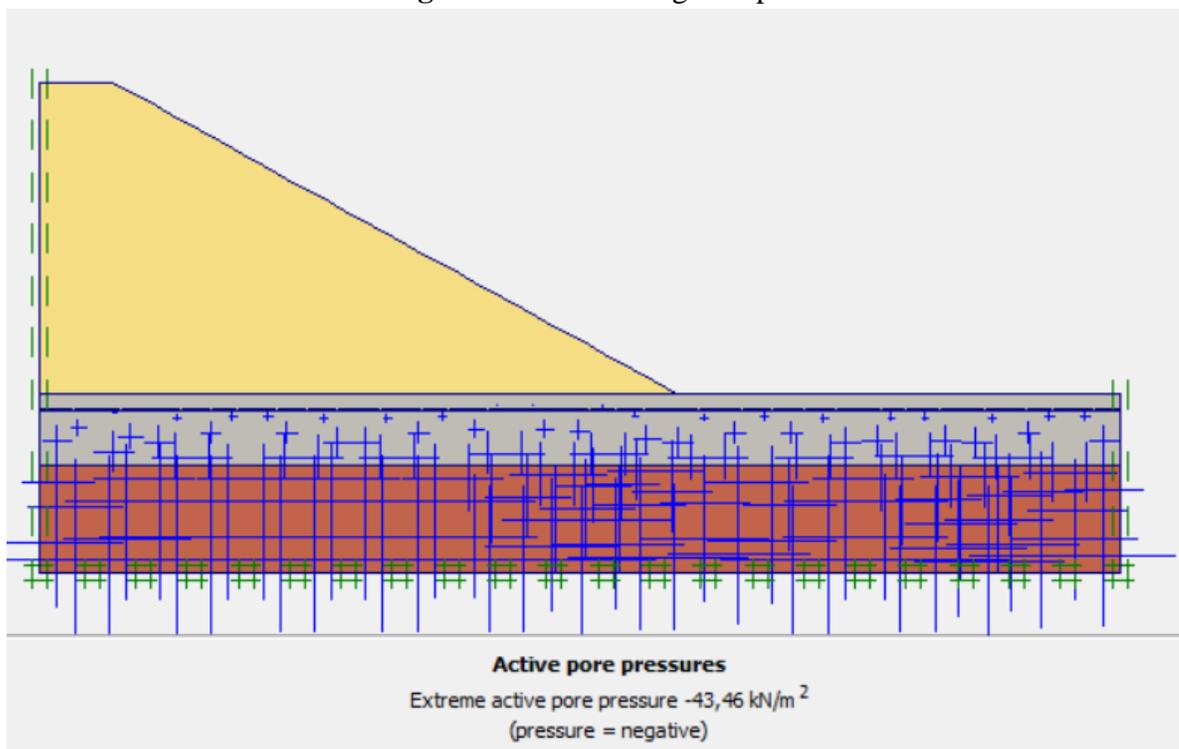


Figure IV.67 : présentations des pressions interstitielles

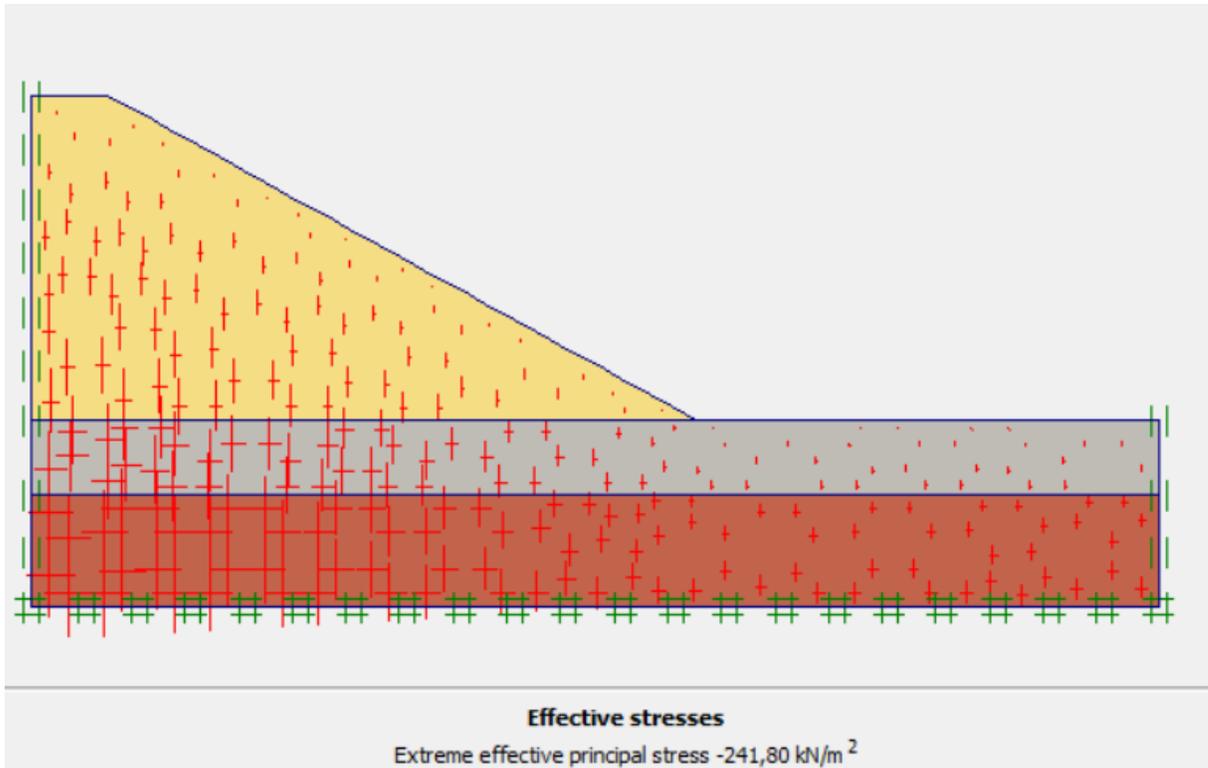


Figure IV.68 : présentations des contraintes effectives

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis , voilà les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV69, 70,71 successivement.

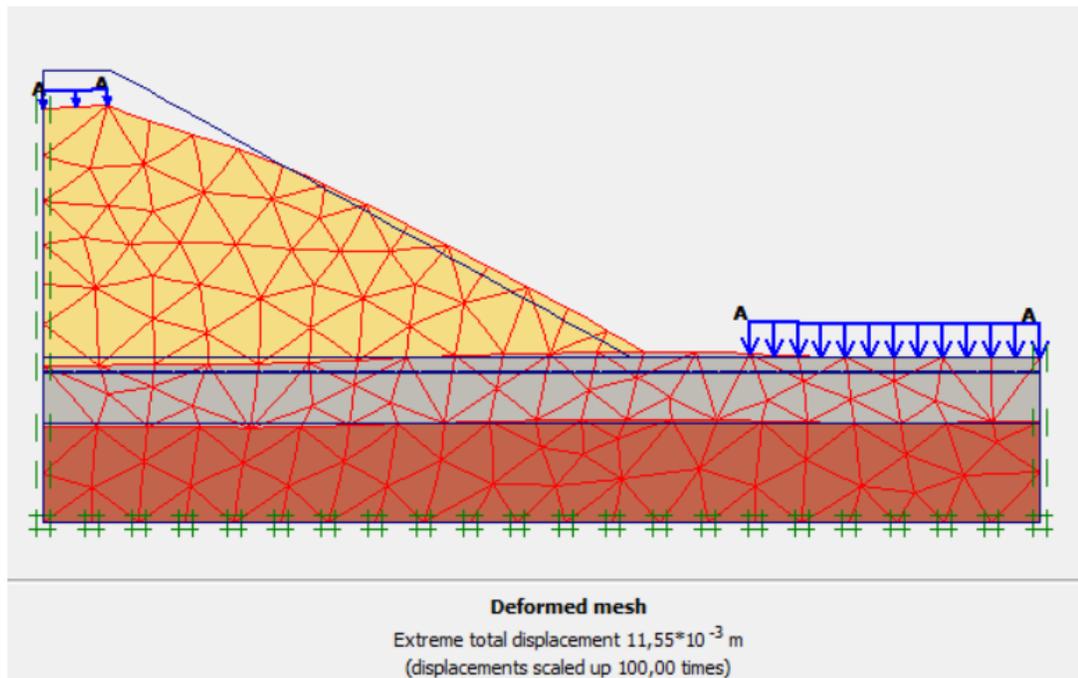


Figure IV.69 : Présentation le déplacement total du sol

Le déplacement vertical de ce modèle est 0.96 cm, et le déplacement horizontal 0.66cm, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

Après le lancement du logiciel plaxis on présente le coefficient de sécurité.

