



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

# Contrôle de la stabilité des couches de remblai et application des systèmes de confortement :

Cas : Ligne ferroviaire (Ouargla /Hassi Massoud)

Présenté et soutenu par

Zahira AKERMI

Devant le jury :

		Grade	Etablissement
Président :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	MEBROUK Faouzi	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineur :	DJELLALI Adel	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examinatrice :	AMRANI Dounia	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

## *Dédicaces*

***Je dédie ce travail qui n'aura jamais  
pu voir le jour sans les soutiens  
indéfectibles et sans limite de mes  
chers parents ;***

***Je dédie aussi ce travail :***

***A mes frères : Zine , Mohammed et  
Youcef ;***

***À tous mes chers amis et mes collègues  
de l'Université ;***

***A mes amis intime : Dounia, fatma ;***

***A tous ceux qui ont contribué de près  
ou de loin pour que ce projet soit  
Possible, je vous dis merci.***

**Zahira ....**

## *Remerciement*

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et terminer ce mémoire.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur de mémoire Mr. MEBROUK Faouzi, je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincère remerciements à mes jury Mr. BRAHMI Serhane ; Mr. DJELLALI Adel et madame AMRANI Dounia et tous les professeurs.

Je remercie également Laboratoire Notionnel de Habitat et de la construction (unité d'oued Samar) et l'ingénieur Mr. HADDAK. D.

Je désire aussi remercier L'agence Nationale D'étude Et De Suivi Des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF)

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur Support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Enfin, je profond remerciement va également à toutes les personnes qui nous ont aidés et Soutenue de près ou de loin.

## المخلص:

نحن مهتمون في هذا العمل بدراسة ثبات طبقات الردم للسكة الحديدية لخط النقل الذي يربط ورقلة وحاسي مسعود من 124+000PK إلى 126 + 000. لتحقيق الأهداف ، تم إجراء تحليلات عددية (عناصر محدودة) وتحليلية (توازن حد) للهيكل باستخدام عدة برمجيات ( PLAXIS2D V8 , GeoSlope و Geo5 ) من أجل تحديد عامل الأمان و الإزاحات العمودية في مواقع مختلفة قبل وبعد تركيب أنظمة الدعامة و التسليح. تشير النتائج إلى أن طبقات الردم مستقرة ضد الانزلاق ، ومن ناحية أخرى فإن التربة الداعمة غير مستقرة ضد الإزاحة العمودية وفقاً لجميع الوضعيات حيث تتطلب استخدام وسائل الدعم و التعزيز ، فإن تطبيق الترسية الأرضية تعطي نتائج مقبولة للغاية أظهرت فعاليتها.

**الكلمات المفتاحية:** طبقة الردم ، الإزاحة ، النمذجة العددية ، الاستقرار.

## Résumé

Dans ce travail, nous sommes intéressés à l'étude de la stabilité des couches de remblai ferroviaire du linge de transport reliant Ouargla et Hassi Massoud du PK 124+000 au PK126+000. Pour arriver aux objectifs viser des analyses numériques (éléments finis) et analytiques (équilibre limite) de la structure ont été faites avec plusieurs codes (PLAXIS2D.V8, GEOSLOPE et Geo5) dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements verticaux dans différentes situations avant et après la mise en place des systèmes de confortement. Les résultats trouvés indiquent que les couches de remblai sont stables vis-à-vis le glissement, par contre le sol support est instable vis-à-vis les déplacements verticaux selon toutes les configurations d'où il nécessite l'application des moyens de confortements, les géotextiles appliqués donnent des résultats admissibles et très acceptables montrant leur efficacité.

**Mots-clés :** Couche de remblai, Déplacement, Modélisation numérique, Stabilité.

## Abstract:

Abstract:

In this work, we are interested in the study of the stability of the railway embankment layers of the transport line connecting Ouargla and Hassi Massoud from PK 124+000 to PK126+000. To achieve the objectives, numerical (finite elements) and analytical (limit equilibrium) analyses of the structure were carried out with several codes (PLAXIS2D.V8, GEOSLOPE, and Geo5) in order to determine the safety factor and the vertical displacements in different situations before and after the installation of reinforcement systems. The results found indicate that the

embankment layers are stable against sliding, on the other hand, the supporting soil is unstable against vertical displacements according to all the configurations where it requires the application of reinforcement means, the application of the geotextiles gives admissible results, and very acceptable showing their effectiveness.

**Keywords:** Backfill layer, Displacement, Numerical modeling, Stability.

## Liste des notations

$c'$	: Cohésion effective du sol
$\varphi'$	: Angle de frottement effective
$\alpha$	: Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal.
$\mu_l$	: Effort de la Pression d'eau latérale
$l$	: Longueur du talus
$W$	: Poids de la tranche
$\tau_m$	: Contrainte de cisaillement mobilisé à la base de la tranche
$N, T$	: Composantes normales et tangentielles de la force agissante à la base de la tranche
$X, E$	: Verticale et horizontale des forces inter tranches
$R$	: Rayon du cercle de rupture de centre $o$
$X=$	: Bras de levier du poids des terres
$m\alpha$	: Facteur d'ajustement de Bishop
$\sigma'$	: Contrainte effective normale à la base de la tranche.
$\beta$	: Degré L'inclinaison du talus.
$F_s$	: Coefficient de sécurité.
$\gamma$	: Poids volumique
$\gamma_d$	: Poids volumique sec
$\Gamma_{sat}$	: Poids volumique saturé
$WL$	: Limite de liquidité
$WP$	: Limite de plasticité
$IP$	: Indice de plasticité
$C_c$	: Coefficient de compression
$C_s$	: Coefficient de gonflement
$P_g$	: Pression de Gonflement
$P_c$	: Pression de pré-consolidation
$P_l$	: Pression limite
$q_a$	: Contrainte admissible du sol.
$D$	: Ancrage des fondations
$\gamma$	: Poids volumique apparent du sol humide t/m <sup>3</sup> .
$q_u$	: Contrainte ultime du sol.
$B$	: Largeur du remblai
$N_\gamma$	: Terme de surface

$N_q$	: Terme de profondeur
$N_c$	: Terme de cohésion
$s_\gamma, s_c, s_q$	: Coefficients de forme
$s$	: Tassement générale d'une fondation
$\sigma'_{v0}$	: Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation
$H_i$	: Epaisseur de la couche $i$
$a_h$ et $a_v$	: Accélérations pseudo-statiques horizontales et verticales
$k_h$ et $k_v$	: Coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontales et verticales
$A_{dj}$	: Coefficient de majoration dynamique
$\nu$	: Coefficient de Poisson
$E$	: Module d'élasticité (module d'Young)

## Liste des figures

<b>Figure I.1 :</b>	Types de Remblai (ferroviaire, routier)	4
<b>Figure I.2 :</b>	Coupe transversale qui représente les constituants d'une voie ferrée	6
<b>Figure I.3 :</b>	Extraction en couche	10
<b>Figure I.4 :</b>	Extraction frontale	10
<b>Figure I.5 :</b>	Action sur la granularité	11
<b>Figure I.6 :</b>	Fragmentation complémentaire après extraction	11
<b>Figure I.7 :</b>	Aération	12
<b>Figure I.8 :</b>	Humidification.	12
<b>Figure I.9 :</b>	Traitement à la chaux	13
<b>Figure I.10 :</b>	Traitements réactifs.	13
<b>Figure I.11 :</b>	Compactage	14
<b>Figure I.12 :</b>	Remblai de hauteur moyenne	15
<b>Figure I.13 :</b>	Rupture générale par poinçonnement	16
<b>Figure I.14 :</b>	Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai	17
<b>Figure I.15 :</b>	Rupture rotationnelle par glissement avec fissuration du remblai	17
<b>Figure I.16 :</b>	Surface de rupture potentielle	18
<b>Figure I.17 :</b>	Une rupture circulaire	20
<b>Figure I.18 :</b>	Les forces appliquées sur une tranche dans la méthode de : FELLENIOUS	23
<b>Figure I.19 :</b>	Les Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée	24
<b>Figure I.20 :</b>	Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de spencer	26
<b>Figure I.21 :</b>	L'abaque de Taylor	27
<b>Figure I.22 :</b>	Différentes méthodes de stabilisation par terrassement	30
<b>Figure I.23 :</b>	Butée en pied	31
<b>Figure I.24 :</b>	Allègement en tête	32
<b>Figure I.25 :</b>	Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme	32
<b>Figure I.26 :</b>	Purge	33
<b>Figure I.27 :</b>	Coupe type d'une tranchée drainante	33
<b>Figure I.28 :</b>	Drains subhorizontaux	35
<b>Figure I.29 :</b>	Eperon drainant et Masques drainant	36
<b>Figure I.30 :</b>	Chantier de réalisation des drains verticaux	36
<b>Figure I.31 :</b>	Schéma des galeries drainantes	37
<b>Figure II.1 :</b>	Carte de situation géographique	40
<b>Figure II.2 :</b>	Situation graphique de la ligne (Google Earth).	40
<b>Figure II.3 :</b>	Situation du Bas-Sahara	41
<b>Figure II.4 :</b>	Coupe géologique NW-ES de l'Algérie	42
<b>Figure II.5 :</b>	Les affleurements de la région du Bas-Sahara	42
<b>Figure II.6 :</b>	Carte géologie régional	44
<b>Figure II.7 :</b>	Colonne stratigraphique typique du Sahara septentrion	48
<b>Figure II.8 :</b>	Affleurement géologique de la région d'Ouargla	49
<b>Figure II.9 :</b>	Colonnes stratigraphique	52
<b>Figure II.10 :</b>	Coupe géomorphologique schématique de la vallée de Ouargla	54

<b>Figure II.11 :</b>	Carte Hydrogéologique des deux nappes du Sahara septentrional avec le sens d'écoulement des deux nappes	55
<b>Figure II.12 :</b>	Coupe hydrogéologique du système aquifère CT et du CI	56
<b>Figure II.13 :</b>	Carte des ressources en eau souterraines (CI et CT).	57
<b>Figure II.14 :</b>	Carte de zonage sismique de l'Algérie (Réf : RPA 99 version 2003)	58
<b>Figure II.15 :</b>	Schéma l'installation du tube piézométrique	60
<b>Figure II.16 :</b>	Principe de l'essai d'odomètre	66
<b>Figure II.17 :</b>	Classification LPC des sol grenus	69
<b>Figure II.18 :</b>	La position de plasticité de sondage 01 sur l'abaque de : CASAGRANDE	70
<b>Figure II.19 :</b>	La position de plasticité de sondage 02 sur l'abaque de CASAGRANDE	71
<b>Figure II.20 :</b>	La position de plasticité de sondage 03 sur l'abaque de CASAGRANDE	72
<b>Figure II.21 :</b>	La position de plasticité de sondage 04 sur l'abaque de CASAGRANDE	72
<b>Figure II.22 :</b>	La position de plasticité de sondage 05 sur l'abaque de CASAGRANDE	73
<b>Figure II.23 :</b>	La position de plasticité des sondages sur l'abaque de CASAGRANDE	74
<b>Figure II.24 :</b>	Classification H.R. B	75
<b>Figure II.25 :</b>	Classification des sols fins selon GTR	80
<b>Figure II.26 :</b>	Les quatre classes de qualité QSi de sols	82
<b>Figure III.1 :</b>	Les classes de portance envisagée pour la plate-forme	88
<b>Figure III.2 :</b>	Type des plates-formes de la SNCF	89
<b>Figure III.3 :</b>	Calcul des tassements – Méthode des couches.	93
<b>Figure III.4 :</b>	Les cercle de pied de talus	101
<b>Figure III.5 :</b>	Les cercles de flanc de talus	101
<b>Figure III.6 :</b>	Les cercles à mi-pente	102
<b>Figure III.7 :</b>	L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus	103
<b>Figure III.8 :</b>	L'abaque pour $C \frac{\gamma h}{\gamma h} = f(\varphi)$	104
<b>Figure III.9 :</b>	Cercle du pied pour le talus doux	105
<b>Figure III.10 :</b>	L'abaque représentatif	106
<b>Figure III.11 :</b>	Discrétisation par tanche de la pente	107
<b>Figure III.12 :</b>	Méthode pseudo-statique – coefficient sismique k	109
<b>Figure IV.1 :</b>	La géométrie de modèle	116
<b>Figure IV.2 :</b>	Maillage du problème.	117
<b>Figure IV.3 :</b>	Les conditions hydrauliques	118
<b>Figure IV.4 :</b>	La distribution des contraintes effectives.	118
<b>Figure IV.5 :</b>	Procédure de calcul	119
<b>Figure IV.6 :</b>	Déplacements verticaux (à long terme) $192.87 \cdot 10^{-3}$ m	119
<b>Figure IV.7 :</b>	Procédure de calcul	120
<b>Figure IV.8 :</b>	Déplacements verticaux (à long terme) $266.16 \cdot 10^{-3}$ m	120
<b>Figure IV.9 :</b>	Déformation de cisaillement	121
<b>Figure IV.10 :</b>	Coupe de déformation de cisaillement	121
<b>Figure IV.11 :</b>	Valeur de coefficient de sécurité	122

<b>Figure IV.12 :</b>	Déformation totale du modelé	122
<b>Figure IV.13 :</b>	Le modèle géométrique adopté	123
<b>Figure IV.14 :</b>	Déplacements verticaux (à long terme) 0.28 m.	123
<b>Figure IV.15 :</b>	Déformation de cisaillement	124
<b>Figure IV.16 :</b>	Le coefficient de sécurité et les cercles les plus critiques à l'états sec	125
<b>Figure IV.17 :</b>	Diagramme des efforts pour chaque tranche	125
<b>Figure IV.18 :</b>	Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'états de saturation	126
<b>Figure IV.19 :</b>	Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'états sec	127
<b>Figure IV.20 :</b>	Diagramme des efforts pour chaque tranche	127
<b>Figure IV.16 :</b>	Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'états de saturation.	128
<b>Figure IV.17 :</b>	Informations sur le projet	129
<b>Figure IV.18 :</b>	Norme choisie (norme française)	129
<b>Figure IV.19 :</b>	la géométrie du modèle	130
<b>Figure IV.20 :</b>	Les coordonnées de différents points	131
<b>Figure IV.21 :</b>	Paramètres des sols	131
<b>Figure IV.22 :</b>	Les conditions d'eau	132
<b>Figure IV.23 :</b>	Les étapes de calcul	132
<b>Figure IV.24 :</b>	Résultat de calcul de coefficient de sécurité	133
<b>Figure IV.25 :</b>	Les conditions d'eau	133
<b>Figure IV.26 :</b>	Les étapes de calcul.	134
<b>Figure IV.27 :</b>	Le coefficient de sécurité a l'état saturé	134
<b>Figure IV.28 :</b>	Déplacement verticale après le renforcement	135
<b>Figure IV.29 :</b>	La variation des déplacements verticaux	136
<b>Figure IV.30 :</b>	Déformation de cisaillement	136
<b>Figure IV.31 :</b>	Déplacement vertical après le renforcement	137
<b>Figure IV.32 :</b>	La variation des déplacements verticaux	137
<b>Figure IV.33 :</b>	Déformation de cisaillement	138
<b>Figure IV.34 :</b>	Déplacements verticaux	139
<b>Figure IV.35 :</b>	Coupe de déplacement vertical	139
<b>Figure IV.36 :</b>	La variation des déplacements verticaux	139
<b>Figure IV.37 :</b>	Déformation de cisaillement	140
<b>Figure IV.38 :</b>	Variation de déformation de cisaillement	140

## Listes des tableaux

<b>Tableau II.1 :</b>	Coupes de sondages carottés	59
<b>Tableau II.2 :</b>	Lectures piézométriques	60
<b>Tableau II.3 :</b>	Résultat des essais d'identification physique	62
<b>Tableau II.4 :</b>	Classification du sol selon l'indice $I_p$	63
<b>Tableau II.5 :</b>	Résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE	63
<b>Tableau II.6 :</b>	Résultat de l'analyse granulométrique.	64
<b>Tableau II.7 :</b>	Caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement CD	65
<b>Tableau II.8 :</b>	Les Caractéristiques d'essai Œdométriques	66
<b>Tableau II.9 :</b>	Les valeurs de pression de gonflement	67
<b>Tableau II.10 :</b>	Résultats d'analyses chimiques	67
<b>Tableau II.11 :</b>	Données nécessaires à la classification LCPC du SC01	70
<b>Tableau II.12 :</b>	Données nécessaires à la classification LCPC du SC02	71
<b>Tableau II.13 :</b>	Données nécessaires à la classification LCPC du SC03	71
<b>Tableau II.14 :</b>	Données nécessaires à la classification LCPC du SC04	72
<b>Tableau II.15 :</b>	Données nécessaires à la classification LCPC du SC05	73
<b>Tableau II.16 :</b>	Données nécessaires à la classification HRB du SC 01	75
<b>Tableau II.17 :</b>	Données nécessaires à la classification HRB du SC 02	75
<b>Tableau II.18 :</b>	Données nécessaires à la classification HRB du SC 03	76
<b>Tableau II.19 :</b>	Données nécessaires à la classification HRB du SC 04	76
<b>Tableau II.20 :</b>	Données nécessaires à la classification HRB du SC05	76
<b>Tableau II.21 :</b>	Données nécessaires à la classification GTR du SC01	78
<b>Tableau II.22 :</b>	Données nécessaires à la classification GTR du SC02	78
<b>Tableau II.23 :</b>	Données nécessaires à la classification GTR du SC03	79
<b>Tableau II.24 :</b>	Données nécessaires à la classification GTR du SC04	79
<b>Tableau II.25 :</b>	Données nécessaires à la classification GTR du SC05	79
<b>Tableau III.1 :</b>	La classification de sol selon les différentes méthodes	87
<b>Tableau III.2 :</b>	Sensibilité au gel des diverses classes granulaires de sols	90
<b>Tableau III.3 :</b>	Tableau regroupant les épaisseurs des couches	90
<b>Tableau III.4 :</b>	Principales méthodes de calcul des tassements	92
<b>Tableau III.5 :</b>	Les propriétés mécaniques des matériaux	94
<b>Tableau III.6 :</b>	Les paramètres pour les calculs.	95
<b>Tableau III.7 :</b>	Les coefficients $s_\gamma$ , $s_c$ et $s_q$	95
<b>Tableau III.8 :</b>	Les paramètres de portance	95
<b>Tableau III.9 :</b>	Les résultats des calculs du tassement	97
<b>Tableau III.10 :</b>	Les résultats des calculs du tassement	98
<b>Tableau III.11 :</b>	Les résultats des calculs du tassement	100
<b>Tableau III.12 :</b>	Les résultats de calcul de tassement	100
<b>Tableau III.13 :</b>	Les résultats de calcul à l'état sec par la méthode de <b>FELLINUS</b>	107
<b>Tableau III.14 :</b>	Les résultats de calcul à états de saturation par la méthode de <b>FELLINUS</b>	108
<b>Tableau III.15 :</b>	Résultats de calcul à l'état sec par la méthode de <b>Bishop</b>	108
<b>Tableau III.16 :</b>	Les résultats de calcul à l'états de saturation par la méthode de <b>Bishop</b>	109
<b>Tableau III.17 :</b>	Résultat de calcul par la méthode de <b>FELLINUS</b> pour un sol sec	111
<b>Tableau III.18 :</b>	Résultat de calcul par la méthode de <b>FELLINUS</b> pour un sol saturé	111