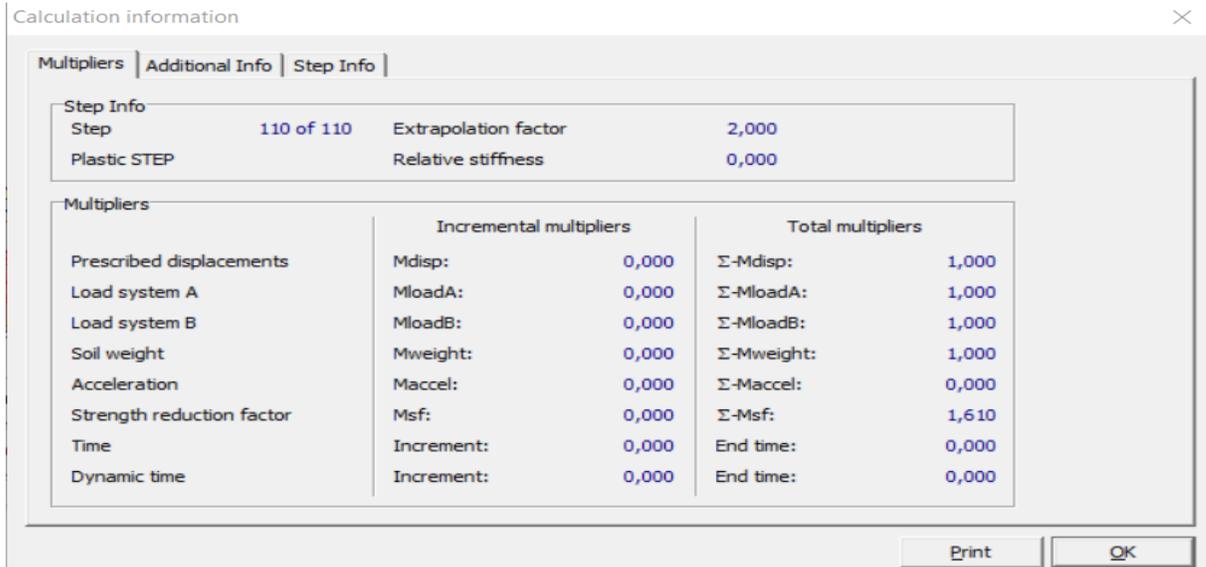


Figure IV.72 : Présentation de facteur de sécurité

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité $F_s=1,610 > 1.5$. Le talus est par conséquent stable. La Figure (IV.72) représente le de facteur sécurité.

La modélisation des excavations réalisées sur le remblai est repartis sur plusieurs phases de calcule, les résultats présentes sont celles des phases finales.

Le but de cet excavation pour libérer l'espace pour la route, après l'excavation le facteur de sécurité est diminuer donc nous somme obligé renforcé le sol pour augmenter le facteur de sécurité assurer leur stabilité.

IV.6.4.3.Traitement de de renforcement du remblai :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par une paroi moulées de dimension $h = 2.75m$; $ep = 0.8m$ et 2.5 m d'ancrage et (7) lignes de géotextile la distance entre les couches 0.5m.

- **Chargement :** $10 KN/m^2$ qui représente la charge du piétonnier coté pont, et la charge au pied du remblai représente la charge roulante = $20 KN/m^2$

La figure IV.73 représente l'état de la coupe après l'excavation

• **Caractéristique des parois moulées :**

Tableau IV.6 : présenté les caractéristiques de la paroi moulée.

Paramètre	désignation	valeur	Unité
Type de comportement	Modèle	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$2.56.10^7$	$\frac{KN}{ml}$
Rigidité en flexion	EI	$1.365.10^6$	$(KN.m^2/ml)$
Epaisseur équivalente	d_{eq}	0.8	(m)
poids	W	20	KN
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

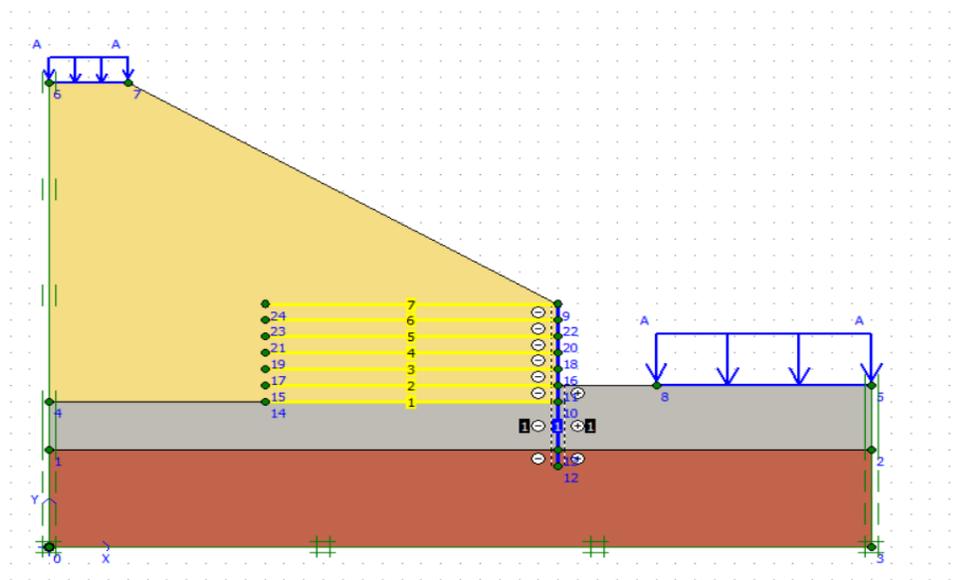


Figure IV.73: coupe C-C par plaxis2D.

IV.6.4.4. Maillage adopté

Un maillage fin est adapté par le model, voici la figure qui le présente (Figure IV.74). Après la modélisation des trois couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec la paroi.

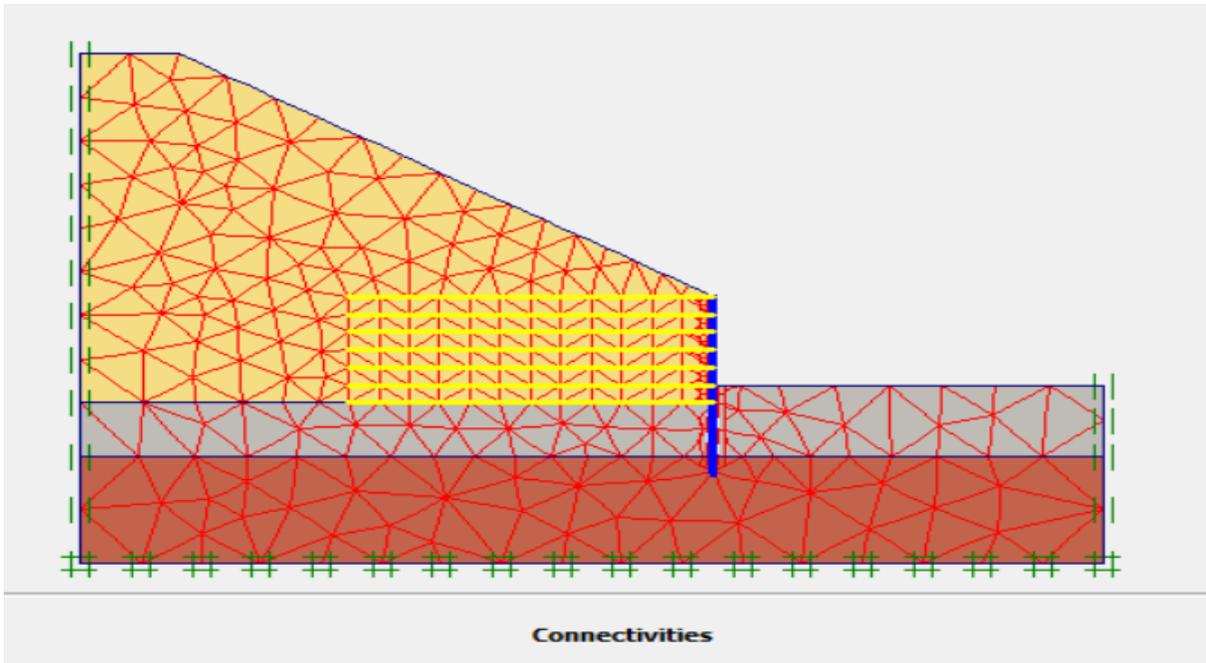


Figure IV.74 : Maillage adopté

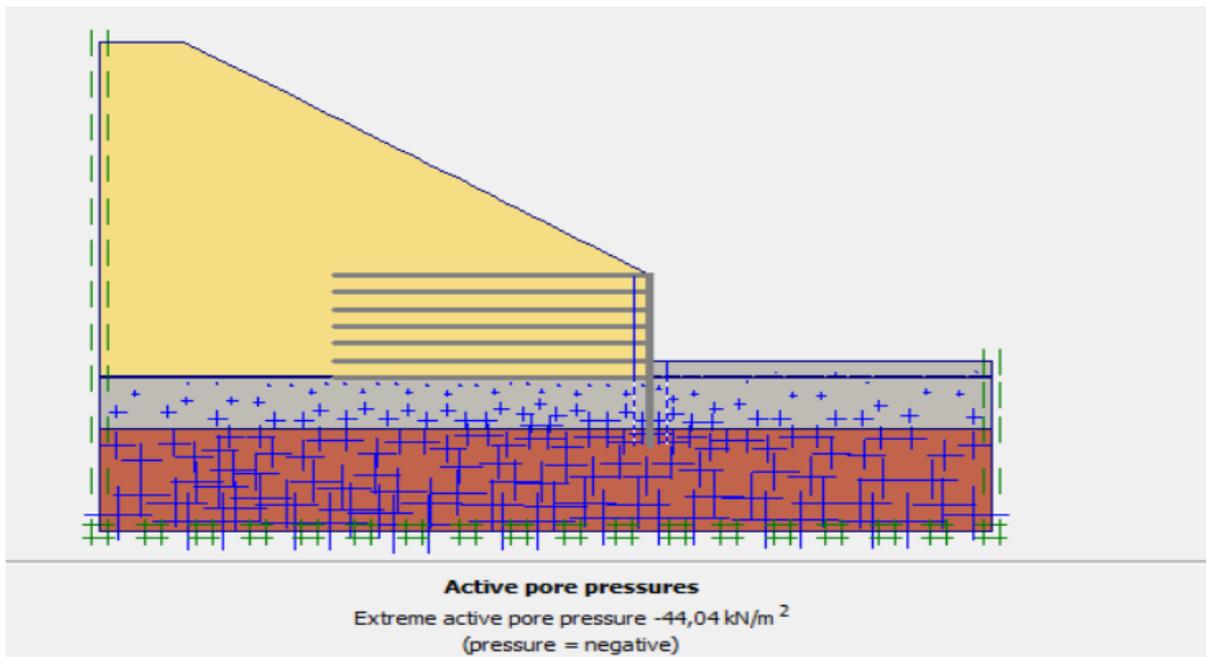


Figure IV.75 : présentations des pressions interstitielles

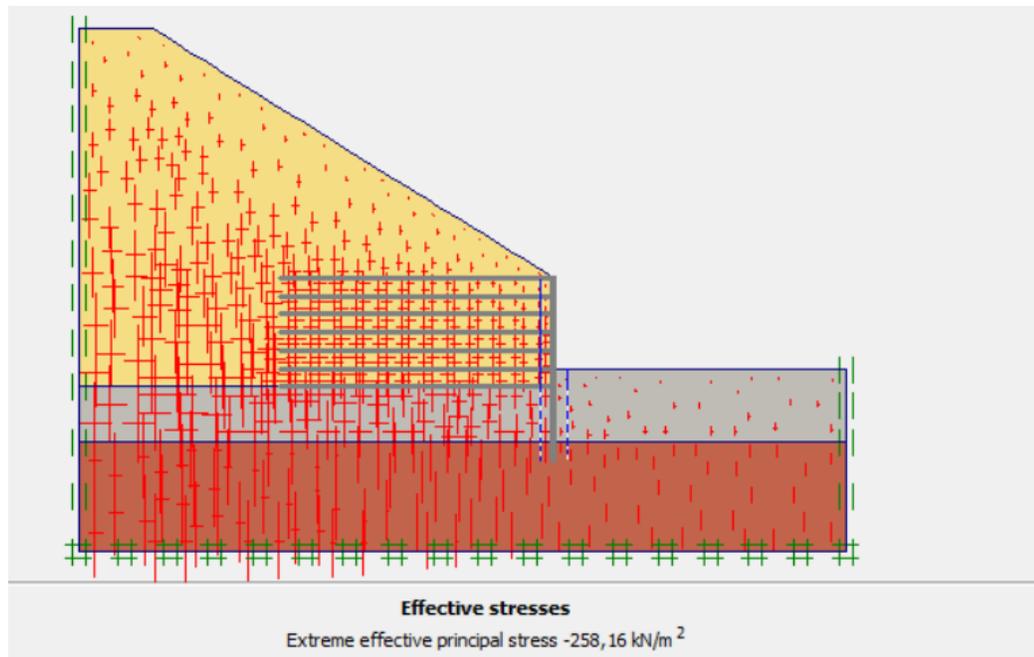


Figure IV.76 : présentations des contraintes effectives

Après le lancement du calcul par logiciel plaxis , voilà les résultats de la déformation, déplacement horizontale et vertical, selon les figures IV77, 78,79 successivement.