<b>Tableau III.19 :</b>	Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec	112
<b>Tableau III.20 :</b>	Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé	112
<b>Tableau III.21 :</b>	Les résultats de calcul statique et pseudo-statique	113
<b>Tableau IV.1 :</b>	Les caractéristiques des matériaux	117
<b>Tableau IV.2 :</b>	Résultats de calcul après le renforcement	141

Dédicace	
Remerciement	
Résumé	iii
Notation	V
Liste des figures	Vii
Liste des tableaux	X
Tableau des matières	Xii
Introduction générale	1

## Chapitre I : Généralités sur les remblais

I.1. Introduction	3
I.2. Définition d'un remblai	3
I.3. Types de remblais	3
I.3.1. Remblai routier	3
I.3.2. Remblai ferroviaire	3
I.4. La voie ferrée	4
I.4.1. Les constituants de la voie	4
I.4.1.1. Couches d'assise	4
I.4.1.2. Ouvrage en terre	5
I.4.1.3. Plate-forme	5
I.4.1.4. Couche de forme	5
I.4.1.5. Drainage longitudinal	6
I.5. Les types de remblai et leur comportement	6
I.6. Les travaux en remblai	7
I.7. Les matériaux des remblais	7
I.8. Conditions d'utilisation des matériaux en remblai	9
I.8.1. Extraction	9
I.8.1.1. Extraction en couche	9
I.8.1.2. Extraction frontale	10
I.8.2. Action sur la granularité	10
I.8.2.1. Elimination des éléments	11
I.8.2.2. Fragmentations complémentaires après extraction	11
I.8.3. Action sur la teneur en eau	11
I.8.4. Traitement	12

I.8.5. Compactage	14
I.8.6. Hauteur du remblai	14
I.9. Modes de déformations des grands remblais	15
I.10. Problèmes de tassement	17
I.11. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais	18
I.11.1. Méthodes Analytiques	18
I.11.1.1. La méthode de l'équilibre limite	19
I.11.1.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite	19
I.11.1.3. La méthode de FELLENIUS	23
I.11.1.4. Méthode de BISHOP simplifiée	24
I.11.1.5. Méthode simplifiée de JANBU	25
I.11.1.6. Méthode de SPENCER [1967], MORGENSTERN-PRICE [1965]	26
I.11.1.7. La méthode de TAYLOR	27
I.11.2 Méthode d'analyse limite	27
I.11.3 Méthodes Numériques	28
I.11.3.1 La méthode des éléments finis	28
I.11.3.2. La méthode des différences finies	29
I.12. Choix de La méthode	29
I.13. Les méthodes de confortement :	29
I.13.1. Terrassements	30
I.13.2. Dispositifs de drainage	33
I.14. Conclusion	37

## **Chapitre II : Etude géologiques, hydrogéologiques et géotechniques**

II.1. Introduction	39
II.2. Situation géographique de la région	39
II.2.1. Présentation de la ligne	40
II.3. Cadre géologique	41
II.3.1. La géologie régionale	41
II.3.1.1. La plate-forme saharienne	41
II.3.1.2. Le Bas-Sahara et la cuvette de Ouargla	42
II.3.1.3. Litho stratigraphique	43
II.3.2. Géologie locale	49
II.3.2.1. Litho stratigraphie	49
II.4. Tectonique	52

II.5. La Géomorphologie	53
II.6. Cadre hydrogéologie	54
II.6.1. Cadre hydrogéologie régional	54
II.6.1.1. Le Continental Intercalaire	55
II.6.1.2. Le Complexe Terminal	55
II.6.2. Cadre hydrogéologique local	56
II.6.2.1. Les nappes du continental intercalaire	56
II.6.2.2. Les nappes du complexe terminal	57
II.7. Classification sismique de la wilaya de Ouargla	58
II.8. Reconnaissances géotechniques	58
II.8.1. Les essais in situ	59
II.8.1.1. Sondage carotté	59
II.8.1.2. Niveaux piézométrique	59
II.8.2. Essais Au Laboratoire	60
II.8.2.1. Essais physiques	60
II.8.2. Essai mécanique	64
II.8.3. Analyses chimiques	67
II.9. Classification des sols	68
II.9.1. Classification LCPC	68
II.9.2. Classification HRB	74
II.9.3. Classification GTR	77
II.9.3.1. Paramètre de nature	77
II.10. Classe de qualité des sols	81
II.10.1. Nature géotechnique du sol	81
II.10.2. Conditions hydrogéologiques et hydrologiques	82
II.11. Localisation des zones à risques	83
II.11.1. Le risque d'agressivité chimique du sol	83
II.11.2. Le Risque de dissolution lié à la présence de gypse	83
II.11.3. Le Risque de gonflement	83
II.11.4. Le Risque de compressibilité	84
II.12. Conclusion	84

### **Chapitre III : Calcul des tassements et analyse de la stabilité**

III.1. Introduction	86
III.2. Principe de dimensionnement	86
III.2.1. Les méthodes de classification	86
III.2.2. Classification de la portance de la plate-forme	87
III.2.3. Sensibilité au gel des sols	89
III.2.4. Détermination de l'épaisseur des couches	90

III.3. Méthodes de calcul de la capacité portante	90
III.4. Etude des tassements du sol de fondation	91
III.4.1. Principe de calcul des tassements	91
III.4.2. Les Principales méthodes de calcul des tassements	92
III.4.2.1 Méthode des couches	92
III.4.3. Application pour le cas d'étude	94
III.4.3.1. Calcul de la capacité portante et la contrainte admissible du sol	94
III.4.3.2. Calcul de tassement sous le remblai	96
III.5. La nature de glissement	100
III.5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique	104
III.5.2. Guide pour la localisation du cercle critique	104
III.5.3. Application pour le cas étudié	105
III.5.3.1. Calcul du coefficient de sécurité	106
III.5.3.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	106
III.5.3.1.2. Calcul par la méthode de Bishop	108
III.5.3.2. Calcul pseudo-statique	109
III.5.3.3. L'approche pseudo-statique	110
III.5.3.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	110
III.5.3.3.2. Calcul par la méthode de Bishop	111
III.6. Représentation des résultats obtenus	112
III.7. Conclusion	113

## **Chapitre IV : Modélisations numériques et analytique**

IV.1. Introduction	115
IV.2. Présentation de PLAXIS 2D V.8.2	115
IV.2.1. Les étapes de la modélisation	115
IV.2.2. Entrée des caractéristiques générales	116
IV.2.3. Les résultats de la modélisation	119
IV.2.3. Activation des charges de train et consolidation	120
IV.3. Le logiciel GEOSLOPE	123
IV.3.1. Simulation de phénomène de tassement en présence du trafic ferroviaire	123
IV.3.2. Simulation du phénomène de glissement	124
IV.3.2.1. Calcul de glissement dans le cas statique (arrêt du train)	124
IV.3.2.2. Calculs par coefficient de majoration dynamique (effet de vibration)	126
IV.4. Le logiciel Geo5	128
IV.4.1. Introduction des données	128

IV.4.2. Entrée des caractéristiques générales	129
IV.5. Renforcement	135
IV.5.1. Application des méthodes de renforcements	135
IV.6. Conclusion	141
Conclusion générale et recommandations	144
Références bibliographiques	147
Annexe	xvii

# Introduction générale

---

## Introduction générale

Durant les années récentes, le transport ferroviaire et routier, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, s'est beaucoup développé avec comme conséquence un trafic qui devient beaucoup plus rapide et plus sûr. Beaucoup de recherches ont été réalisées afin d'améliorer la vitesse des trains avec des voies qui sont dimensionnées pour pouvoir supporter des vitesses de véhicules qui sont de plus en plus élevées, surtout dans les pays développés : le TGV en France, le SHINKANS au Japon, l'ICE en Allemand, l'X2000 en Suède, le PENDOLINO en Italie, le Thalys et L'EUROSTAR, etc.

Cependant, plus la vitesse des véhicules est élevée, plus le mouvement dynamique du rail et de l'infrastructure, est important. La même observation peut être faite pour les voies routières. Les études théoriques et expérimentales montrent que la vibration induite par le trafic ferroviaire provoque des effets considérables sur le véhicule lui-même, sur la voie et l'infrastructure, et aussi, sur l'environnement dans la zone proche. La dynamique de structures soumises au mouvement des véhicules peut engendrer différents types de problèmes : le problème d'interaction dynamique véhicule - structure, le problème dynamique des voies et de l'infrastructure en interaction avec le sol.

La construction de remblai ferroviaire sur sols compressibles conduits a des problèmes majeurs. Ces problèmes sont associés à la faible résistance des sols supports, qui entraîne des difficultés à assurer leur stabilité et à une forte compressibilité, qui se traduit par des déformations (tassements et glissements) importantes des ouvrages.

Cette étude consiste premièrement, d'analyser la capacité portante du sol et le dimensionnement de la structure ferroviaire, deuxièmement l'évaluation des tassements dans le sol support et la stabilité vis-à-vis le glissement des couches de remblai, d'une nouvelle ligne de transport ferroviaire situé entre Hassi Messaoud et Touggourt. En utilisant plusieurs codes de calculs en élément fini et équilibre limite (PLAXIS V8.2 ; GEOSLOPE et GEO 5) ; troisièmement, nous choisissons les moyens de confortements les plus adéquats.

Pour arriver à l'objectif visé, le mémoire est composé de quatre chapitres comme suit :

**Chapitre 1 :** Généralité sur les remblais ; définition de remblai ; les types de remblai ; la voie ferrée et leur constituant ; les travaux de remblai ; les matériaux de remblai ; les modes de

## Introduction générale

---

déformation des remblais ; les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais et les méthodes de confortement.

**Chapitre 2 :** consacré à l'étude géologique régionale et locale, l'hydrogéologie régionale, le cadre tectonique, la sismicité de la région, la géomorphologie et une reconnaissance géotechnique détaillée du site in situ et au laboratoire, classification des sols et l'analyse des résultats obtenus.

**Chapitre 3 :** consiste à dimensionner la couche d'assise et de l'épaisseur de la couche de forme de la structure, calcul de la capacité portante et le tassement, et étudié la stabilité avec application numérique en utilisant les méthodes analytiques (méthode des tranches) selon plusieurs configurations à l'aide des deux fameuses méthodes classiques de BISHOP et FILLINUS.

**Chapitre 4 :** on introduit une approche numérique nous permettant de donner un modèle de tassement et glissement en utilisant la méthode des éléments finis par le code PALXIS V.8.2 et l'application des méthodes analytiques on utilise les programmes GEOSLOPE et Geo5. Afin de confronter les résultats de calcul manuel et au logiciel et de valider les résultats de l'analyse et de vérifier les systèmes de confortements.

Finalement, le mémoire est clôturé par une conclusion générale et des recommandations

**I.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous décrivons, en général, les remblais à tous égards, en mentionnant la plupart des problèmes potentiels (les déformations) qui peuvent survenir (poinçonnement, glissement, tassement, le gonflement et le retrait). Ainsi une succincte explication sur les différents modes de construction et les types des remblais existants dans les structures routières, ferroviaires, digue et barrage. En second lieu les différentes méthodes de calculs et d'analyse de la stabilité existante (équilibre limite, éléments finis), en derniers lieux nous exposons les techniques de confortement existantes (terrassment, drainage, inclusion rigide, consolidation, congélation...) pour l'amélioration de la stabilité des remblais contre le glissement.

**I.2. Définition d'un remblai**

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routiers ou ferroviaires, bâtiments, superstructures...) sans déformation (tassements, glissements...). La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité). [1]

**I.3. Types de remblais**

Il existe plusieurs types de remblai :

**I.3.1. Remblai routier**

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain de manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite.[1]

**I.3.2. Remblai ferroviaire**

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille.sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement a la base. Cela entraine des frais pour la collectivité, liée aux expropriations, mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages.[1]



Figure I.1: Types de remblai (ferroviaire, routier).[4]

#### I.4.La voie ferrée [20]

La voie ferrée est un ensemble de différents éléments qui permet la circulation des trains et permet de transmettre et supporter les différents types de charges et les différentes sollicitations transversales, longitudinales et verticales. Les efforts transversaux et verticaux entraînent des déformations irréversibles (tassement vertical et étalement horizontal) de la voie.

La voie est réalisée par des caractéristiques fixées et des règles normalisées définissant des exigences géométriques et mécaniques pour faire une voie de bonne qualité.

##### I.4.1. Les constituants de la voie [18]

###### I.4.1.1. Couches d'assise

Les couches d'assise contribuent à assurer, par leur nature et leur épaisseur, le bon comportement de la voie ferrée du point de vue rigidité, tenue du nivellement et drainage. Elles comprennent la couche de ballast et la sous-couche. L'épaisseur et la nature des couches d'assise dépendent :

- Des caractéristiques intrinsèques des sols de plate-forme (nature, portance, sensibilité à l'eau et au gel, ...);
- Des caractéristiques globales de la plate-forme qui dépendent non seulement des caractéristiques des sols, mais aussi des conditions hydrogéologiques du site;
- Des conditions climatiques du site;

- Du trafic (tonnages, charges, vitesses) ;
- De l'armement (profil des rails, nature et espacement des traverses, ...) ;
- L'épaisseur de la couche de ballast doit être prise en compte lorsque l'on dimensionne la sous-couche.

### a. Ballast

Le ballast est un élément considéré comme faisant partie de la superstructure. La couche "ballast" et le matériau "ballast" ne sont évoqués ici que dans la mesure où ils influent sur la qualité des ouvrages en terre et des couches d'assise.

### b. Sous-couche

La sous-couche est une couche d'adaptation interposée entre ballast et plate-forme. Elle a des rôles multiples :

- Amélioration de la portance par action sur la raideur et meilleure répartition des charges transmises ;
- Contribution à l'amélioration des propriétés vibratoires ;
- Anticontamination entre plate-forme et ballast ;
- Protection contre l'érosion et le gel ;
- Évacuation des eaux zénithales ;

La sous-couche peut être mono ou multicouche (par exemple : couche "sous ballast", couche de fondation, couche anti-contaminante).

### I.4.1.2. Ouvrage en terre

Ensemble des ouvrages constitués par les déblais, les remblais et les profils mixtes.

### I.4.1.3. Plate-forme

Partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant la sous-couche. La plate-forme est constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou du sol en place dans le cas d'un déblai.

### I.4.1.4. Couche de forme

La partie supérieure de la plate-forme est aménagée en couche de forme généralement pontée transversalement.

Les Réseaux considèrent différemment la fonction de la couche de forme (par exemple : stabilisation, substitution, amélioration, ...).

### I.4.1.5. Drainage longitudinal

Les drainages longitudinaux recueillent et évacuent les eaux de ruissellement, d'infiltration ou souterraines. D'une manière générale, on peut distinguer :

- Les dispositifs de drainage profonds (drains, collecteurs drainants, collecteurs) ;
- Les fossés.

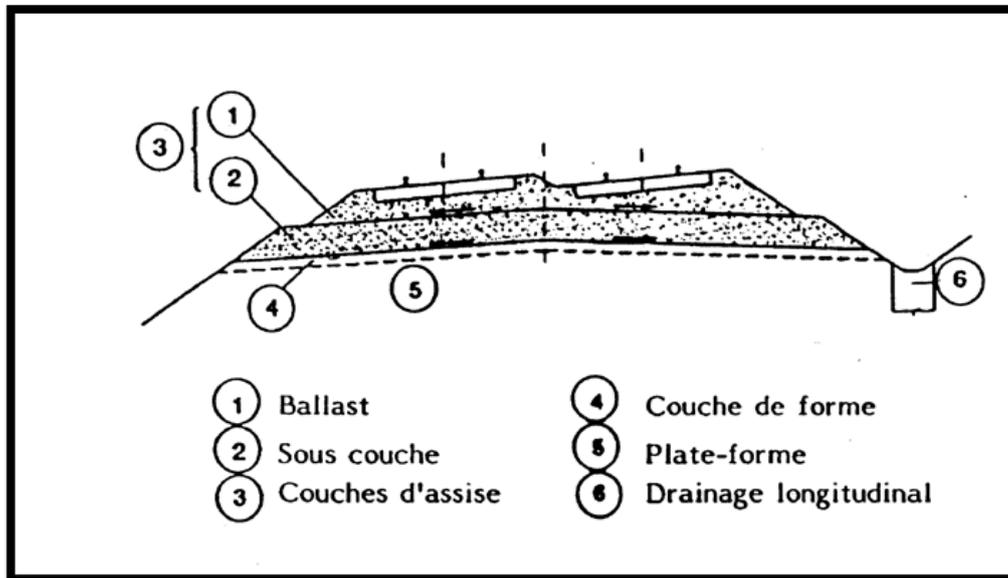


Figure I.2 : Coupe transversale qui représente les constituants d'une voie ferrée.[18]

## I.5. Les types de remblai et leur comportement [3]

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

- **La craie** : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- **Les roches argileuses** : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.
- **Les roches siliceuses** : ces roches sont fragmentables, mais sont résistantes.
- **Les roches salines** : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai.
- **Les terres de remblai** : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est

conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuses ou trop humides pour servir de remblai.

- **Les matériaux de démolition** : les débris et matériaux issus d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains, etc...