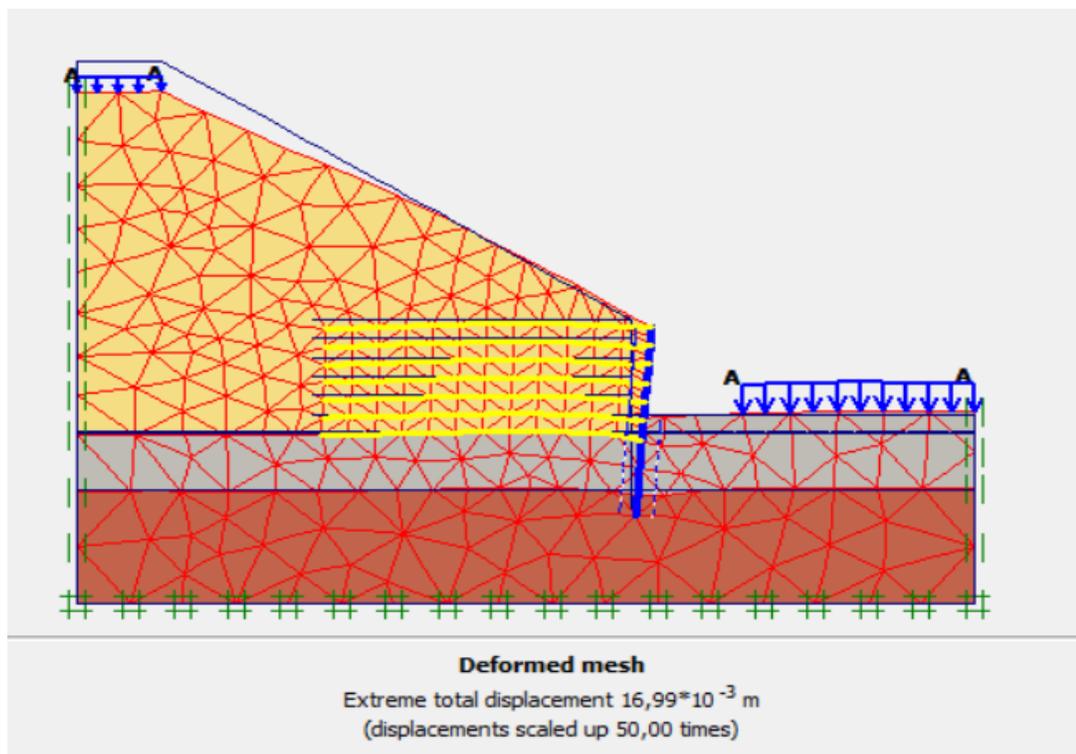


Figure IV.77 : présentations des déformations

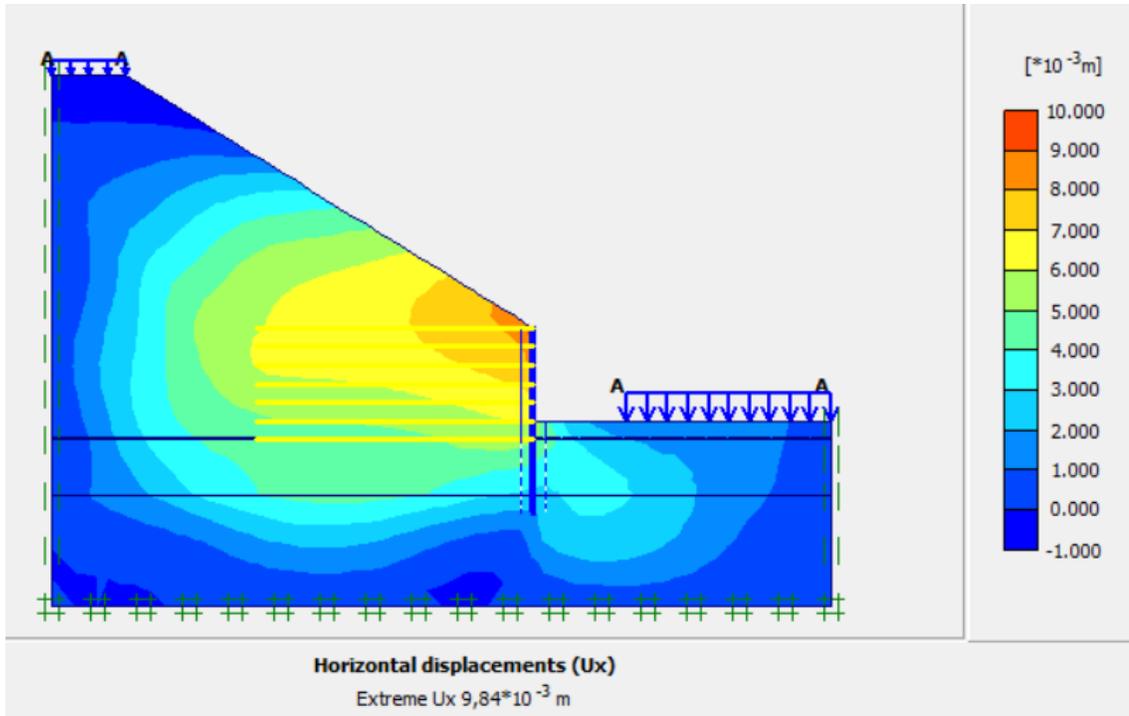


Figure IV.78 : présentations de déplacement horizontal

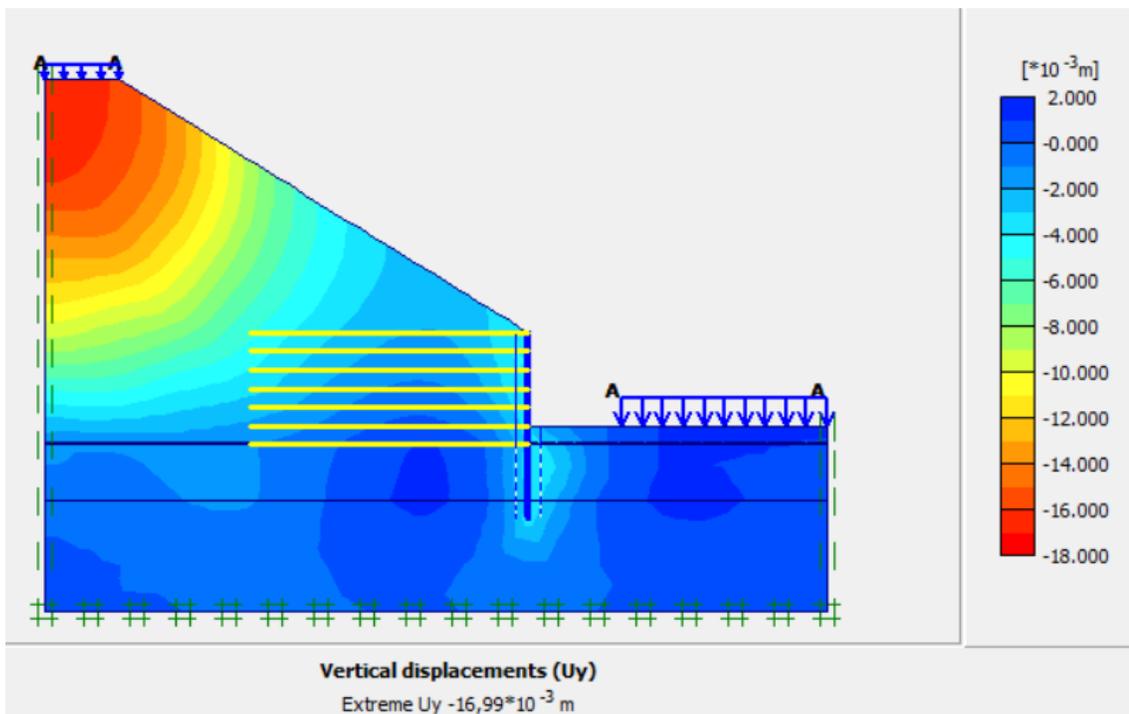


Figure IV.79 : présentations de déplacement vertical

Le déplacement vertical de ce modèle est 1.69 cm, et le déplacement horizontal 0.98, cette valeur est acceptable par rapport la valeur admissible concernant les remblais routiers appartient dans l'intervalle (0-15) cm, c'est un tassement admissible pour le remblai routier.

La figure IV. 80 montres la valeur de facteur de sécurité donné par plaxis $F_s = 1.664 > 1.5$ donc le talus est stable.

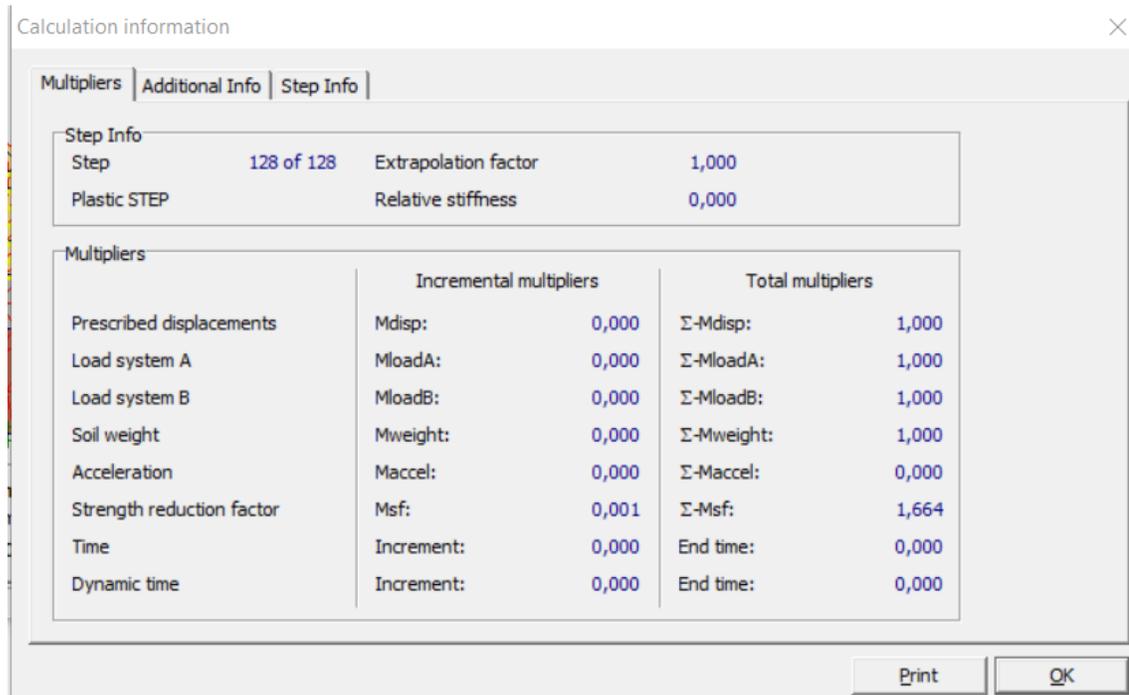


Figure IV.80 : Présentation de facteur de sécurité

Récapitulation :

A. 1^{er} type de renforcement : géotextile et paroi moulé

Par La modélisation par plaxis, nous avons étudiées cinq (5) coupes de remblai.

- Le 1^{er} remblai de dimensions : 76.352 m de longueur et 13.615 m de hauteur, sur lequel il porte une route de charge équivalente = 20 KN/m²
- Pour assurer la stabilité du remblai, nous avons opté pour 2 lits de géotextile, pour que le facteur de sécurité devienne $F_s = 1.511$.
- On a étudié aussi les 4 coupes qui représentent l'un quart $1/4$ de remblai qui se trouve à l'extrémités du pont de PK397.
- Les 4 coupes sont stables avant l'excavation, mais après l'excavation On a proposé des lignes géotextile et de paroi moulé pour stabiliser l'ensemble du remblai

Le tableau IV.7 regroupe les valeurs du facteur de sécurité pour les 4 coupes de remblai.

Tableau IV.7 : tableau récapitulatif.

La coupe		A-A	B-B	C-C	D-D
F_s	Avant excavation	1.656	1.631	1.617	1.610
	Après excavation	1.592	1.631	1.598	1.664
Nombre de géotextile		10	15	13	7
Dimension de paroi moulée		H=4.4m ep=0.8m d=2.25	H=6.5 ep=1m d=3.5m	H=5.5m ep=0.8m d=3m	H=2.75 Ep=0.8m d=2.5m

B. 2^{eme} type de renforcement : parement atalus

IV.7. Présentation de logiciel GEO5

L'évolution de la technologie amène l'Ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'Ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc..

Le logiciel GEO5 est une suite complète d'outils de calcul géotechnique développée par la société Fine Software. Il est largement utilisé par les ingénieurs civils et géotechniques pour analyser et concevoir des structures géotechniques telles que les fondations, les murs de soutènement, les excavations, les talus, les tunnels, etc.

Voici un aperçu général du fonctionnement du logiciel GEO5 :

1. **Interface utilisateur** : GEO5 dispose d'une interface utilisateur conviviale et intuitive, ce qui facilite la navigation et l'utilisation du logiciel. L'interface est généralement divisée en différentes sections, chacune correspondant à un module spécifique.

2. **Modules spécifiques** : GEO5 comprend une gamme de modules spécialisés, tels que le module Fondations, le module Murs de soutènement, le module Excavations, le module Talus, le module Tunnels, etc. Chaque module est utilisé pour résoudre des problèmes spécifiques liés à ces structures géotechniques.
3. **Entrée des données** : Pour commencer, l'utilisateur doit fournir les données nécessaires à l'analyse ou à la conception. Cela peut inclure des informations sur le sol, les charges appliquées, les propriétés des matériaux, les paramètres de conception, etc.
4. **Analyse et conception** : Une fois les données d'entrée fournies, le logiciel GEO5 effectue les calculs et génère des résultats. Les méthodes de calcul utilisées par chaque module sont basées sur des approches géotechniques bien établies, telles que les méthodes analytiques, les méthodes numériques ou les méthodes de stabilité.
5. **Résultats et rapport** : GEO5 fournit des résultats détaillés, tels que les forces, les déformations, les contraintes, les coefficients de sécurité, les graphiques, etc. Ces résultats aident les ingénieurs à évaluer la performance de la structure géotechnique et à prendre des décisions éclairées.

Il convient de noter que le fonctionnement exact du logiciel peut varier en fonction du module spécifique utilisé et des fonctionnalités disponibles dans chaque module. GEO5 est un logiciel puissant et polyvalent qui peut être utilisé pour résoudre une grande variété de problèmes géotechniques, mais une compréhension solide des principes de base de la géotechnique est nécessaire pour utiliser le logiciel de manière appropriée et interpréter correctement les résultats.

IV.7.1. Généralité concernant le procédé des massifs renforcés par géotextiles et parement Atalus

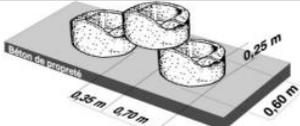
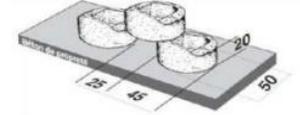
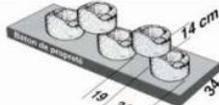
Un massif renforcé par géotextile et parement Atalus, est constitué principalement de remblai en matériaux sélectionnés, de géotextile de renforcement tissé en PET de type GEOTER 200KN/ml avec et un parement en blocs cellulaire préfabriqués en béton dits Atalus.

Les massifs renforcés par géotextiles et parement Atalus120 est un système de confortement qui immobilise les poussées des terres par le poids des remblais technique, ce dernier transmet par frottement aux nappes géosynthétiques, les efforts qui se développent dans la masse ; ces

nappes se mettent en tension et le remblai possédera alors dans le même sens que les renforcements, une résistance à la traction dont la valeur est directement proportionnelle aux efforts repris par les nappes ; celles-ci reportent les efforts de la zone active, à l’aval, vers la zone résistante à l’arrière du massif. L’ensemble forme un massif monolithique.

Les Atalus doivent répondre aux spécifications techniques du tableau ci-dessous ainsi que les exigences de la norme EN 771-3.

Tableau IV.8 : Spécification technique pour bloc atalus

Type	Schémas	Nombre d'unité U/ M2	Poids à l'unité (Kg/U)	Hauteur de l'ouvrage par parement
Atalus 120		3,8 U/ M2	120 Kg/U	H ≤ 13 m
Atalus 50		7 U/ M2	50 Kg/U	H ≤ 4 m
Atalus 18		13 U/ M2	18 Kg/U	H ≤ 2m

Type	Poids (Kg/U)	Dimensions		
		X1 (Cm)	X2 (Cm)	ep (Cm)
Atalus 120	120	70	60	25
Atalus 50	50	45	50	20
Atalus 18	18	34	34	14

Dans le cas de cette étude, le choix s’est porté sur la gamme Atalus120, vu les hauteurs des murs ainsi que d’autres considérations techniques et esthétiques.

IV.7.2. Les profils étudiés :

IV.7.2.1. (coupe A-A) :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par le bloc Atalus, qui est défini dans la bibliothèque de logiciel GEO5.

- le profil étudié c’est l’un quart ($1/4$) du remblai qui se situe au dessous de l’extrémité Est par rapport au pont .
- **Chargement** : 10 KN/m² qui représente la charge du piétonnier coté pont.

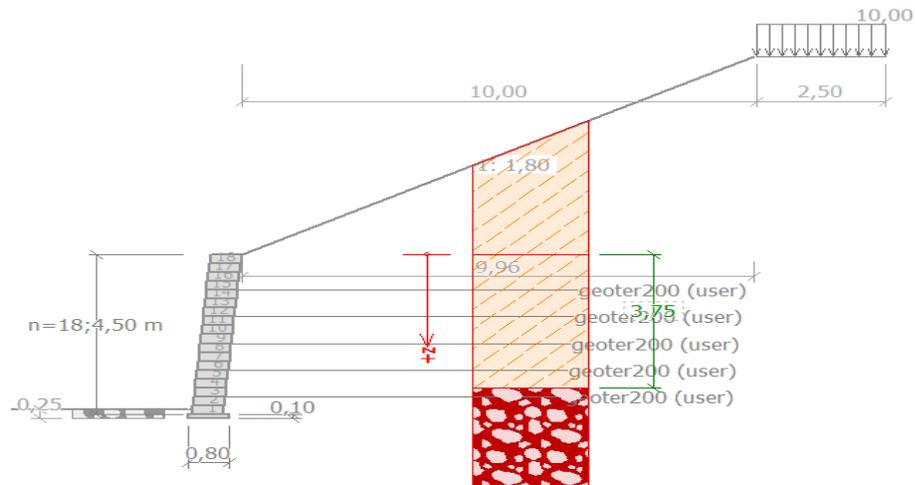


Figure IV.81 : Modélisation de confortement de Coupe A-A par GEO5.

Après définir les couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec les blocs Atalus, il faut lancer le calcul, voici la figure qui le présente (Figure IV.82).

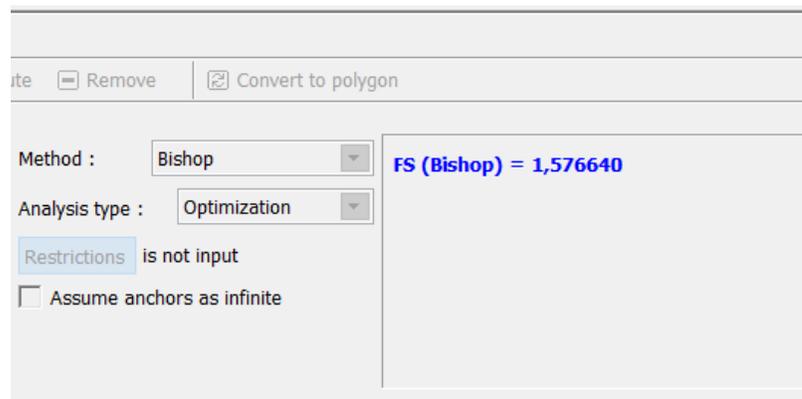


Figure IV.82 : Présentation de facteur de sécurité

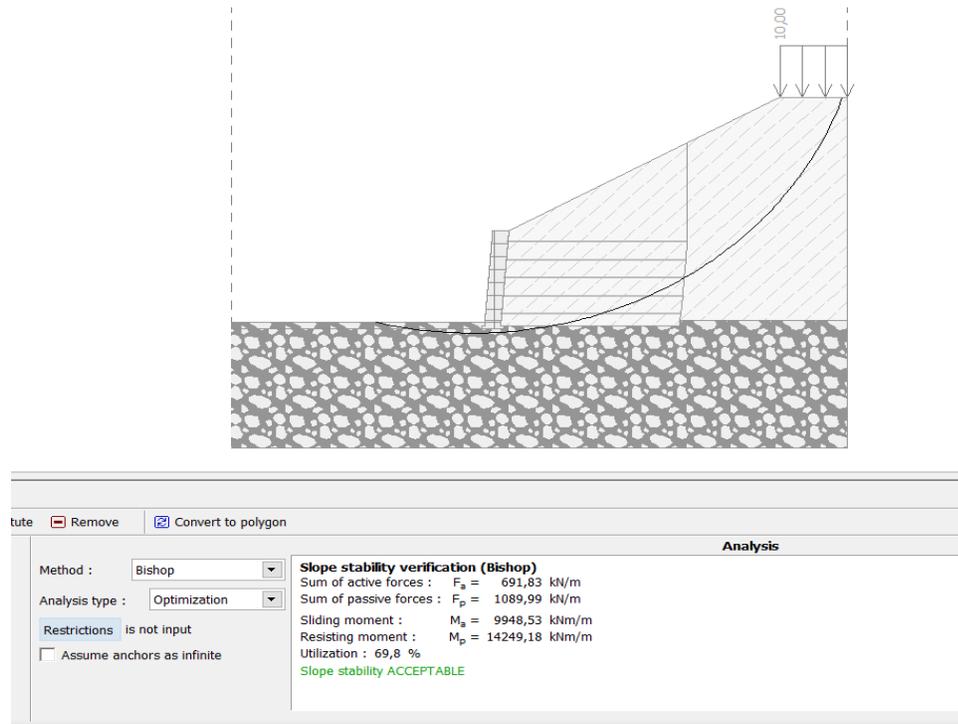


Figure IV.83 : Présentation les valeurs des forces et les moments

La figure IV. 82 montres la valeur de facteur de sécurité donné par GEO5 $F_s = 1.576 > 1.5$ donc le talus est stable.