## **I.6. Les travaux en remblai [1]**

Il existe 2 types de remblais :

- Les remblais ponctuels qui consistent à refermer des tranchées, à boucher de petits trous...
- Les remblais massifs qui consistent à boucher de grandes fouilles, à combler des zones naturellement en cuvette. Il est conseillé de remblayer et de compacter par couches de 20 à 30 cm.

De manière générale, les travaux de remblai sur un terrain sont prohibés, à l'exception de :

- Travaux d'excavation dans le cadre de l'émission d'un permis de construction d'un bâtiment, uniquement pour le périmètre ceinturé par les fondations ainsi que pour la construction d'une installation septique. Toutefois, si l'aménagement de voies de circulation, d'espaces de stationnement et d'aires d'agrément y est impossible, des travaux de remblai sont autorisés ;
- Travaux de remblai d'une hauteur maximale de 0,3 mètre nécessaire dans le cadre d'un aménagement paysager.

## **I.7. Les matériaux des remblais**

Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

### **a) Les sols**

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et/ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous faction d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et

d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, ébouais de pentes.

Les possibilités d'emploi d'un sol pour la construction des remblais sont contrôlées par deux éléments essentiels : la nature et l'état hydrique, qui constituent le support de base de la classification des sols utilisée en France [GTR, septembre 1992].

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas, ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granularité d'un grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique. Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais [GTR, septembre 1992], les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité ( $D_{max}$ , Tamisât à 80  $\mu\text{m}$ , tamisât à 2  $\mu\text{m}$ ), l'argilosité (indice de plasticité  $I_p$ , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols. Ce sont le rapport de la teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal ( $W_{opt}$ ), l'indice de consistance ( $I_C$ ) et l'Indice portant immédiat ( $I_{PI}$ ).[1]

### **b) Les matériaux rocheux**

Dans cette catégorie nous pouvons distinguer deux types de matériaux : les matériaux sains, qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut-être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage. Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous définitive une fois l'extraction réalisée, et les matériaux rocheux évolutifs. Le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage.

Comme matériaux rocheux non évolutifs, nous pouvons citer le granite et le basalte, et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie. Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

La classification des matériaux rocheux utilisés pour les corps de remblais, [GTR, septembre 1992], s'appuie en premier lieu sur des paramètres tels que la nature pétrographique de la roche (roches sédimentaires, magmatiques ou métamorphiques) et en second lieu, sur

l'état de la roche et ses caractéristiques mécaniques (fragmentable, dégradable, coefficients Los Angeles et Micro DEVAL.[1]

**c) Les sous-produits industriels :**

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement.

Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée. Les principaux sous-produits industriels utilisés dans la construction des remblais routiers en France [GTR, septembre 1992] sont les cendres volantes, les schistes houillers, les mâchefers d'incinération des ordures ménagères... [1]

## **I.8. Conditions d'utilisation des matériaux en remblai [5]**

Les conditions d'utilisation des matériaux en remblai sont définies en 6 rubriques :

1. Extraction
2. Action sur la granularité
3. Action sur la teneur en eau
4. Traitement
5. Compactage
6. Hauteur de remblai.

### **I.8.1. Extraction**

Le mode d'extraction des déblais peut interférer sensiblement sur la qualité des remblais.

#### **I.8.1.1. Extraction en couche**

L'extraction en couche (épaisseur 0,1 à 0,3 m) permet une bonne fragmentation et un tri relatif des différentes couches de matériaux.



**Figure I.3** : Extraction en couche. [5]

### **I.8.1.2. Extraction frontale**

Pour l'extraction frontale, on observe des effets exactement opposés. Elle offre en plus la possibilité dans des formations stratifiées, de sélectionner le niveau présentant la meilleure portance pour le réserver à la circulation des engins de transport.[5]



**Figure I.4** : Extraction frontale.[5]

### **I.8.2. Action sur la granularité**

On distingue deux actions qui permettent d'agir sur la granularité :

### I.8.2.1. Élimination des éléments

- a)  $>800$  mm : Cette valeur constitue une limite maximum des blocs admissibles dans le corps d'un remblai compte tenu des performances des compacteurs les plus puissants actuellement.
- b)  $< 250$  mm : Cette valeur constitue la dimension maximale des blocs permettant encore un malaxage du sol avec un agent de traitement.



**Figure I.5:** Action sur la granularité.[5]

### I.8.2.2. Fragmentations complémentaires après extraction

Cette modalité s'applique aux matériaux rocheux évolutifs. Les moyens utilisables pour agir sur la granularité sont variés : pétard âgé, concassage, utilisation d'engins spéciaux.



**Figure I.6:** Fragmentation complémentaire après extraction. [5]

### I.8.3. Action sur la teneur en eau

Il y a deux grands principes :

- L'aération



**Figure I.7:** Aération. [5]

- L'humidification



**Figure I.8 :** humidification. [5]

### I.8.4. Traitement

Le traitement s'effectue :

- Avec de la chaux



**Figure I.9 :** Traitement à la chaux. [5]

- Avec d'autres réactifs (ciments, cendres volantes, laitiers ou autres sous-produits industriels) :



**Figure I.10 :** Traitement réactif. [5]

Le traitement d'un sol consiste à mélanger différents produits tels que la chaux (éventuellement sous forme de lait de chaux), des liants hydrauliques (ciment, cendres volantes, laitiers, ...) ou des correcteurs granulométriques, pour conférer aux matériaux des performances mécaniques supérieures à celles qu'ils possèdent à l'état naturel, et durable tout au long de la vie de l'ouvrage. Dans le cas du traitement avec de la chaux ou des liants hydrauliques, il convient :

- De déterminer par une étude de laboratoire le choix du produit de traitement, les dosages nécessaires, pour atteindre les performances mécaniques recherchées et la plage de teneur en eau du mélange sol-liant.
- De s'assurer de la pérennité des liaisons engendrées par le traitement.

- Les modalités de traitement pour une couche de forme seront beaucoup plus rigoureuses que celles acceptables pour un traitement en remblai.

### I.8.5. Compactage

Il s'agit d'une donnée qualitative sur le niveau de compactage requis par les différents matériaux. Trois niveaux d'énergie :

- Faible ;
- Moye ;
- Intense.



**Figure I.11 : Compactage. [5]**

### I.8.6. Hauteur du remblai

L'utilisation des matériaux est fonction de la hauteur du remblai. On considère les remblais :

- De faibles hauteurs, limitées à 5 m ;
- De hauteur moyenne, limitée à 10 m ;
- De grande hauteur, supérieure à 10m.



Figure I.12: Remblai de hauteur moyenne. [5]

### I.9. Modes de déformations des grands remblais [1]

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al. 1984) :

#### a) Rupture générale par poinçonnement

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus. Généralement, ce type de rupture survient lorsque le sol de fondation comporte une couche de sol très mou placée entre deux couches sensiblement plus résistantes.[1]

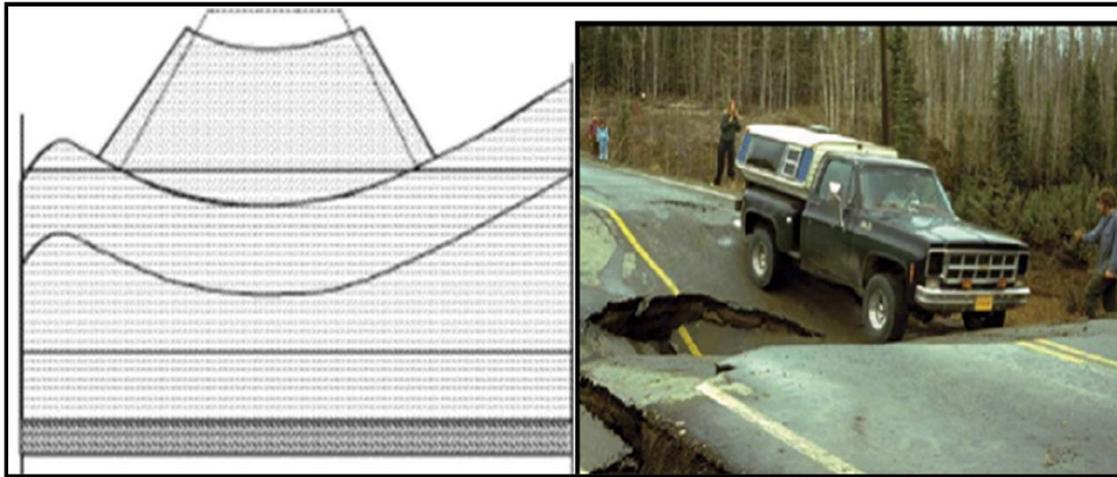
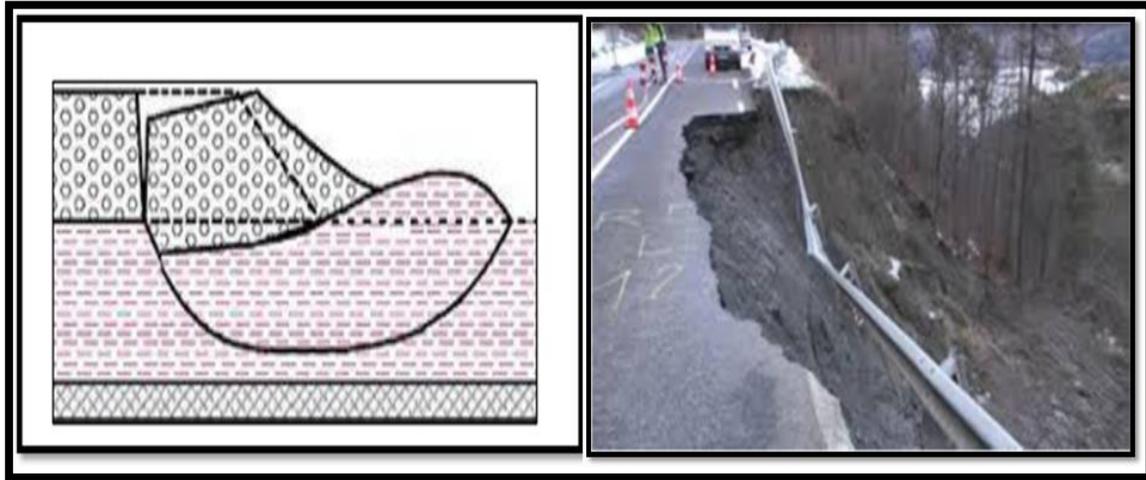


Figure I.13 : Rupture générale par poinçonnement.[4]

**b) Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement)**

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas. La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur). La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al, 1999).

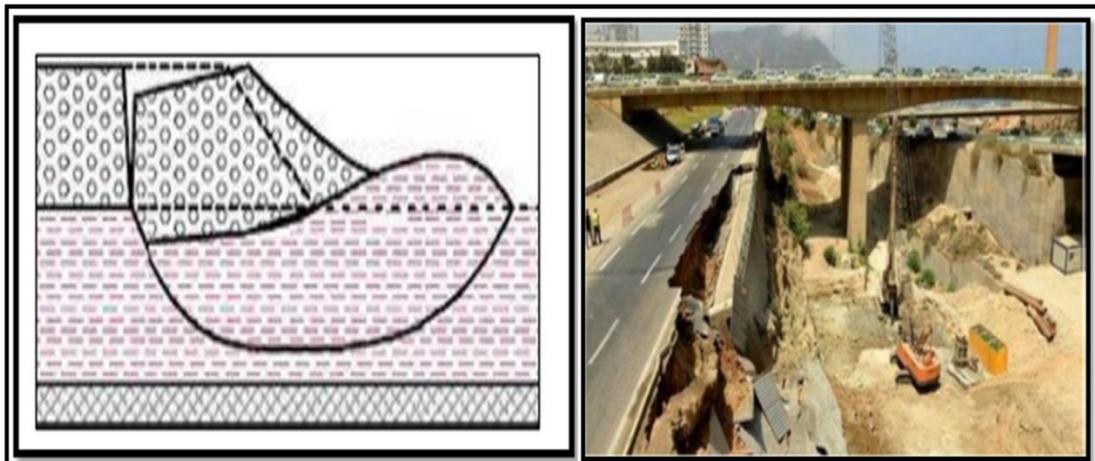
Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondations. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de ruptures probables, généralement de forme circulaire (Mestat et al, 1999).[1]



**Figure I.14:** Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai.[1]

**c) Rupture rotationnelle par glissement 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. [1]



**Figure I.15:** Rupture rotationnelle par glissement avec fissuration du remblai. [1]

**I.10. Problèmes de tassement**

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

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. [1]

### I.11. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais

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 analytiques
- ❖ Des méthodes numériques

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. [4]

#### I.11.1. 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). [4]

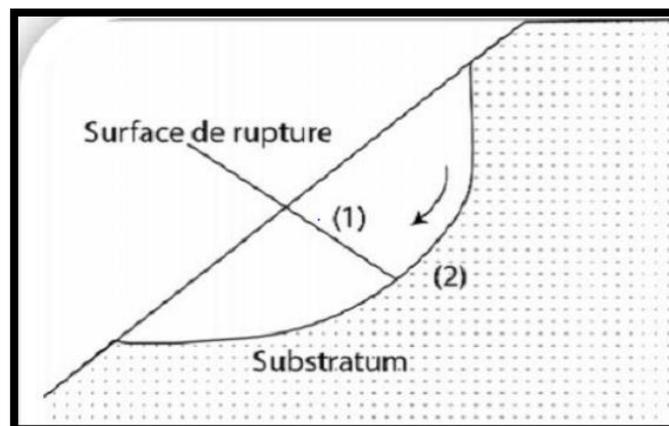


Figure I.16: surface de rupture potentielle.[4]

Les méthodes incluent :

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

#### **I.11.1.1. La méthode de l'équilibre limite**

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

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

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le problème est supposé bidimensionnel.
- Il existe une ligne de glissement.
- Le coefficient de sécurité  $F$  traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb  $\tau = C + \sigma \tan \varphi$ . La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture).[4]

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère :

- La méthode de FELLENIUS.
- La méthode de BISHOP simplifiée.
- La méthode de JANBU.
- La Méthode de SPENCER [1967], MORGENSTERN-PRICE [1965]
- La méthode de Taylor

#### **I.11.1.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite**

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme la montre à titre

indicatif (figure I.18). Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;

Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre

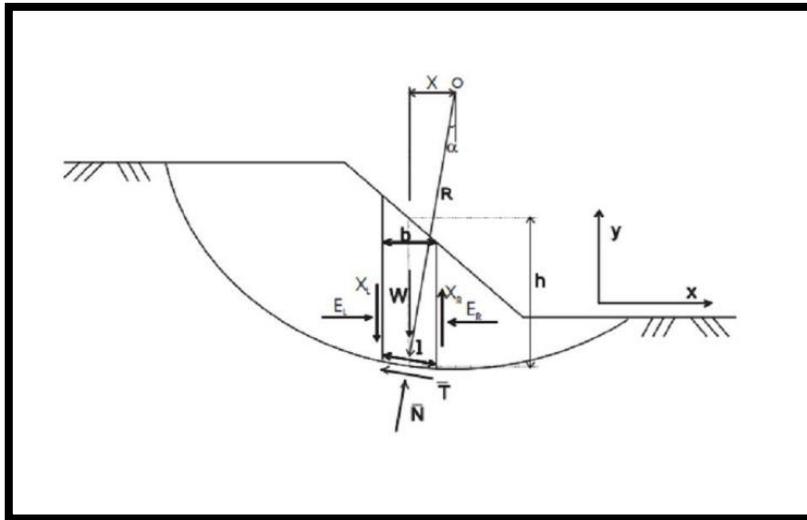


Figure I.17: une rupture circulaire.[6]

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

$W$  = poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$

$N, T$  = composantes normales et tangentielles de la force agissant à la base de la tranche

$X, E$  = verticale et horizontale des forces inter tranches

$R$  = rayon du cercle de rupture de centre  $o$

$l$  = longueur du talus

$X$  = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit :

$$N = \sigma l \dots \dots \dots (I.1)$$

Et

$$T = \tau_m l \dots \dots \dots (I.2)$$

Où  $\tau_m$  est la contrainte de cisaillement mobilisé à la base de la tranche qui peut être exprimée par :

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_S} \dots\dots\dots (I.3)$$

Où  $\tau$  est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb :

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi' \dots\dots\dots (I.4)$$

$F_S$  Est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite. Il vient alors :

$$T = \frac{\tau}{F_S} l = \frac{1}{F_S} [ c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi' ] \dots\dots\dots (I.5)$$

Où

$$T = \frac{1}{F_S} [ c'l + (N - \mu l) \tan \varphi' \dots\dots\dots (I.6)$$

Pour une tranche :

- En projetant verticalement toutes les forces :

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = w - (x_R - x_L) \dots\dots\dots (I.7)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (I.6)) on obtient :

$$N = \frac{w - (x_R - x_L) - \frac{1}{F_S} \sin \alpha (c'l - \mu l) \tan \varphi'}{m_\alpha} \dots\dots\dots (I.8)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi}{F_S} \dots\dots\dots (I.9)$$

- En projetant horizontalement toutes les forces

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + (E_R - E_L) = 0 \dots\dots\dots (I.10)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (I.10)), on obtient :

$$(E_R - E_L) = N \sin \alpha - [ \frac{1}{F_S} [ c'l + (N - \mu l) \tan \varphi' ] \cos \alpha \dots\dots\dots (I.11)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

1. Soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par  $F_m$
2. Soit, on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sols, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par  $F_f$
- Équilibre global des moments :

$$\sum W \cdot x = \sum T \cdot R \dots\dots\dots (I.12)$$

Et si on remplace T par sa valeur (l'équation (I.10)) et x par  $R \sin \alpha$  :

$$F_m = \frac{\sum [(c' + (N - \mu l) \tan \varphi')]}{\sum w \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots (I.13)$$

- Equilibre global des forces :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée :

$$\sum E_R - E_L = 0 \dots\dots\dots (I.14)$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \dots\dots\dots (I.15)$$

D'où, l'équation (I. 12) donne :

$$F_f = \frac{[c' + (N - \mu l) \tan \varphi'] \cos \alpha}{N \sin \alpha} \dots\dots\dots (I.16)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre qu'est  $F_m$  moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité  $F_m$  et  $F_f$  , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses. [6]

Avec :

$c'$  : la cohésion effective du sol

$\varphi'$  : L'angle de frottement effective

$\alpha$  : Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal.

$\mu l$  : L'effort de la Pression d'eau latérale

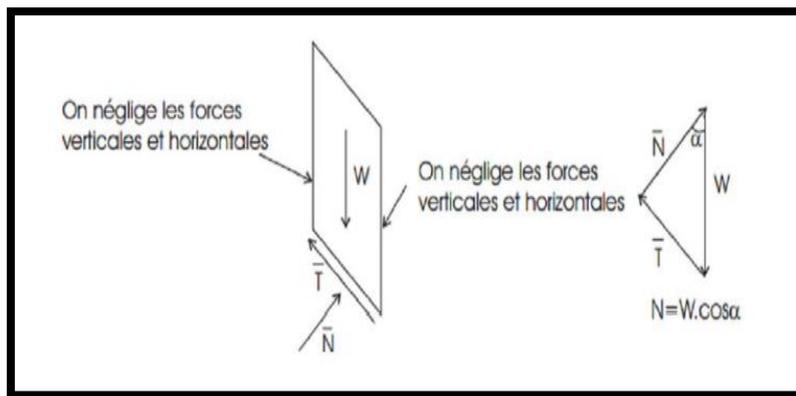
$l$  : la longueur du talus

**I.11.1.3. La méthode de FELLENIUS**

Méthode ordinaire (ou conventionnelle) qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales),

$$N = W \cos \alpha \dots \dots \dots (I.17)$$



**Figure I.18** : les forces appliquées sur une tranche dans la méthode de FELLENIUS.[6]

La méthode de FELLENIUS vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (I.8)  $N$  par la valeur trouvée ( $N=W \cos \alpha$ ), on aura [6] :

$$F_m = \frac{\sum [(c' l + (W \cos \alpha - \mu l) \tan \varphi')]}{\sum w \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (I.18)$$

Avec :

$c'$  : la cohésion effective du sol

$\varphi'$  : L'angle de frottement effective

$\alpha$  : Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal.

$\mu l$  : L'effort de la Pression d'eau latérale

$l$  : la longueur du talus

$W$  : le poids de la tranche

I.11.1.4. Méthode de BISHOP simplifiée

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches :

$$V_i = 0 \text{ et } H_i \neq 0$$

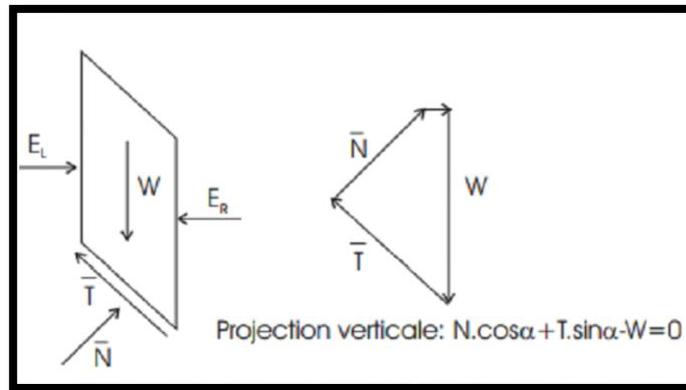


Figure I.19: les Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP simplifiée.[6]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. L'équilibre vertical donne l'équation (I.7) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ( $(x_R - x_L)=0$ ) nous aurons :

$$N = \frac{w - \frac{1}{F_S} \sin \alpha (c'l - \mu l) \tan \varphi'}{m_\alpha} \dots \dots \dots (I.19)$$

$$F_m = \frac{\sum_1^n [(c'b + (W - \mu b) \tan \varphi')]}{m_\alpha \sum_1^n w \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (I.20)$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_0} \dots \dots \dots (I.21)$$

W : le poids de la tranche

b : largeur de la tranche

$\mu$  : la pression intersstitielle au centre de la base de la tranche

$c'$  : la cohésion effective du sol

$\varphi'$  : L'angle de frottement effective

$\alpha$  : Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal.

La valeur initiale du coefficient  $F_0$  est obtenue, en général, par la méthode de FELLENIUS

On opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.[6]

**I.11.1.5. Méthode simplifiée de JANBU**

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de JANBU vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments.

$$F_f = \frac{\sum [c' + (N - \mu l) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \dots\dots\dots (I.22)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut

$$F_f = \frac{\sum [c' + (N - \mu l) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \tan \alpha} \dots\dots\dots (I.23)$$

JANBU introduit un facteur de correction ( $f_0$ ), dans le coefficient de sécurité ( $F_0$ ), pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Jambu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme :

$$F_f = f_0 F_0 \dots\dots\dots (I.24)$$

Où :

$$F_0 = \frac{\sum_1^n \frac{(p - \mu) \tan \varphi + c}{m \alpha}}{\sum_1^n p b \tan \alpha} \dots\dots\dots (I.25)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la masse de la terre glissante et du type de sol.[6]

Avec

$P=W/b$ =contrainte totale verticale ;

$b$ = largeur d'une tranche.

**I.11.1.6. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]**

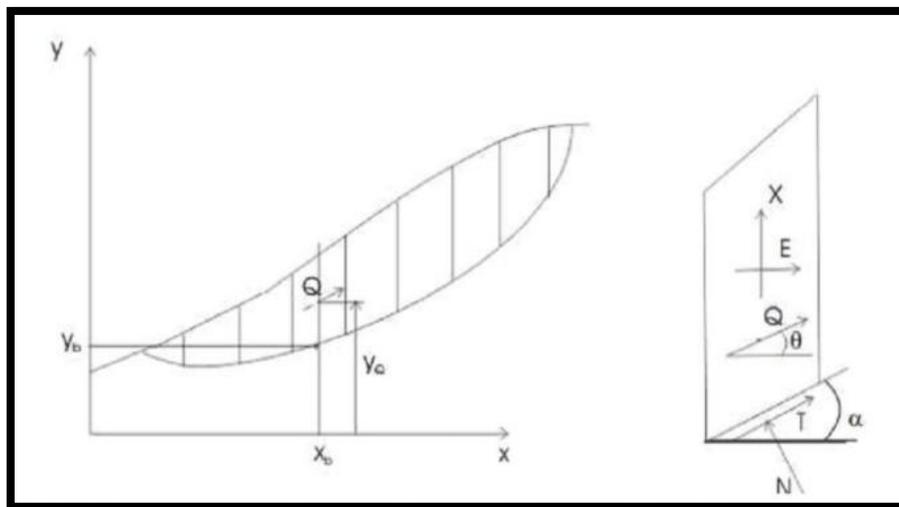
Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire ;
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé ;
- Elle suppose aussi que la force normale  $N$  agit au centre de la base de chaque tranche. Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque.

Et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol. Pour SPENCER [1967] l'inclinaison est constante et pour MORGENSTERN et PRICE le rapport :

$$\tan \theta = X/E = \lambda \cdot f(x) \dots\dots\dots(I.26)$$

Où est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement,  $\lambda$  étant le facteur d'échelle.[6]



**Figure I.20** : coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de SPENCER.[6]

Avec :

$\lambda$  :Une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité

$\theta$  :L'angle forme par la résultante et l'horizontale il vari systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement

$F(x)$  : Fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement

**I.11.1.7. La méthode de Taylor**

Appliquons cette méthode pour un talus d'angle  $i$  avec l'horizontal, de hauteur  $H$ , de frottement  $\phi$ , de cohésion  $C$  et de poids volumique  $\gamma$ , Taylor à calculer systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables et à exprimer par un facteur sans dimension :

$$T = \frac{C}{\gamma H} \dots\dots\dots (I.27)$$

L'abaque de Taylor représenté par la (Figure I.21) pour les sols ayant une cohésion et frottement représente en abscisses la pente  $i$  du talus, en ordonnées le coefficient de Taylor:

$T = \frac{C}{\gamma H}$  et des courbes de strict équilibre, graduées des courbes de strict équilibre, graduées en frottement  $\phi$ . Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité  $F_\phi$  sur le frottement, ce qui donne frottement admissible  $\phi_{ad}$ . [7]

$$\tan \phi_{ad} = \frac{\tan \phi}{F_\phi} \dots\dots\dots (I.28)$$

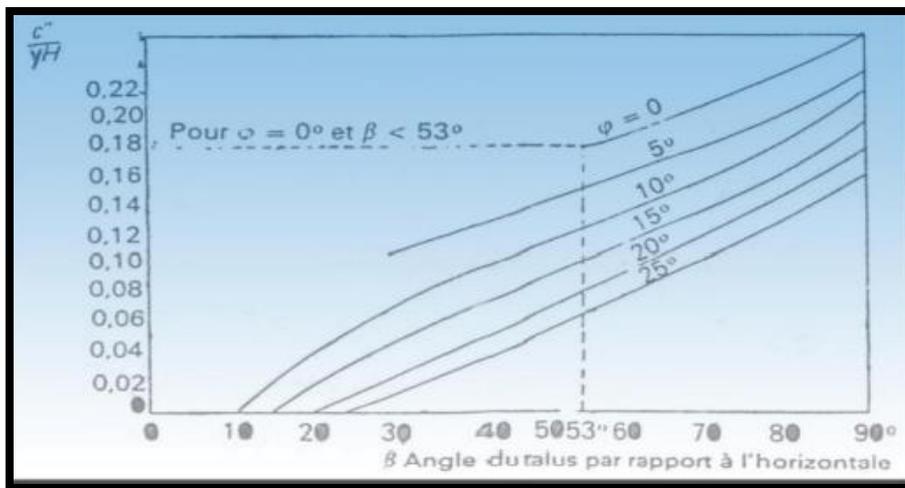


Figure I.21: L'abaque de TAYLOR. [7]

**I.11.2 Méthode d'analyse limite**

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera

indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit [4] :

$$F_s = \frac{c}{c_m} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_m} \dots\dots\dots (I.29)$$

$c$  et  $\varphi$  : la cohésion et l'angle de frottement du sol ;

$c_m$  et  $\varphi_m$  : la cohésion mobilisée et el l'angle de frottement mobilisé.

### II.11.3 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.[7]

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

- La méthode des éléments finis
- La méthode des différences finies

#### I.11.3.1 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réels de la structure. La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adapte parfaitement à la programmation numérique. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre

demeure complexe. De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. TALREN – PLAXIS – GEOSTUDIO – GEOSLOPE – SLIDE – CLARA – FLAC – PETAL ...[7]

### **I.11.3.2. 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.[4]

### **I.12. Choix de la méthode**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat. [4]

### **I.13. Les méthodes de confortement**

Lors de l'élaboration d'un projet ; les géotechniciens ont recours à des méthodes d'amélioration des sols qui sont des outils de résolution de problèmes rencontrés, soit qu'il s'agit de stabilité ou de déformation.[8]

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en :

1. Terrassements (modifications géométriques comme déchargement, reprofilage et substitution, réduction de la pente).
2. Introduction des éléments résistants dans le sol.
3. Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile).
4. Traitement chimique ou biologique.
5. Diminution de la pression d'eau par drainage.

Le choix de ces méthodes résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

### I.13.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. [9]

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

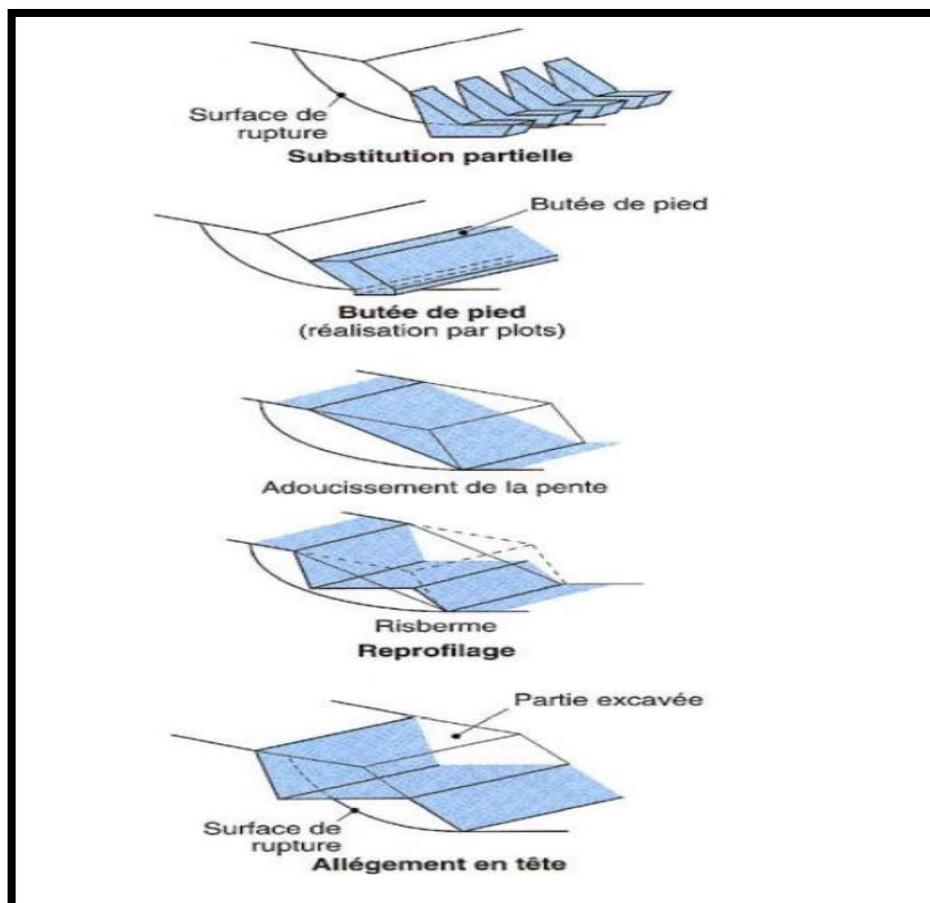


Figure I.22 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement [9]

#### a. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage (banquette, berme ou butée), agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Le dimensionnement doit justifier :

- La stabilité au renversement
- La stabilité au glissement sur la base
- La stabilité au grand glissement.

Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.[9]

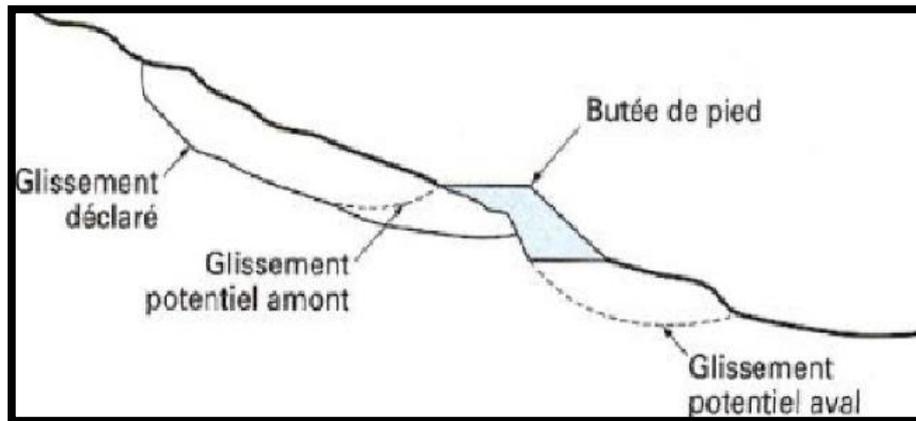


Figure I.23 : Butée en pied. [8]

#### b. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).[9]

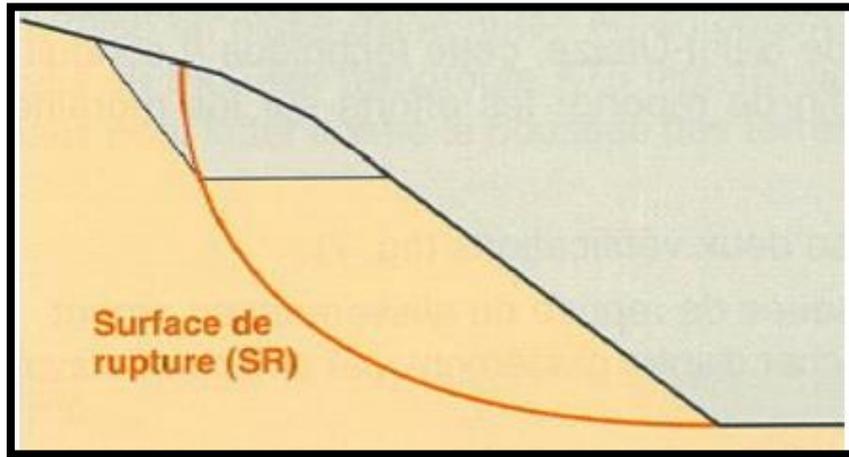


Figure I.24: Allègement en tête.[9]

### c. Reprofilage

Le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblai, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables, car il met en jeu des volumes de sol très importants.[9]

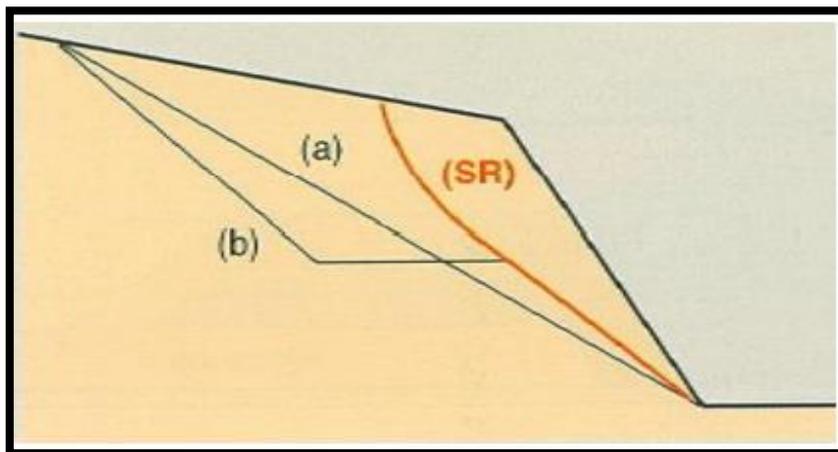


Figure I.25: reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme.[9]

### d. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.[9]

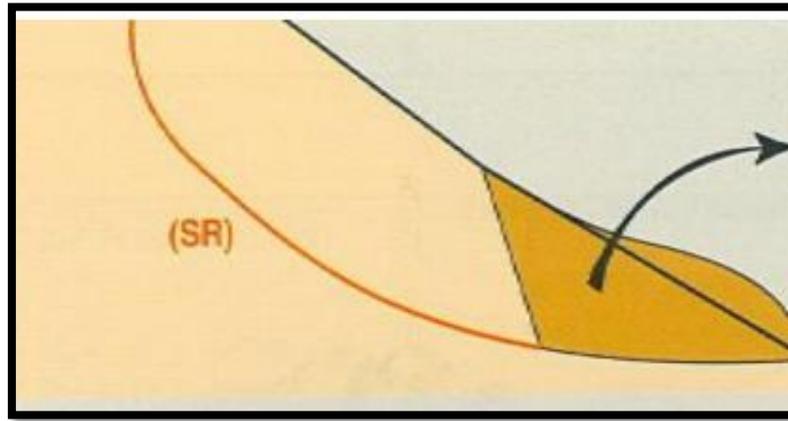


Figure I.26 : purge. [9]

#### e. Substitution totale ou partielle

La solution à priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou en partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique. [8]

- Substitution totale des matériaux glissés :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. La vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place). On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on s'assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à  $FS=1.5$

- Substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge :

- Profondeurs importantes,
- Présence d'eau,
- Mauvaise tenue des matériaux.