IV.6.2.2. (coupe B-B) :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par le bloc Atalus, qui est définit dans la bibliothèque de logiciel GEO5.

- le profil étudié c'est l'un quart ($1/4$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité Nord par rapport le pont .
- **Chargement** : 10 KN/m^2 qui représente la charge du piétonnier coté pont.

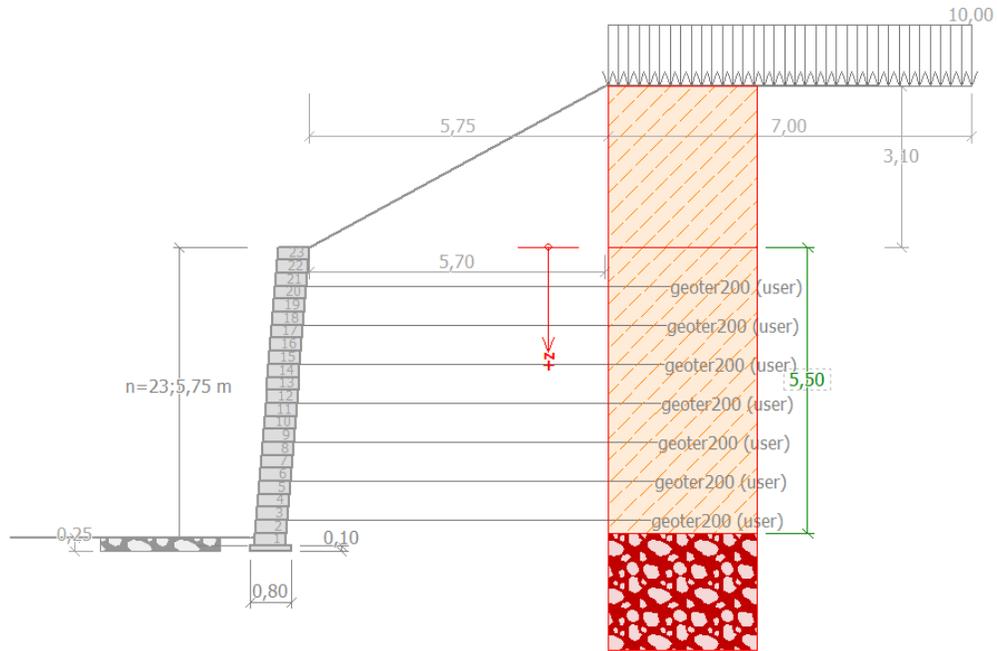


Figure IV.84 : Modélisation de confortement de Coupe B-B par GEO5

Après définir les couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec les blocs Atalus, il faut lancer le calcul, voici la figure qui le présente (Figure IV.84).

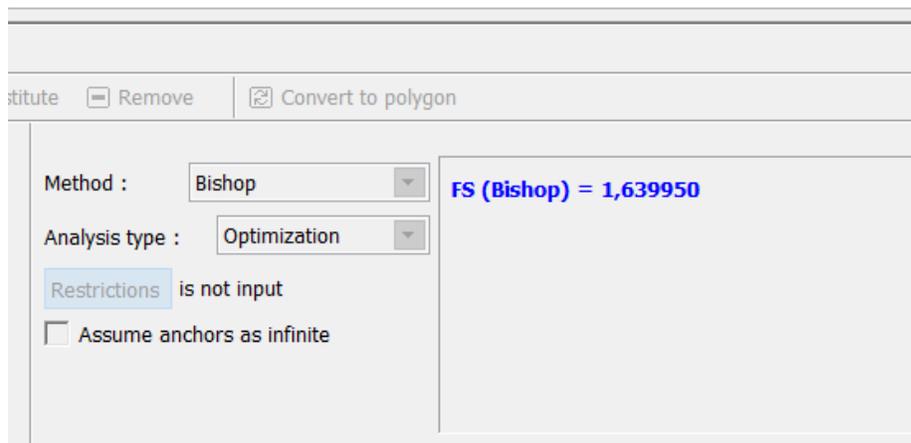


Figure IV.85 : Présentation de facteur de sécurité

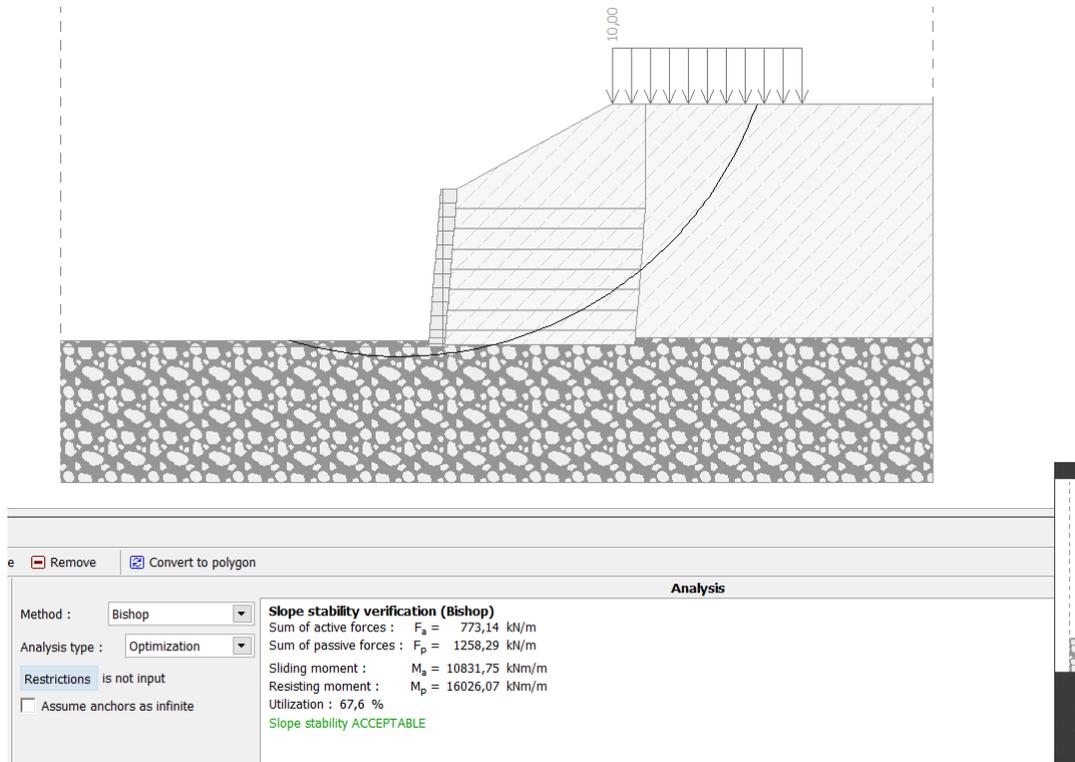


Figure IV.86 : Présentation les vérifications

La figure IV. 85 montres la valeur de facteur de sécurité donné par GEO5 $F_s = 1.639 > 1.5$ donc le talus est stable.

IV.6.2.3. (coupe C-C) :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par le bloc Atalus, qui est définit dans la bibliothèque de logiciel GEO5.

- le profil étudié c'est l'un quart ($\frac{1}{4}$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité Sud par rapport le pont .
- **Chargement** : 10 KN/m² qui représente la charge du piétonnier coté pont.