#### I.13.2. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Ou plusieurs techniques de drainage sont utilisées dans le but de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes

techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Éviter l'alimentation en eau du site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue ;les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation. [8]

#### **a. Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.[9]

#### **b. Tranchées drainantes**

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux

lignes de niveau), la profondeur et l'espacement des tranchées dépendent des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionnent l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons ; à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi. [8]

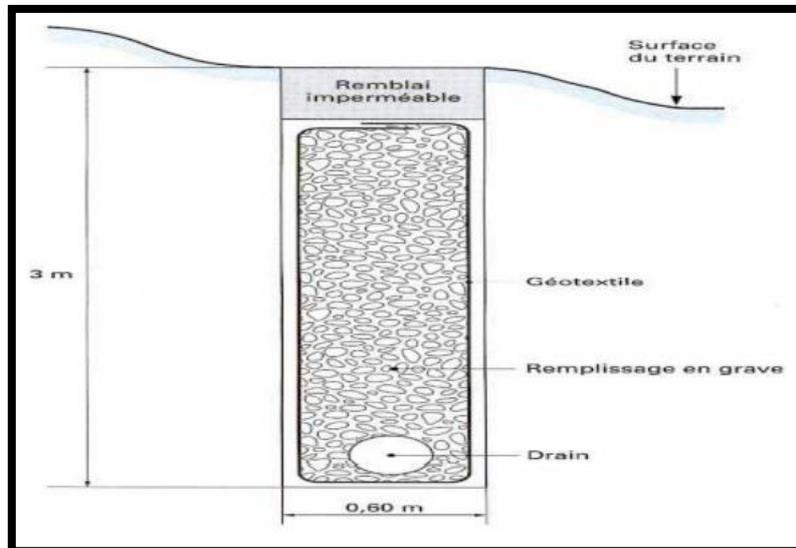


Figure I.27: Coupe type d'une tranchée drainante.[9]

### c. Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. L'emploi de drains subhorizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau de nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des sondeuses rotatives, équipées de tubes spéciaux inattaquables ( $\varnothing$  voisin de 10 cm), longueur pouvant atteindre 100 m. [8]

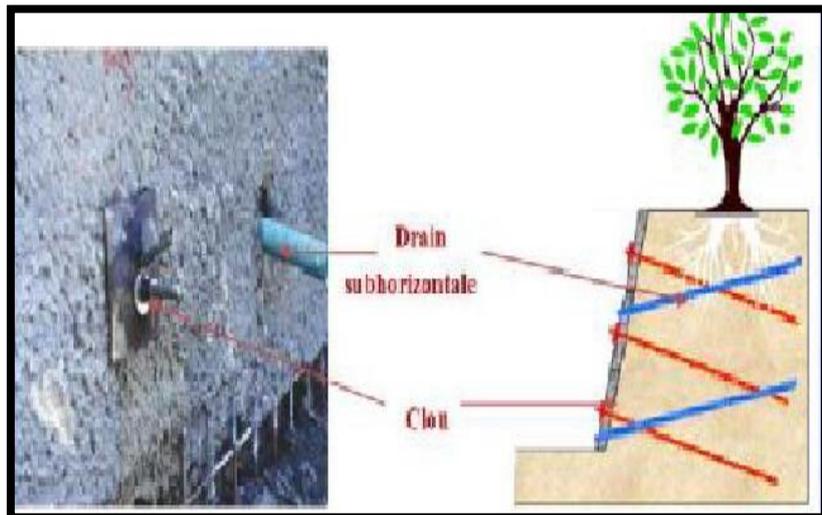


Figure I.28 : Drains subhorizontaux.[8]

d. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.[9]

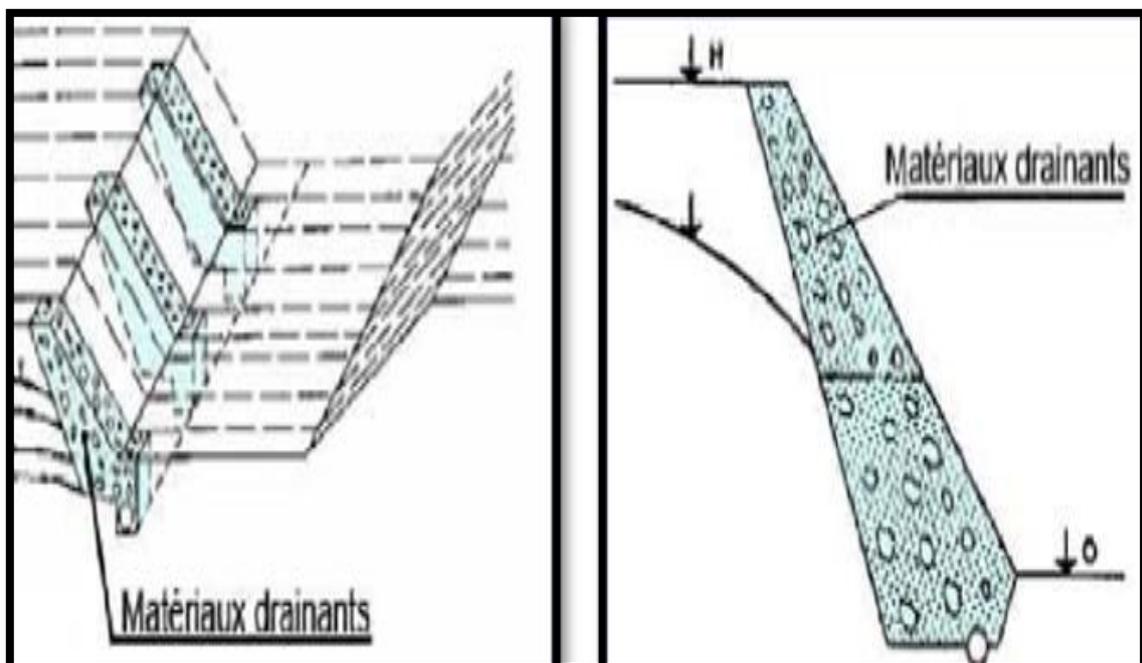


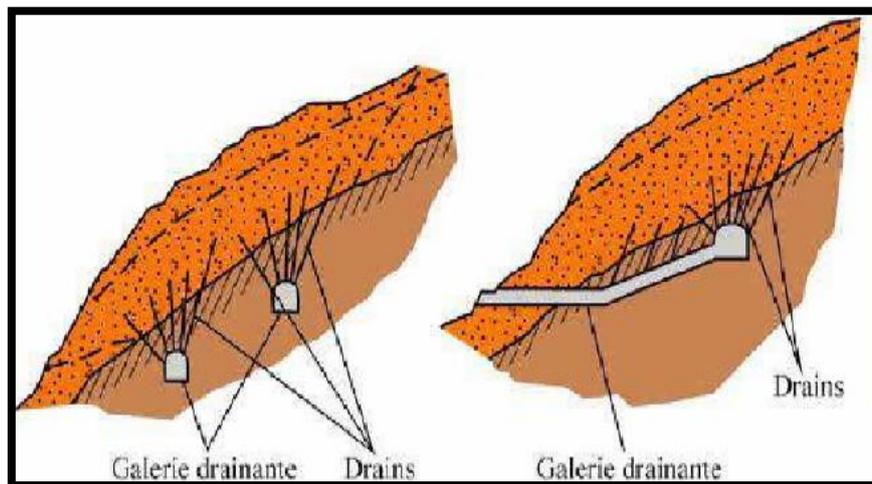
Figure I.29 : Éperon drainant et Masques drainant.[8]

**e. Drains verticaux, galeries drainantes**

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonnage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse, mais efficace. [9]



**Figure I.30:** Chantier de réalisation des drains verticaux.[8]



**Figure I.31 :** Schéma des galeries drainantes.[8]

**I.14. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons développé tout ce qui concernait les remblais et les structures ferroviaires et pris connaissance des différentes déformations qui peuvent y être exposées comme les glissements et tassements, on a présenté aussi les différentes méthodes

de calcul de stabilité avec leurs hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité pour évaluer la stabilité des remblais et on finalisant avec les différentes techniques de confortement pour améliorer la stabilité des remblais.

**II.1. Introduction**

Avant la réalisation de tout projet de transport routier ou ferroviaire, il est nécessaire de posséder à la collecte des données nécessaires pour avoir une bonne pathologie sur le phénomène étudié (tassement, gonflement et glissement), telle que la géologie régionale et locale, l'hydrogéologie, la tectonique, la sismicité et les essais géotechniques, qui nous facilitent le dimensionnement des structures ferroviaires en fonction de la qualité des sols support et au trafic ferroviaire.

**II.2. Situation géographique de la région**

La ville d'Ouargla est située dans une dépression appelée « Cuvette d'Ouargla » qui couvre une superficie de 1400  $\text{Km}^2$  dans le Sud-Est de l'Algérie, elle est à 850 Km au Sud-Est d'Alger. Elle représente un large territoire de 163 230  $\text{Km}^2$ . [12]

Elle est limitée géographiquement :

- Au Nord, par les wilayas de Djelfa, Biskra et El Oued ;
- Au Sud, par Illizi et Tamanrasset ;
- A l'Est, par la Tunisie ;
- A l'Ouest, par Ghardaïa.

Ses coordonnées géographiques sont :

Les longitudes  $5^{\circ}15'$  et  $5^{\circ}25'$  Est

Les latitudes  $31^{\circ}55'$  et  $32^{\circ}00'$  Nord (Figure. II.1).

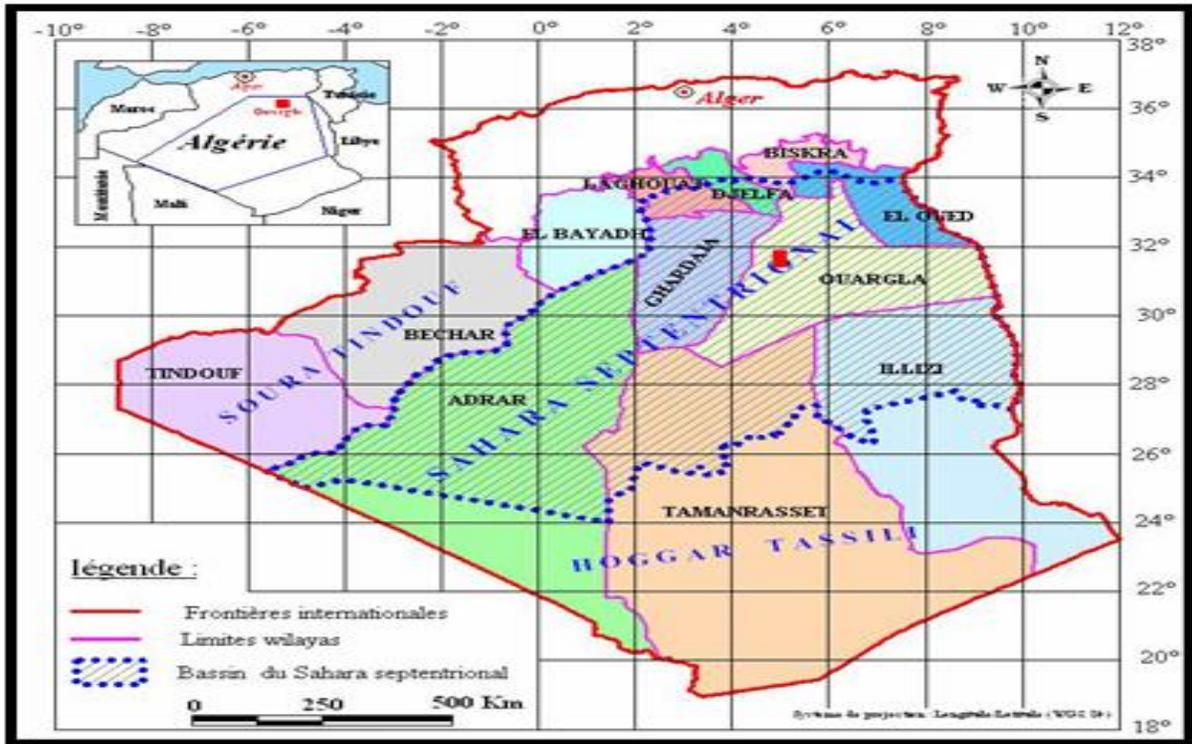


Figure II.1 : Carte de situation géographique [12]

### II.2.1. Présentation de la ligne

Le projet est une nouvelle ligne de transport ferroviaire (de grande vitesse 120 km/h pour marchandise et 220 km/h voyageurs), qui relie la ville de Ouargla et Hassi Massoud de 126 km, nous choisissons le tronçon du PK 124+000 au PK126+000.



Figure II.2 : Situation graphique de la ligne (Google Earth).

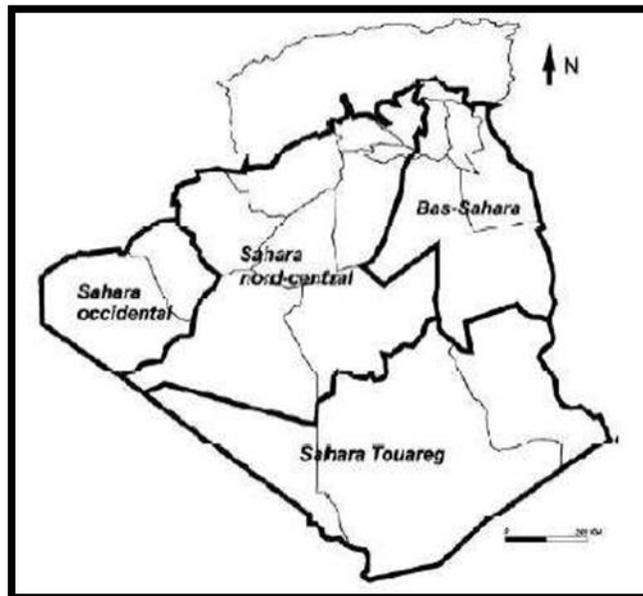
### II.3. Cadre géologique

#### II.3.1. La géologie régionale

Pour mieux comprendre le contexte géologique de la région d'étude, il est indispensable de la situer dans le cadre de la plate-forme saharienne.

##### II.3.1.1. La plate-forme saharienne

La cuvette d'Ouargla se trouve dans le Bas-Sahara (Figure II.3), qui fait partie de la plateforme saharienne. Cette dernière, avec l'Atlas saharien et l'Atlas tellien, forment les principales unités géo structurales de l'Algérie. [13]



**Figure II.3:** Situation du Bas-Sahara [13]

La géologie de la plate-forme saharienne a été connue grâce aux études de terrains au niveau des affleurements, mais surtout grâce aux forages de pétrole et de gaz. Le bouclier précambrien constitue le socle (substratum) de la plate-forme saharienne, il est composé de roches éruptives et métamorphiques, qui affleurent dans le Sahara Central (Massif du Hoggar) et Occidental (Massif de Eglab). Ailleurs, le socle il est surmonté par une couverture sédimentaire (Figure II.4) d'âge paléozoïque, mésozoïque et cénozoïque. Les dépôts d'âge paléozoïque sont plus ou moins plissés, les terrains mésozoïques et cénozoïques y sont subhorizontaux.

L'épaisseur totale de la couverture varie de 400 m dans les parties Sud et Ouest de la dépression, à 6000 m dans la partie Nord, formant ainsi un grand bassin dissymétrique. [13]

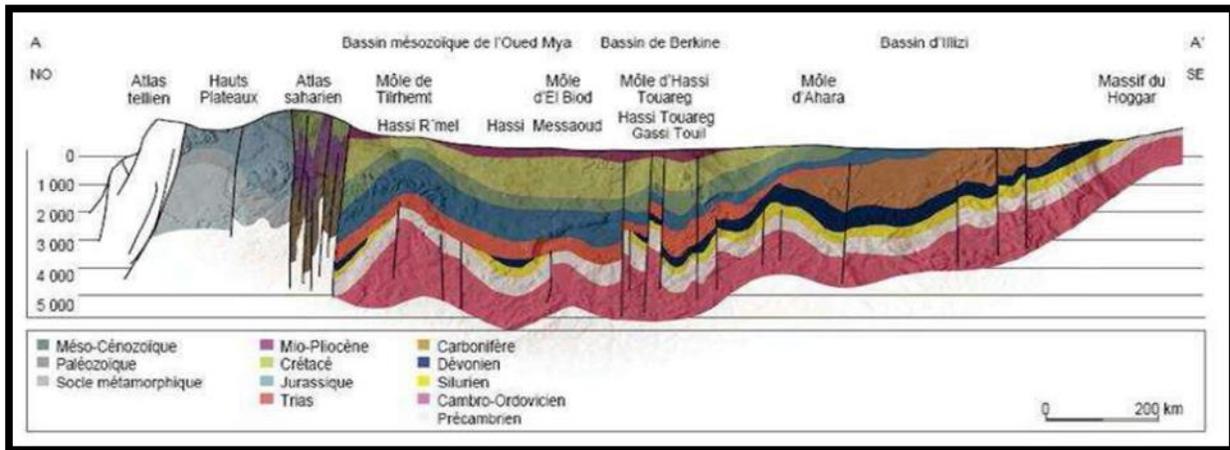


Figure II.4 : Coupe géologique NW-ES de l'Algérie. [13]

### II.3.1.2. Le Bas-Sahara et la cuvette d'Ouargla

Le Bas-Sahara, qui fait partie du Sahara oriental, se présente comme une vaste cuvette limitée à l'Ouest par la dorsale du Mزاب, au Sud par les hamadas du Tadmaït et de Tinghert, à l'Est par les plateaux du Dahar Tunisien (Figure II.5) et au Nord par les monts des Ouled Nail, de l'Aurès et des Nmemcha. [13]

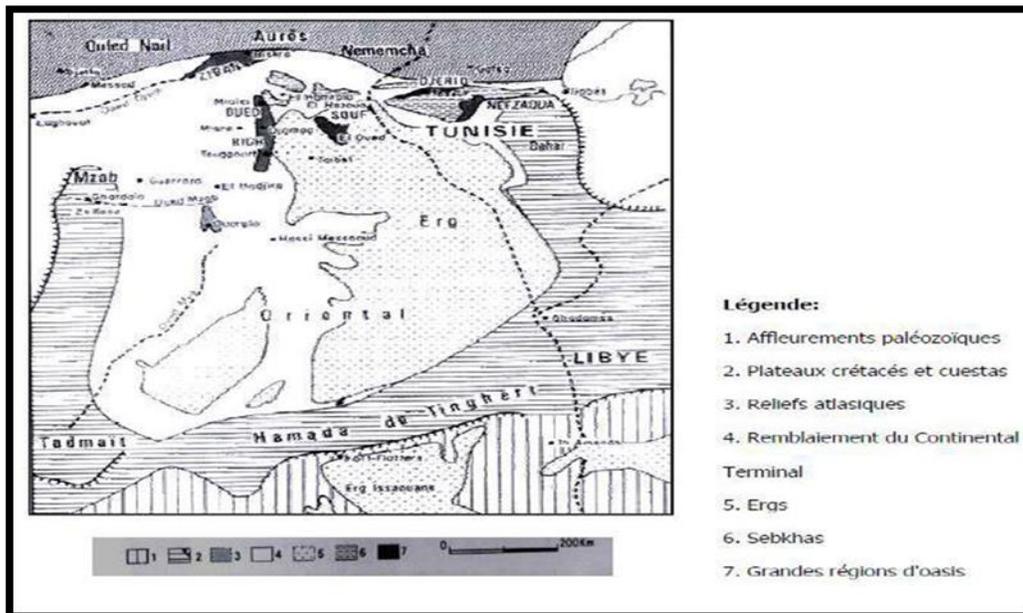


Figure II.5: Les affleurements de la région du Bas-Sahara. [13]

**II.3.1.3. Litho stratigraphique [13]**

De nombreux auteurs ont travaillé et publié des articles et des ouvrages sur la géologie du bassin sédimentaire du Sahara Septentrional, aussi bien dans le cadre de la géologie pétrolière, que par des chercheurs universitaires. La région d'Ouargla fait partie du bassin sédimentaire du Sahara Nord-Est Septentrional.

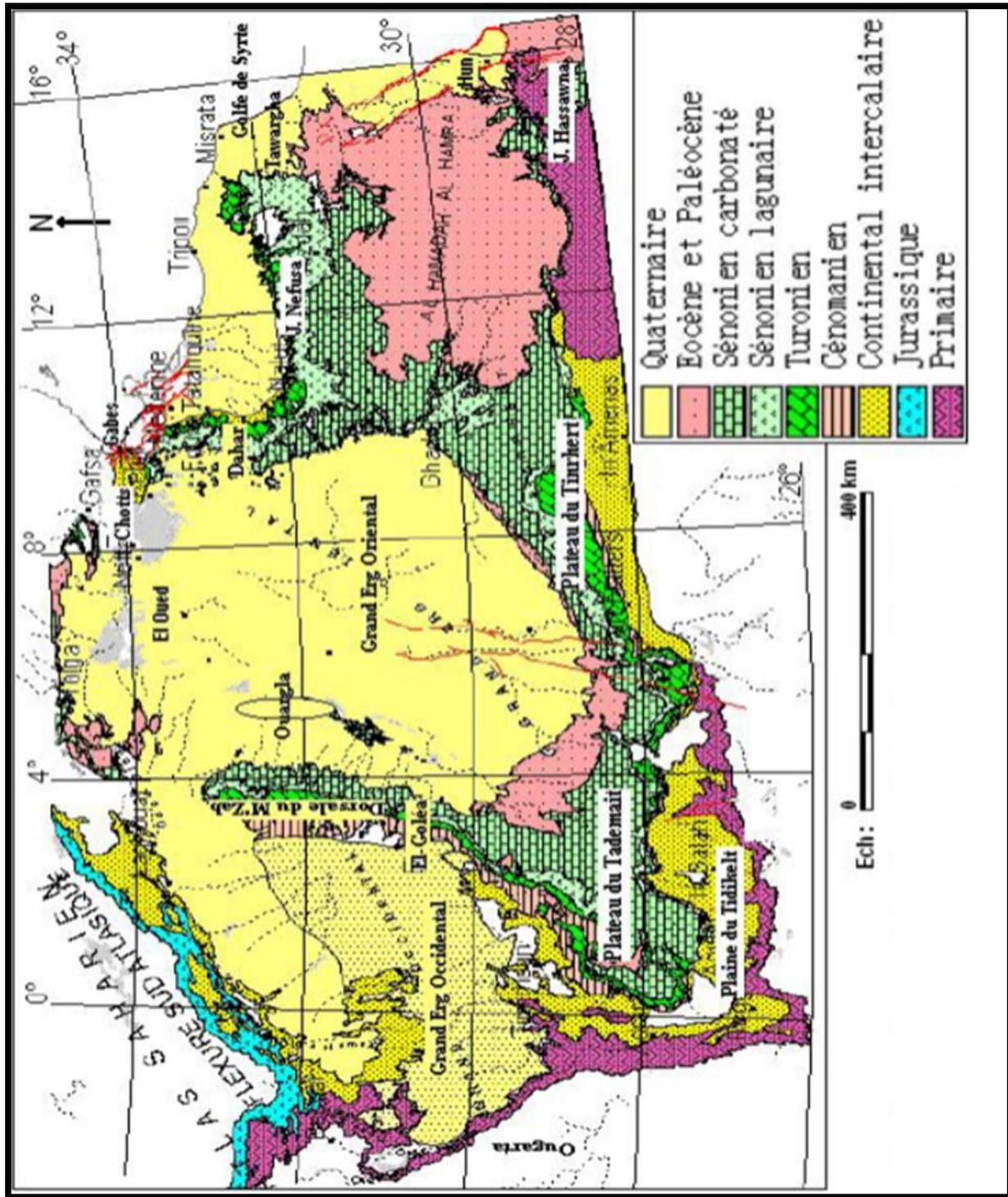


Figure II.6: Carte géologie régional (OSS 2003).[14]

- a. Au sud de l'accident Sud atlasique qui sépare la zone mobile maghrébine du reste de l'Afrique occidentale, le bouclier rigide est formé de terrains sédimentaires et éruptifs, plissés et métamorphisés.
- b. Le Paléozoïque du Sahara correspond à des dépôts de climat désertique périglaciaire. Autour des affleurements du socle, s'étagent des couches gréseuses et schisteuses des Tassilis. Les mouvements hercyniens du Permo-Carbonifère, vont provoquer l'érosion du bouclier. Il s'installe alors une grande période continentale avec pénéplation post hercynienne pendant le Trias et le Jurassique et formation d'un manteau de grès, de sable et d'argile, qui va constituer le "Continental Intercalaire".

**c. Le Trias**

Souligne la grande variabilité de faciès et d'épaisseur du Trias. Il est divisé en grandes unités lithologiques distinctes qui peuvent être : salifères, argileuses, argilo-gréseuses ou carbonatées. L'épaisseur de ces différentes formations varie principalement là où s'intercalent des bancs salifères. L'épaisseur du Trias argilo-gréseux inférieur augmente vers le Nord-Ouest (150-180 m). Elle diminue dans les zones de hauts-fonds (Hassi Messaoudet R. El Baguel). Le Trias salifère présente une grande épaisseur (700 m au N-E de Ghadamès), il atteint 1300 m à H. Messaoud.

**d. Le Jurassique**

- ❖ **Le Jurassique inférieur** et moyen comprend principalement des couches évaporitiques constituées essentiellement de sel, d'anhydrite et d'argiles auxquelles se superposent des couches franchement marines et qui se présentent sous forme de calcaires et argiles avec des bancs d'anhydrite.
- ❖ **Le Jurassique moyen** caractérisé par une transgression couvrant tout le bassin du Grand Erg Oriental et les dépôts y sont épais.
- ❖ **Le Jurassique supérieur** est caractérisé par une permanence relative du régime marin avec des sédiments de milieux confinés.

Dans la partie occidentale du bassin, le régime marin accuse une certaine régression à l'image de ce qui se passe plus à l'Ouest et vers le Sud. Le passage du Jurassique supérieur au Crétacé inférieur se caractérise par des apports terrigènes ayant pour origine les reliefs nourriciers situés au Sud du bassin saharien (Hoggar).

**e. Le Crétacé inférieur**

L'étude des données de sondages a permis de préciser la succession des paléogéographies au cours du Crétacé inférieur. Il est constitué par des couches terrigènes fluvio-délaïques qui sont en contraste lithologique et sédimentaire avec les formations marines du Jurassique supérieur. Il comprend, en partant des formations les plus anciennes ;

**❖ Le Néocomien**

Comprenant dans le Bas-Sahara des argiles vertes et rouges avec de l'anhydrite en bancs massifs plus fréquents à la base. Elles sont surmontées par une alternance de dolomies et d'argiles ;

**❖ Le Barrémien**

Est caractérisé par un épandage généralisé des formations détritiques du Crétacé inférieur jusque dans le Bas-Sahara. Ces formations se présentent sous forme de grès fins ou grossiers et d'argiles provenant apparemment du Sud (Hoggar). Les intercalations carbonatées sont peu nombreuses et cantonnées au Nord-Est du Sahara algérien ;

**❖ L'Aptien**

Est un bon repère lithologique dans les sondages. Il est représenté dans la grande partie du Bas-Sahara, par 20 à 30 m en moyenne, de dolomies alternant avec des lits d'anhydrite, d'argiles et de lignite (sédimentation lagunaire);

**❖ L'Albien**

Est caractérisé par un remarquable retour de la sédimentation terrigène. Cet étage regroupe la masse des sables et argiles comprise entre la barre aptienne et l'horizon argileux sus-jacent attribué au Cénomaniens. On remarque que le changement du régime sédimentaire et l'arrivée en masse de sédiments détritiques s'est produit entre le Néocomien et le Barrémien et au cours de L'Albien.

**f. Le Cénomaniens**

Est formé par une alternance de bancs de dolomie, de calcaire dolomitique, d'argiles et d'évaporites (anhydrite ou sel). Son faciès varie :

- ❖ Au Sud d'Ouargla, les argiles et les évaporites dominent ;
- ❖ Au Nord, au contraire, les bancs de calcaire et de dolomie sont majoritaires ;
- ❖ De plus, l'épaisseur augmente du Sud vers le Nord (de 50 m dans le Tademaït à 350 m dans le Bas-Sahara).

La présence de nombreux bancs d'évaporites et d'argiles rendent le Cénomaniens imperméable

- ❖ Le Cénomaniens inférieur à moyen : est argileux dans le Tinrhert et le Bas-Sahara ;
- ❖ Le Cénomaniens supérieur y est calcaire.

#### **g. Le Turonien**

Il se présente sous trois faciès différents, du Sud au Nord :

- ❖ Au Sud du parallèle d'El Goléa, il est calcaro-marneux ;
- ❖ Entre El Goléa et Djamaâ, il est essentiellement calcaire ;
- ❖ Au Nord de Djamaâ, il est à nouveau calcaro-marneux.

Son épaisseur moyenne varie entre 50 et 100 m. Elle augmente cependant dans la région des chotts où elle dépasse 300 m.

#### **h. Le Sénonien**

Il s'individualise en deux faciès :

- ❖ Le Sénonien inférieur à sédimentation lagunaire caractérisé par des formations argileuses et salifères à anhydrite, il est très peu perméable ;
- ❖ Le Sénonien supérieur (Sénonien carbonaté) : formation carbonatée perméable.

#### **i. L'Eocène**

On distingue deux ensembles différents du point de vue lithologique :

- ❖ A la base :

L'Eocène carbonaté est formé essentiellement par des dolomies et des calcaires dolomitiques avec quelques intercalations de marnes, d'argiles et même d'anhydrite et de marnes. La puissance de cette formation varie entre 100 et 500 m, l'épaisseur maximum se situant dans la zone du Bas-Sahara.

- ❖ Au sommet :

L'Eocène évaporitique est formé par une alternance de calcaire, d'anhydrite et de marnes. Son épaisseur atteint une centaine de mètres sous les Chotts. L'Eocène constitue le dernier épisode Marin du Sahara Algérien.

#### **j. Le Mio-Plio-Quaternaire**

Le Tertiaire continental du Sahara peut être relativement épais (150 m). Il se présente sous forme d'un faciès sableux et argileux avec du gypse. Dans le Bas-Sahara, la sédimentation lacustre se présente sous forme de séries sableuses et argileuses connues sous le nom du Continental Terminal (Mio-Pliocène) dont l'épaisseur peut atteindre, dans la région des Chotts Algéro-tunisiens, quelques centaines de mètres. On y identifie, dans la région d'O. Rhir, deux niveaux

aquifères au sein des sables qui sont séparés par une couche argileuse au milieu (première et deuxième nappe d'O. Rhir). L'ensemble est surmonté par le Plio-Quaternaire argilo-sableux et gypseux qui résulte de la sédimentation en milieu lacustre durant la phase d'assèchement des lagunes des chotts.

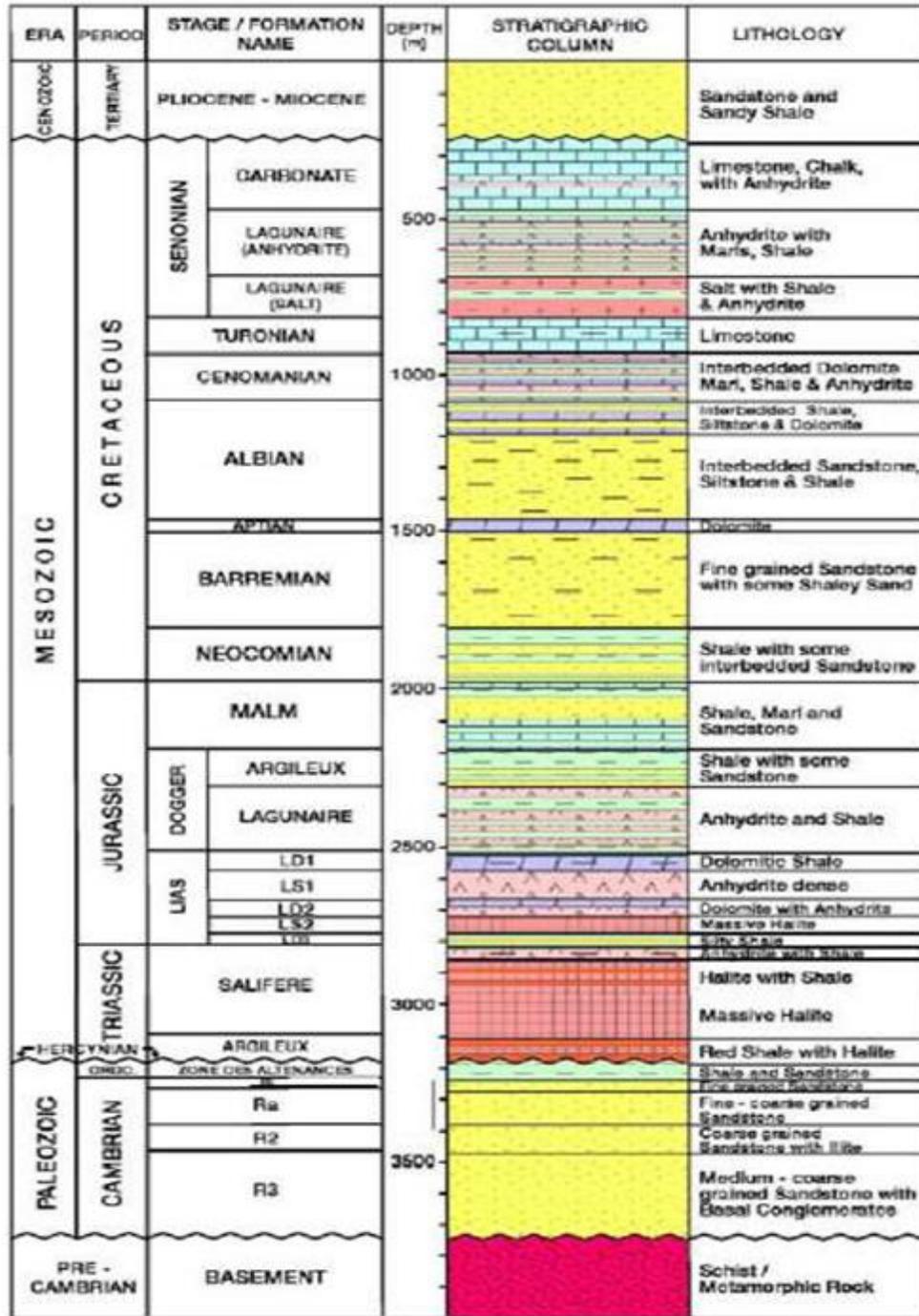
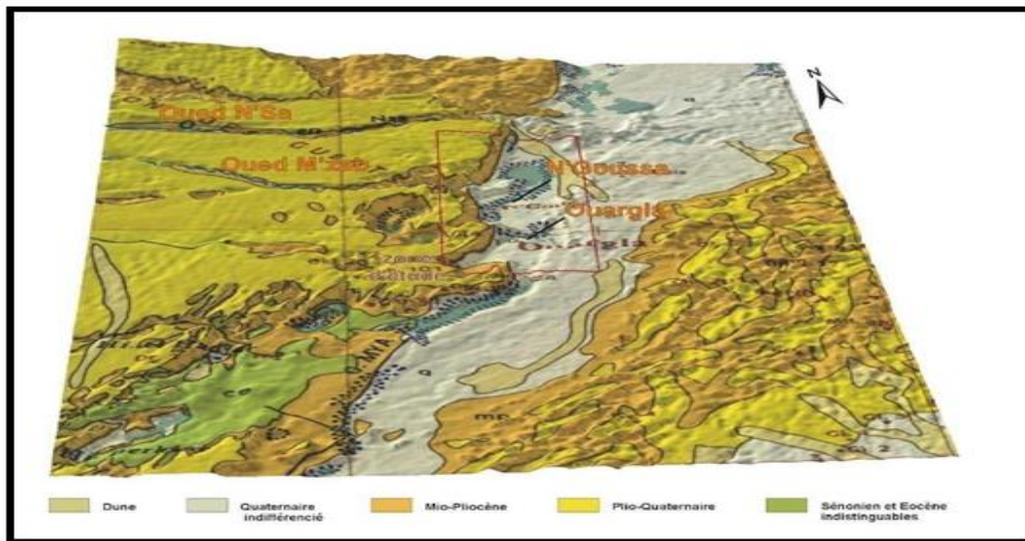


Figure II.7 : Colonne stratigraphique typique du Sahara septentrional. [15]

### II.3.2. Géologie locale

Sur la région d'Ouargla, seuls les terrains du Mio-Pliocène affleurent, ils sont recouverts par une faible épaisseur de dépôts quaternaires.