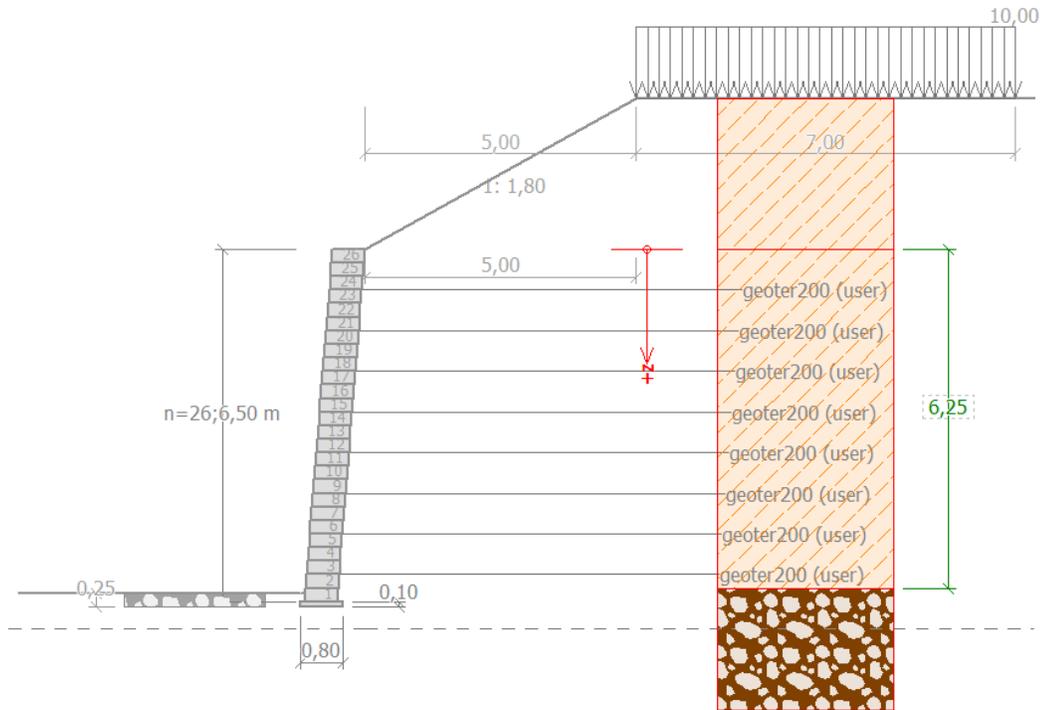


Figure IV.87 : Modélisation de confortement de Coupe C-C par GEO5

Après définir les couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec les blocs Atalus, il faut lancer le calcul, voici la figure qui le présente (Figure IV.87).

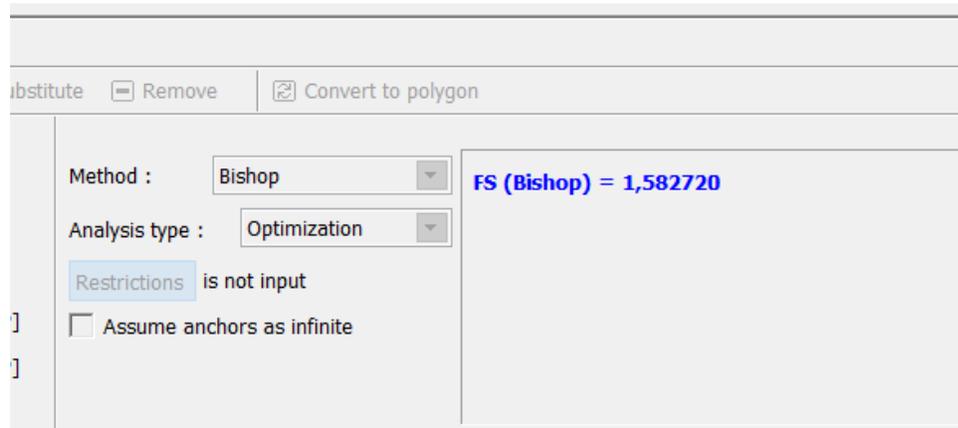


Figure IV.88 : Présentation de facteur de sécurité

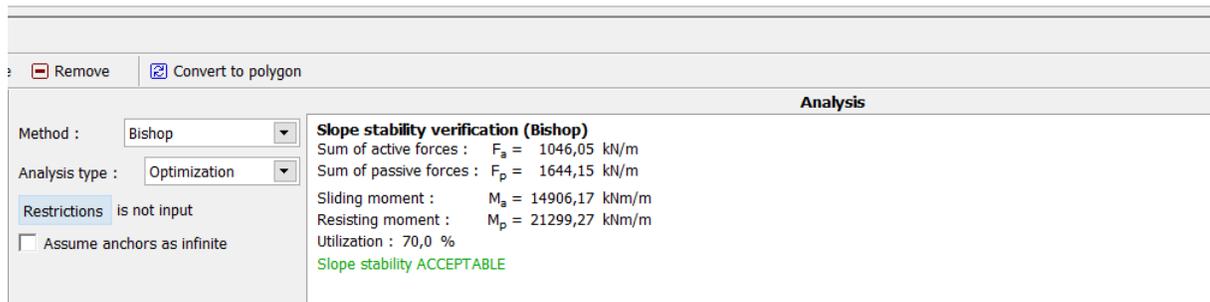
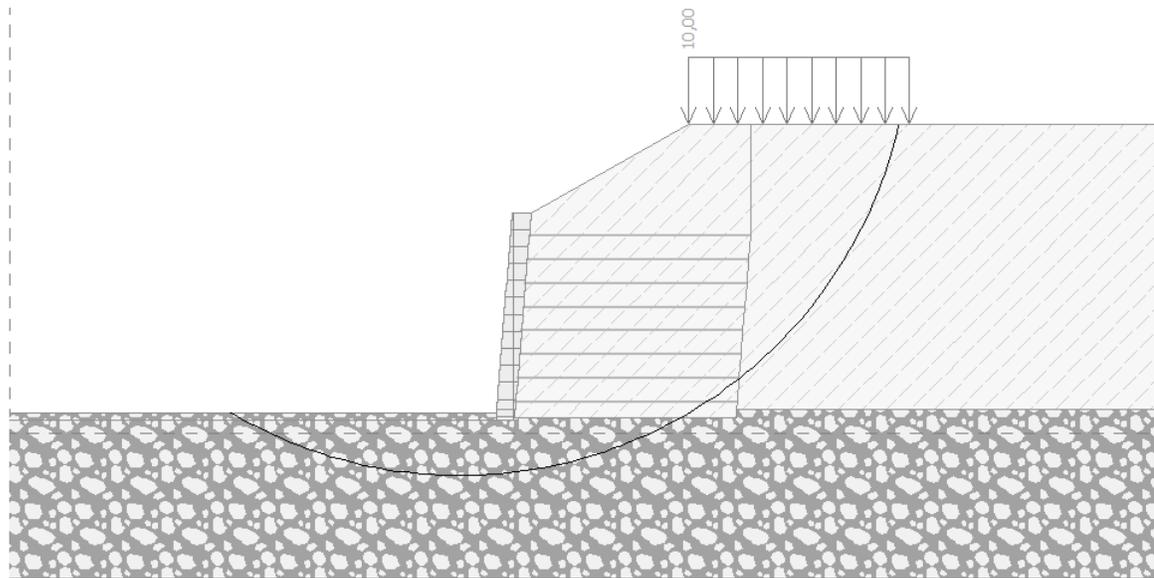


Figure IV.89 : Présentation les vérifications

La figure IV. 88 montres la valeur de facteur de sécurité donné par GEO5 $F_s = 1.582 > 1.5$ donc le talus est stable.

IV.6.2.4. (coupe D-D) :

Pour assurer la stabilité du talus, on a choisi un système de renforcement par le bloc Atalus, qui est défini dans la bibliothèque de logiciel GEO5.

- le profil étudié c'est l'un quart ($1/4$) du remblai qui située au dessous de l'extrémité Ouest par rapport le pont .
- **Chargement** : 10 KN/m² qui représente la charge du piétonnier coté pont.

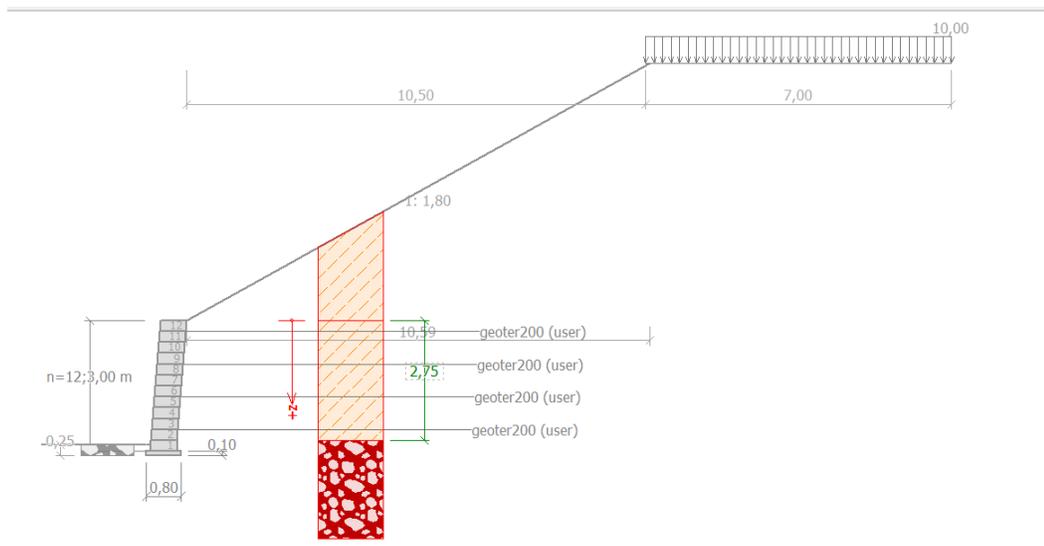


Figure IV.90 : Modélisation de confortement de Coupe D-D par GEO5

Après définir les couches qui existent et aussi les lignes des géotextiles avec les blocs Atalus, il faut lancer le calcul, voici la figure qui le présente (Figure IV.90).

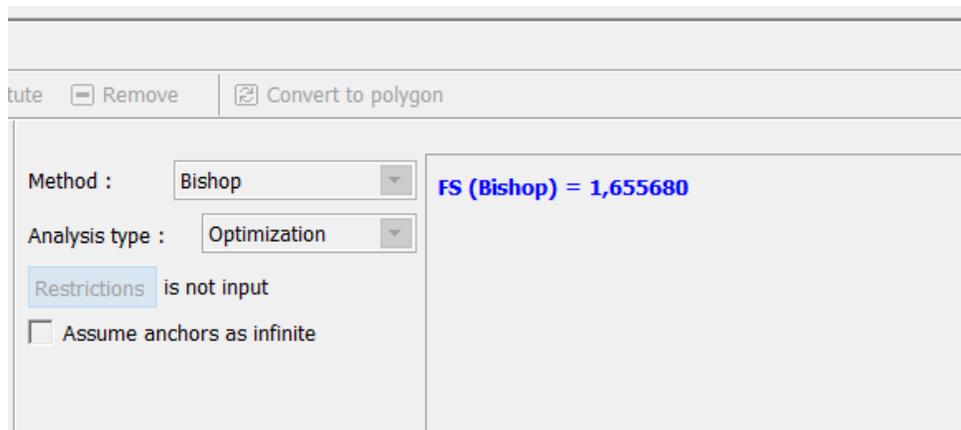


Figure IV.91 : Présentation de facteur de sécurité

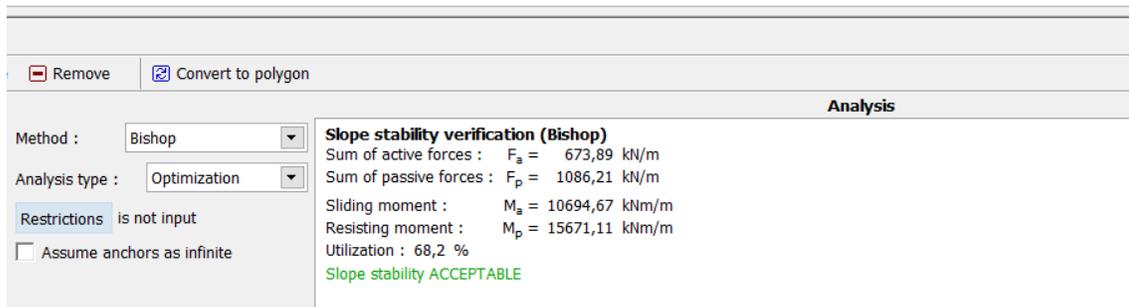
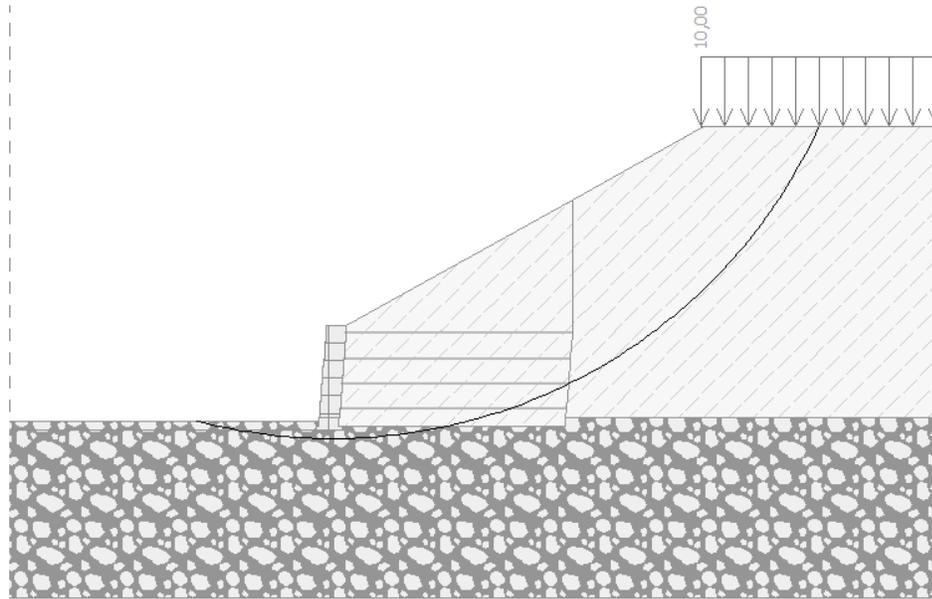


Figure IV.92 : Présentation les vérifications

La figure IV. 91 montres la valeur de facteur de sécurité donné par GEO5 $F_s = 1.655 > 1.5$ donc le talus est stable.

Récapitulation :

B. 2^{eme} type de renforcement : parement atalus

Le logiciel GEO5 était le plus adéquat pour la modélisation des parements atalus pour renforcer les remblais des 4 coupes.

Les atalus 120, sont choisis pour les 4 coupes A-A (h=4.5), B-B (h=5.75m), C-C (h=6.5), D-D (h=2.75).

Le choix de renforcement par parements atalus, présente un coefficient de sécurité > 1.5
D'où la stabilité des remblais est assurée.

Conclusion

Le logiciel plaxis permet de déterminer les déplacements et le facteur de sécurité avant et après l'excavation et le renforcement du remblai par géotextile et paroi moulée.

Alors que par le logiciel GEO5, plusieurs vérifications qui est faites ainsi le calcul du facteur de sécurité par parement atalus 120, qui existe dans sa bibliothèque.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité après renforcement par les deux logiciels et pour les deux techniques de renforcements est acceptable ; voir tableau Tableau IV.9.

Le tableau IV.9 regroupe les valeurs du facteur de sécurité pour les 2 logiciels PLAXIS2D et GEO5.

Tableau IV.9 : tableau récapitulatif.

La coupe	A-A	B-B	C-C	D-D
PLAXIS	1.592	1.631	1.598	1.664
GEO5	1.639	1.639	1.582	1.655

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité d'un remblai routier d'un pont situé à la wilaya d'El Taref.

Cette étude a permis dans une première étape de collecter des connaissances sur les remblais et les soutènements, et d'exposer par la suite les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite et calcul en éléments finis).

Dans une seconde étape, cette étude a permis d'analyser le sol à travers l'étude géotechnique qui a démontré la présence d'une argile marneuse à 27 mètres de profondeur maximum, intercalé par des lentilles et des poches sableuses, et une nappe phréatique superficielle d'environ 0.5 mètre de profondeur.

Ce travail de recherche nous a permis de proposer des solutions pour assurer la stabilité du remblai routier et les quarts profils du garde-corps après l'excavation faite pour libérer l'espace pour la route, à travers l'utilisation de la méthode des éléments fini avec le logiciel PLAXIS, et le calcul en équilibre limite avec logiciel GEO5.

A la fin, L'étude de stabilité et de tassement a montré que :

- Pas de risque de tassement (un tassement admissible < 10 cm dans tous les profils étudiés).
- Il y a un risque de glissement. (Des factures de sécurité < 1.5).

Pour assurer la stabilité de ce remblai vis-à-vis le glissement nous avons proposés de renforcer le remblai par les parois moulées, des géotextiles de types 150PET, et par parements atalus 120 plus géotextile.

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de renforcement des remblais par géotextile plus paroi moulée ou plus parement atalus peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain et assurer la stabilité du remblai.

Référence et bibliographie

- 1- AFNOR-NF P 94-270-Calcul géotechnique - ouvrage de soutènements -Remblais renforcés et massif en sols cloués. (Juillet, 2009).
- 2- « Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 1 Principes généraux » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000).
- 3- « Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 2 – Annexes techniques » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000).
- 4- Avis technique 02/2016-27 ; « Avis technique sur l’aptitude à l’emploi du système de renforcement des massifs de remblai de sol à base de géotextiles ». C.N.E.R.I.B (Février ; 2016).
- 5- AFNOR-NF EN 14475- Exécution des travaux géotechniques spéciaux Remblais renforcés. (Janvier 2007)