A partir des données de forages pétroliers et celles des forages hydrauliques, nous avons établi des coupes géologiques et un log synthétique des formations lithologiques. La description des différentes formations a pu être effectuée. [14]



**Figure II.8:** Affleurements géologique de la région d'Ouargla [12]

#### II.3.2.1. Litho stratigraphie [12]

Les affleurements géologiques à Ouargla et ses environs sont le Quaternaire indifférencié et dunes, le Pliocène ou Quaternaire ancien, le Miocène ou Pliocène et plus loin vers le Sud-ouest le Sénonien et Eocène indistinguables. À partir des données de forages pétroliers et hydrauliques, la colonne litho stratigraphique des formations traversées au niveau de cette région ont été établie par les compagnies pétrolières.

##### a. Tertiaire

###### ❖ Aptien

Il est représenté par des marnes dolomitiques, gris vert, brunes ou blanches, et des dolomies cristallines. Sa puissance est comprise entre 20 et 26 m. Appelé la Dale aptienne, cet étage est imperméable.

❖ **Albien**

Il s'agit de la partie supérieure du Continental Intercalaire, il est constitué de grès, d'argiles et de Sables. Son épaisseur varie de 417 m à 432 m. Les facies détritiques propres (non argileux) prédominent (70 à 90%) et sont représentés par des grès fins avec des passées de grès moyen et parfois d'intercalations de sables grossiers à limons argileux, souvent carbonatés.

❖ **Vraconien**

Il est formé de dolomies, de calcaires dolomitiques parfois argileux, à rares débris de mollusques et d'argiles et marnes dolomitiques avec des éléments détritiques.

❖ **Cénomaniens**

Il est constitué de deux séries :

- La série inférieure est constituée d'argiles dolomitiques et des marnes grises, avec parfois des argiles brunes-rougeâtre ou gris-verdâtre, son épaisseur varie entre 65 m et 80 m. Quelques passées de calcaires dolomitiques.
- La série supérieure est formée d'argiles et de marnes dolomitiques grises, parfois d'argiles salifères, de bancs d'anhydrite, de quelques intercalations dolomitiques, et de passées de sel. Son épaisseur est de l'ordre de 70 m.

❖ **Turonien**

D'une épaisseur de 73 m. Il est représenté par des calcaires blancs, parfois grisâtres, pulvérulents, par endroits dolomitiques, poreux, devenant beige et dolomitique.

❖ **Sénonien lagunaire**

Particulièrement épais (>400 m). Il présente trois termes distincts : le Sénonien salifère, le Sénonien anhydritique et Sénonien carbonaté.

❖ **Sénonien-Eocène**

Cet ensemble est essentiellement carbonaté, son épaisseur est comprise entre 150 m et 200 m. il est constitué de calcaires dolomitiques, cristallins à microcristallins, crayeux, parfois vacuolaires et par endroits argileux.

### ❖ **Mio-Pliocène**

Il correspond au Continental Terminal. C'est un puissant ensemble de sables et d'argiles qui s'étend sur tout le Sahara et qui repose en discordance sur le Sénonien et l'Eocène. On distingue quatre niveaux différents dans le Mio-Pliocène à Ouargla.

- **Premier niveau** : représenté par un dépôt argileux, peu épais, qui repose sur le Sénonien et l'Eocène dans la partie centrale de la cuvette suivant une bande Nord-Sud.
- **Deuxième niveau** : C'est un dépôt grés-sableux devenant argileux vers le sommet, c'est le niveau le plus épais et forme le principal horizon aquifère du Mio-Pliocène.
- **Troisième niveau** : n'apparaissant que dans certains endroits, ce niveau est caractérisé par des sédiments argilo-sableux.
- **Quatrième niveau** : C'est le deuxième niveau sableux du Mio-Pliocène. Il est très épais dans la zone des chotts où il affleure sur de grandes surfaces. Il est reconnu par une croûte de calcaire gréseux (croûte des Hamadas).

### **b. Quaternaire**

Les sondages superficiels effectués dans différentes localités de la cuvette d'Ouargla ont rencontré les ensembles suivants :

- **Sur le plateau** : le sol est constitué de sédiments exclusivement détritiques, hérités de l'altération du Mio-Pliocène (grès et sable rouge). C'est le sol le plus pauvre en gypse de la région. Entre 25 cm et 75 cm, ce sol sableux contient du gravier.
- **Sur les chotts et les terrains intermédiaires** : l'horizon de surface est une croûte blanchâtre, parfois polygonale, gypseuse. Elle est couverte par des voiles de sable éolien gypso-siliceux et de sebkhas associées à une végétation gypsohalophiles. de 15 cm à 20 cm d'épaisseur, on trouve un encroûtement gypseux, jaune rougeâtre, très clair, pulvérulent et homogène. Plus bas, un encroûtement gypseux, induré de 40 cm d'épaisseur, suivi d'un tuf à teneur de gypse décroissante.

- **Les Sebkhass** : sont caractérisées par des croûtes salines qui reposent sur des matériaux limono-sableux.
- **Les dunes** : sont formées de sable éolien d'origine gréseuse provenant de Hamada Mio-Pliocène qui se trouve dans les talwegs, sur les bordures des Sebkhass et sur les versants rocheux.

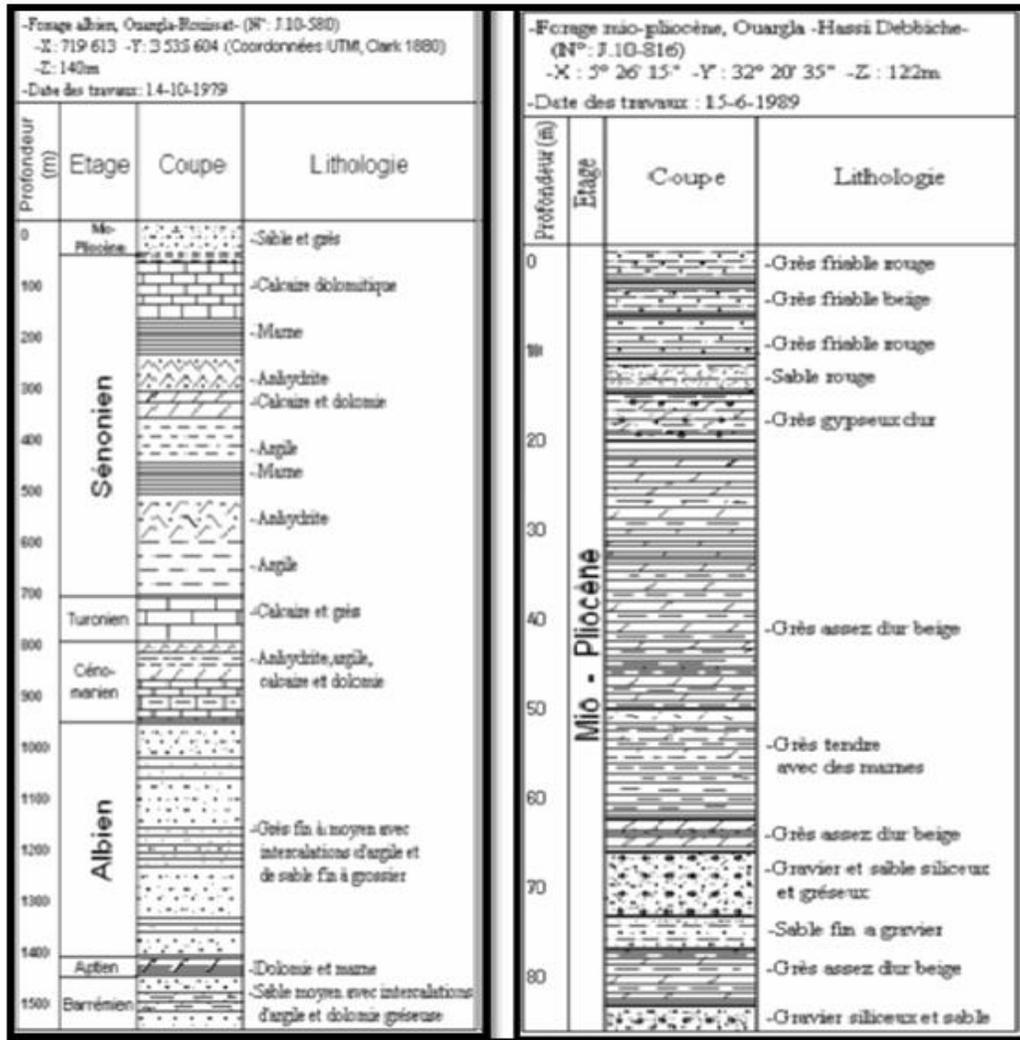


Figure II.9 : Colonnes stratigraphiques [14]

#### II.4. Tectonique [12]

La cuvette d’Ouargla fait partie de la dépression d’Oued M’ya. Cette dernière occupe la plus grande partie du bas-Sahara. L’épaisseur totale de la couverture sédimentaire atteint 400 m dans la partie Sud et la partie Ouest de la dépression, et elle augmente dans la partie Nord jusqu’à

6000 m. dans son ensemble la dépression d'Oued M'ya est une structure dissymétrique assez plate, les données sismologiques recueillies à l'occasion des recherches pétrolières, montrent que la dépression est structurellement affectée par les failles hercyniennes du Hoggar à partir du Cambrien jusqu'au Sénonien inférieur. Ces failles sont orientées Sud-Est Nord-Ouest et traversent la région d'Ouargla par l'Est. Elles seraient à l'origine des apports profonds dans cette zone.

Les forages, et les coupes géologiques qui ont été établies, nous ont permis de préciser les formations litho-stratigraphiques présentes sur la région de Ouargla, il s'agit :

- Du secondaire, avec les formations allant de l'Aptien jusqu'au Sénonien ;
- Du tertiaire, allant de l'Eocène inférieur jusqu'au Mio-Pliocène constituant les formations du complexe terminal ;
- Et enfin du quaternaire qui est constitué d'un matériau détritique et de sables éoliens.

### **II.5. La Géomorphologie [12]**

La cuvette de Ouargla appartient aux sous-bassins sahariens, elle correspond à la basse vallée fossile de l'Oued M'ya. Sur le plan géomorphologique, la coupe ci-dessous (Figure II.10) permet de distinguer les unités suivantes :

- Hamada du Mio-Pliocène : Une formation continentale détritique située à l'Ouest de Ouargla, et s'abaisse légèrement d'Ouest en Est. Elle est fortement érodée, laissant une série de buttes témoins ou Goures.
- Glacis : Sur le versant Ouest de la cuvette, les glacis s'étagent en quatre niveaux allant de 200 m à 140m. les glacis dont les hauteurs varient de 180 à 160 m sont très visibles et caractérisés par l'affleurement du substrat gréseux du Mio-Pliocène. La pente de ce dernier est faible, et souvent recouverte de sables et de graviers. à l'Est de la cuvette se trouve un vaste glacis alluvial à sable grossier, de 150 m d'altitude.
- Sebkhass et chotts : Constituent le niveau le plus bas. Le chott qui correspond au centre de la sebkha est constitué des sols gypseux en surface. Souvent la nappe phréatique affleure en surface au centre de la sebkha et au Nord de la ville d'Ouargla (136 m d'altitude), diverses sebkhas alternent avec des massifs dunaires jusqu'à Sebkhet Safioune (103 m d'altitude).

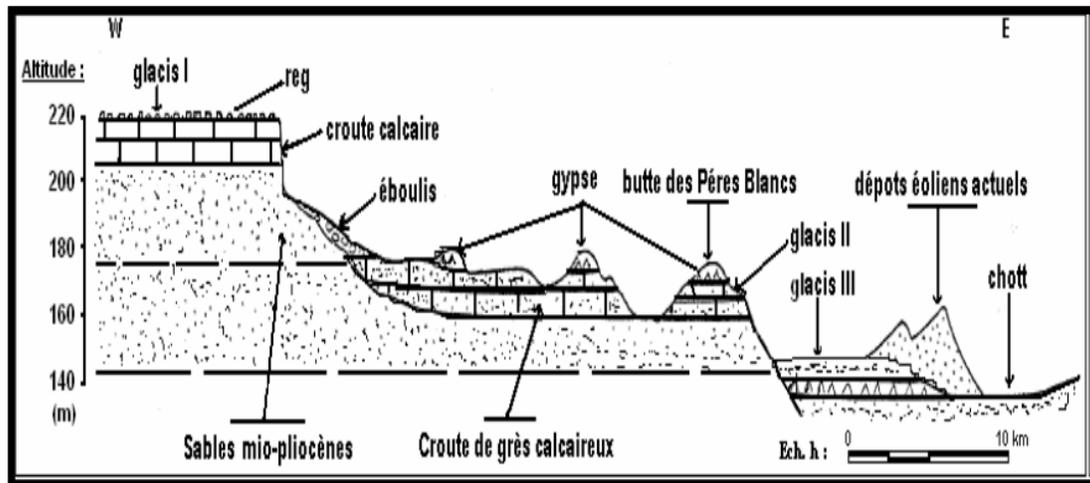
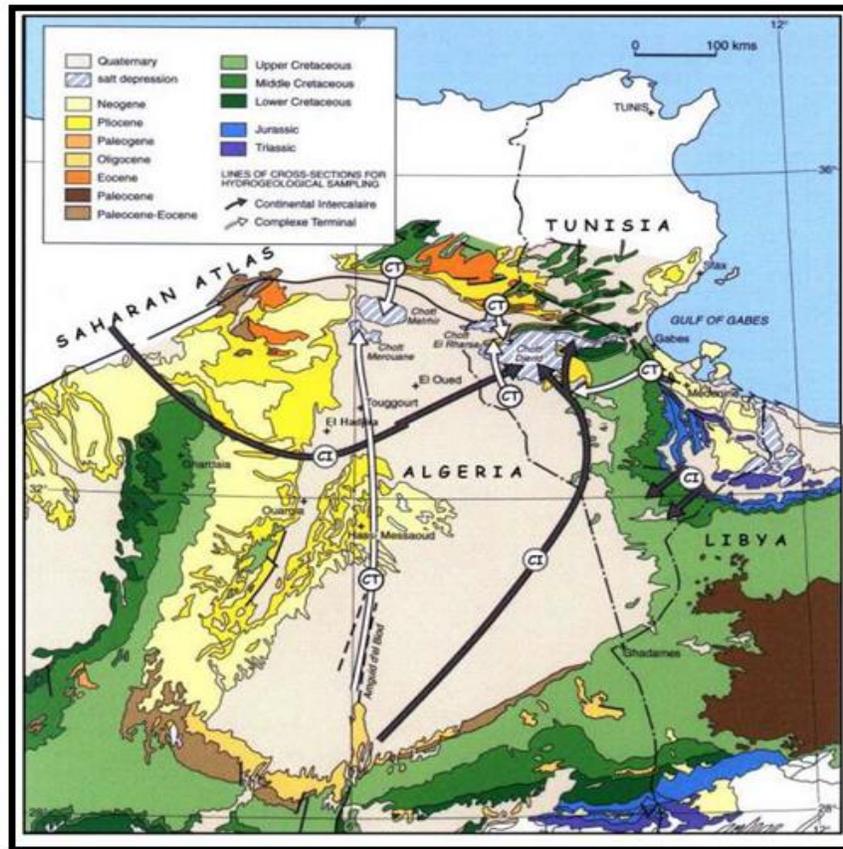


Figure II.10: Coupe géomorphologique schématique de la vallée de Ouargla. [12]

## II.6. Cadre hydrogéologie

### II.6.1. Cadre hydrogéologie régional

Dans le bassin du Sahara septentrional, il existe des formations aquifères favorables à la circulation souterraine des eaux. Il s'agit du système aquifère du Sahara septentrional, qui englobe le continental intercalaire et le complexe terminal. Sa surface est d'environ 1.000.000 Km<sup>2</sup>, partagée entre l'Algérie, la Tunisie et la Libye. Ses réserves sont estimées à 31.000×10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>. [13]



**Figure II.11:** Carte hydrogéologique des deux nappes du Sahara septentrional avec le sens d'écoulement des deux nappes.[15]

### II.6.1.1. Le Continental Intercalaire

Cet aquifère s'étale du Nord au Sud, depuis l'Atlas Saharien jusqu'au Tassili du Hoggar, et d'Ouest en Est, depuis la vallée du Guir et de la Saoura jusqu'au désert libyen. Il occupe les terrains sableux et argilo-gréseux du Néocomien, du Barrémien, d'Aptien, et de l'Albien son alimentation provient du piémont de l'Atlas saharien au Nord- Ouest avec un débit de  $7.7 \text{ m}^3/\text{s}$ , du Tinrhert au Sud, Dahar à l'Est, Jebel Nafusa au Nord-Est et du Jebel Hassawna au Sud.[13]

### II.6.1.2. Le Complexe Terminal

Désigne par le Continental Terminal les formations continentales sableuses et argileuses du Mio-pliocène. Ce terme représentait toute la série allant du Cénomaniens au Mio-Pliocène.

Au Bas-Sahara, le Turonien, le Sénonien, l'Eocène, le Mio- Pliocène et le Quaternaire sont les dernières formations déposées. Elles sont le siège de trois aquifères.

Les zones d'alimentation du Continental Terminal sont : l'Atlas saharien au Nord-Ouest, le Dahar à l'Est, le Jbel Nafusa au Nord-Est et le Tinrhert au Sud, les zones d'exutoires sont principalement les Chotts algérois.[13]

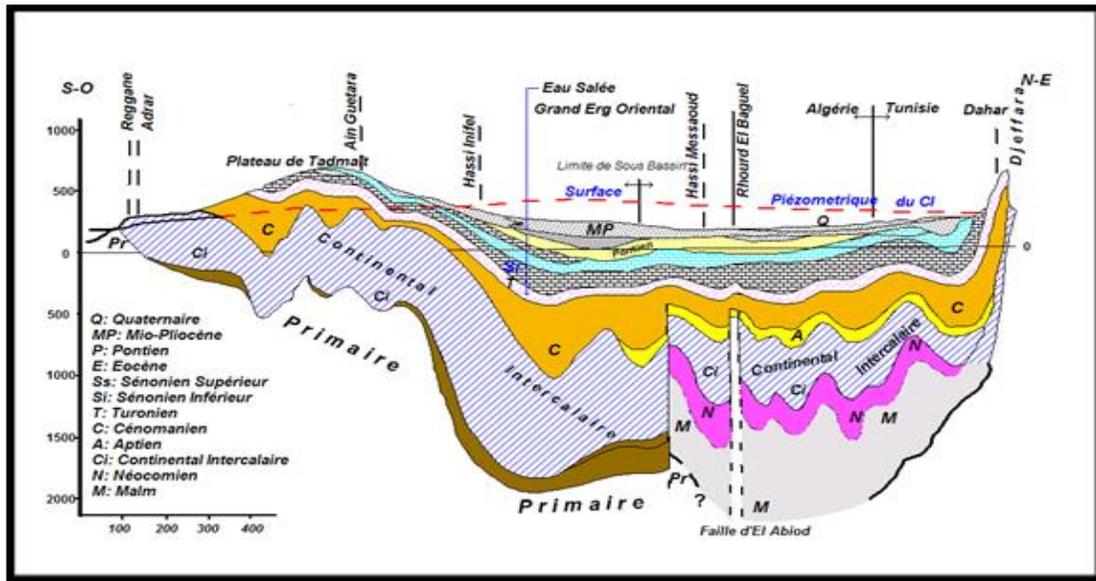


Figure II.12: Coupe hydrogéologique du système aquifère CT et du CI.[13]

### II.6.2. Cadre hydrogéologique local [13]

Au niveau d'Ouargla, les aquifères utilisables à des fins urbaines et agricoles.

- La nappe dite de L'Albien dans les grès et argiles sableuses du CI ;
- La nappe des calcaires au niveau du Sénon-Eocène ;
- La nappe des sables dans les dépôts détritiques du Mio-Piocène ;
- La nappe libre (phréatique) contenue par les sables fins argileux et gypseux du Quaternaire.

#### II.6.2.1. Les nappes du continental intercalaire

- **La nappe de l'Albien** : Elle est constituée de grès fins, gris, à ciment argileux, parfois dolomitiques, avec intercalation de marnes dolomitiques et d'argiles sableuses. Elle est

rencontrée à une profondeur allant de 1100 m à 1400 m, avec une épaisseur utile d'environ 640 m. cette nappe jaillissante est exploitée par des forages destinés à l'alimentation en eau potable.

### II.6.2.2. Les nappes du complexe terminal

- **La nappe du Sénon-Eocène** : Très coquilliers, gris jaunâtre, à intercalations de marnes blanches et dolomitiques, ses eaux sont également exploitées essentiellement pour l'alimentation en eau potable. Elle se situe entre 120 m et 200 m de profondeur. Formée de calcaire poreux à silex.
- **La nappe des sables du Mio-Pliocène** : Cette nappe est constituée de sables fins à grossiers, parfois graveleux, à intercalation de calcaires blancs, tendres et de marnes sableuses, d'argiles sableuses roses et passées de grès et de gypses. Elle est située à une profondeur allant de 20 m à 100 m. Son exploitation remonte à longtemps par des puits traditionnels.
- **La nappe superficielle ou phréatique** : On présente à l'échelle de la région, son épaisseur varie de 1 m à 8 m. son substratum est un niveau imperméable étanche occupant tout le fond de la vallée d'Ouargla. Sa frange capillaire surgie souvent à la surface du sol sous forme de chotts. Elle est relativement profonde au niveau des hautes altitudes, et moins profonde à proximité des palmeraies irriguées

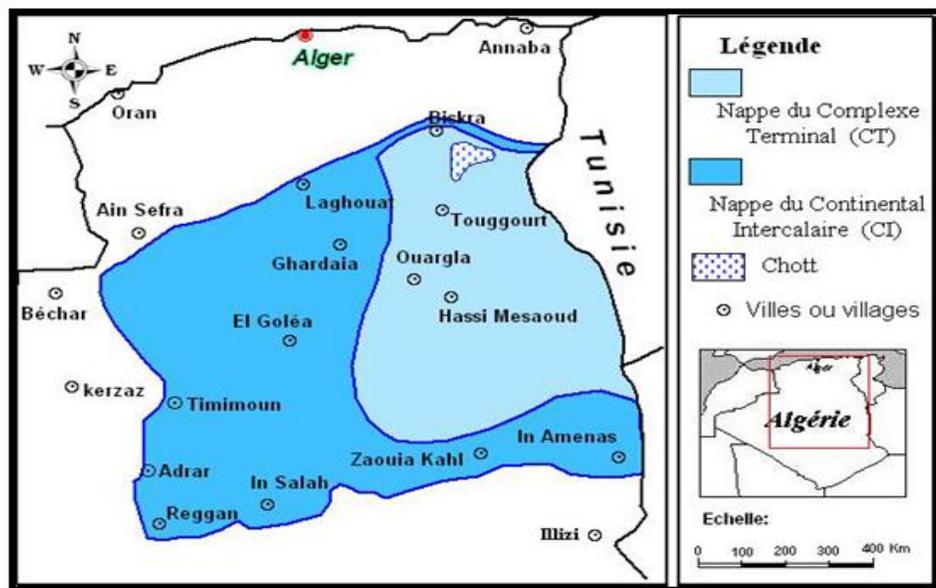


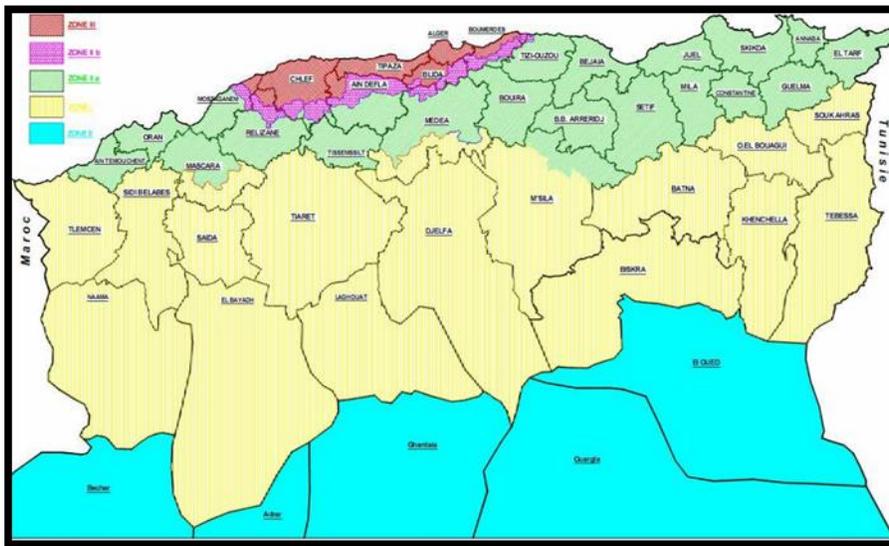
Figure II.13: Carte des ressources en eau souterraines (CI et CT).[12]

## II.7. Classification sismique de la wilaya d'Ouargla [19]

Une carte de zoning et du degré de vulnérabilité au risque sismique de l'Algérie a été réalisée par le CGS (2003),

À partir de cette carte, une nouvelle classification sismique de l'Algérie a été réalisée :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone IIa, IIb : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.



**Figure II.14:** Carte de zonage sismique de l'Algérie (Réf : RPA 99 version 2003).[19]

Cette nouvelle classification du CGS (Centre National de la Recherche appliquée en Génie parasismique) en 2003, place la wilaya d'Ouargla dans la zone sismique 0 qui est de sismicité négligeable.

## II.8. Reconnaissances géotechniques

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du site et la nature géologique, le programme d'investigation consiste à la réalisation des investigations in situ et au laboratoire.

La campagne d'investigation effectuée sur le site a porté sur la réalisation des travaux suivants :

- Cinq (05) Sondages carottés de 20m de profondeur, dont trois (03) équipées de piézomètre
- Des essais de laboratoire : essais physiques, mécaniques, et chimiques

**II.8.1. Les essais in situ**

**II.8.1.1. Sondage carotté**

Les cinq (5) sondages carottés sont réalisés dans le but :

- ✓ De connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol.
- ✓ Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire

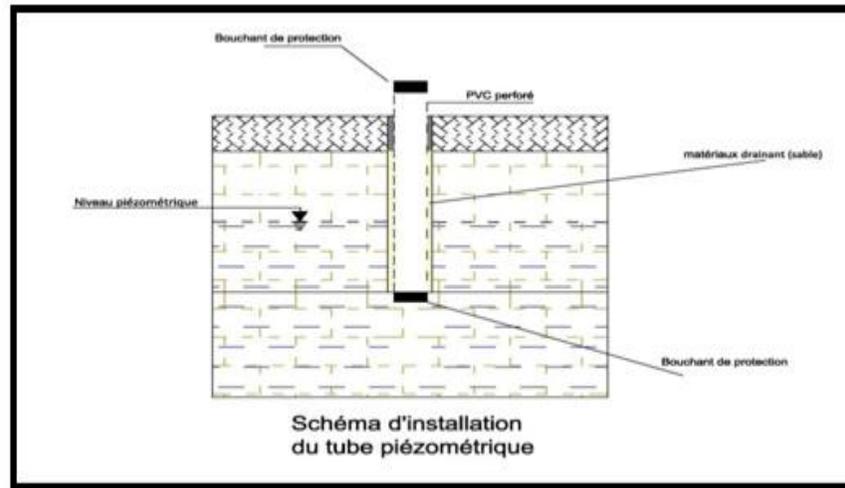
La description visuelle des sondages carottés est comme suit :

**Tableau II.1** : coupes de sondages carottés.[19]

Référence essai	Profondeur	Formation
<b>SC01</b>	0,00 – 4,00	Sable argileux carbonaté rougeâtre
	4,00 – 6,00	Marne très compacte verdâtre
	6,00 – 20,0	Alternance entre les marnes et les sables consolidés à friable avec présence des passages de gypse par endroits
<b>SC02</b>	0,00 – 3,00	Sable marneux rougeâtre
	3,00 – 6,30	Sable marneux consolidé gypseux bariolé (verdâtre ; brunâtre et blanchâtre)
	6,30 – 9,00	Sable argileux jaunâtre à rougeâtre
	9,00 – 20,00	Sable marneux rougeâtre
<b>SC03</b>	0,0 – 2,30	Sable argileux carbonaté rougeâtre
	2,30 – 6,00	Sable marneux compact bariolé
	6,00 – 20,00	Sable marneux rougeâtre à jaunâtre
<b>SC04</b>	0,00 – 2,00	Sable argileux marneux rougeâtre
	2,00 – 5,40	Marne très compacte verdâtre
	5,40 – 20,00	Sable marneux rougeâtre.
<b>SC05</b>	0,00 – 5,00	Sable fin marneux rougeâtre
	5,00 – 8,40	Marne compacte bariolée
	8,40 – 20,00	Sable marneux rougeâtre.

**II.8.1.2. Niveaux piézométriques [7]**

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique.



**Figure II.15:** Schéma l’installation du tube piézométrique. [7]

Les niveaux d’eau relevée par les piézomètres placés au niveau des sondages carottés sont donnés comme suit :

**Tableau II.2:** Lectures piézométriques. [19]

Sondage	Date de prélèvement	Niveau piézométrique
SC01	29-06-2021	3.88
	30-06-2021	8.05
	01-07-2021	11.15
SC02	27-06-2021	4.30
	28-06-2021	10.30
	29-06-2021	18.50
SC03	28-06-2021	4.00
	29-06-2021	9.80
	30-06-2021	17.80

**II.8.2. Essais au laboratoire**

**II.8.2.1. Essais physiques**

**a. Teneur en eau naturelle (NFP94- 050)**

C'est le rapport de la masse de l'eau ( $M_w$ ) évaporée lors de l'étuvage ( $150^\circ\text{C}$  et  $60^\circ\text{C}$  dans le cas des sols contenant des éléments organiques) sur la masse des grains solides ( $M_s$ ) exprimée pourcentage

$$W \% = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec

$$m_w = m - m_s \dots\dots\dots (II.2)$$

**b. Degré de saturation [16]**

Le degré de saturation ( $S_r$ ) indique la quantité d'eau que contient le sol. Ils s'agissent de volume occupé par l'eau au volume totale des vides.

$$S_r \% = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.3)$$

**c. Poids spécifique du sol humide [16]**

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sols à son volume apparent.

$$\gamma_h = \frac{w}{v} \dots\dots\dots (II.4)$$

**d. Poids spécifique du sol sec [16]**

C'est le rapport de poids de matériaux sec contenu dans une certaine quantité de sols au volume de ce même sol

$$\gamma_d = \frac{w}{v_s} \dots\dots\dots (II.5)$$

Tableau II.3 : résultat des essais d'identification physique.[19]

N° sondage	Prof (m)	W %	Densité (t/m <sup>3</sup> )		S <sub>r</sub> %	Observation
			γ <sub>d</sub>	γ <sub>h</sub>		
SC01	0.00 - 4.00	29.09	1.41	1.82	87.66	Sol peu dense détrempe
	4.00 -6.00	11.89	1.69	1.89	55.44	Sol dense mouillé
SC02	0.00 -3.00	3.19	1.43	-	-	Sol légèrement dense mouillé
	3.00 - 6.30	11.70	1.71	1.91	56.38	Sol dense légèrement Mouillé
	6.30 -9.00	13.84	1.15	-	-	Sol légèrement dense mouillé
SC03	0.00 - 2.30	5.39	1.31	-	-	Sol légèrement dense mouillé
	2.30 -6.00	10.10	1.67	1.84	45.58	Sol dense humide
	6.00 - 10.0	6.64	1.15	-	-	Sol légèrement dense légèrement humide
SC04	0.00 - 2.00	1.37	1.32			Sol légèrement dense légèrement humide
	2.00 -5.40	27.68	1.51	1.93	97.16	Sol peu dense détrempe
	5.40 - 10	5.07	1.39			Sol légèrement dense Légèrement humide
SC05	0.0 - 5.00	14.97	1.32			Sol légèrement dense Légèrement humide
	5.00 -8.40	30.61	1.38	1.81	88.14	Sol peu dense détrempe
	8.40 -10.0	17.90	1.63	1.92	75.80	Sol dense légèrement mouillé

**e. Les limites d'ATTERBERG (NF P94-051)**

Limites d'ATTERBERG (limite de liquidité et limite de plasticité) teneur en eau pondérale correspondant à des états particuliers d'un sol.

W<sub>l</sub>: limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

W<sub>p</sub>: limite de plasticité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

I<sub>p</sub> : indice de plasticité : différence entre les limites de liquidité et de plasticité ;

$$I_p = W_l - W_p \dots\dots\dots(II.6)$$

Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme - septembre 1992) retient pour  $I_p$  les seuils d'argilosité suivants :

**Tableau II.4 :** Classification du sol selon l'indice  $I_p$ .

Indice de plasticité $I_p$	État du sol
0 – 12	Non plastique
12- 25	Peu plastique
25– 40	Plastique
> 40	Tré plastique

**Tableau II.5 :** résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE. [19]

N° sondage	Prof (m)	$W_L$ %	$W_p$ %	$I_p$	Observation
SC01	0.00 - 4.00	45	23	22	Argile peu plastique
	4.00 -6.00	40	20	20	
	6.00 – 10.0	30	15	15	
SC02	0.00 -3.00	31	16	15	Argile peu plastique
	3.00 - 6.30	30	15	15	
	6.30 -9.00	31	16	15	
SC03	0.00 - 2.30	43	22	21	Argile peu plastique
	2.30 -6.00	35	17	18	
	6.00 - 10.0	32	16	16	
SC04	0.00 - 2.00	43	22	21	Argile peu plastique
	2.00 – 5.40	35	17	18	
	5.40 – 10	40	20	20	
SC05	0.00– 5.00	42	22	20	Argile peu plastique
	5.00 – 8.40	42	21	21	
	8.40 – 10.0	38	20	18	

**f. Analyse granulométrique [16]**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau, elle se fait par :

- Le tamisage pour les éléments supérieurs à 80µm.

- La sédimentométrie pour les éléments inférieurs ou égaux à 80µm, cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse limite de chute d'une particule sphérique dans un liquide visqueux.

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau.

**Tableau II.6 :** Résultat de l'analyse granulométrique. [19]

N° sondage	Prof (m)	< 80 µm	Observation
SC01	0.00 - 4.00	68.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	4.00 - 6.00	58.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
SC02	0.00 - 3.00	51.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	3.00 - 6.30	36.00	Granulométries serrées attestant un grenu
	6.30 - 9.00	40.00	Granulométries serrées attestant un grenu
SC03	0.00 - 2.30	67.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	2.30 - 6.00	50.00	Granulométries serrées attestant un grenu
	6.00 - 10.0	42.00	Granulométries serrées attestant un grenu
SC04	0.00 - 2.00	61.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	2.00 - 5.40	56.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	5.40 - 10	63.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
SC05	0.00 - 5.00	63.60	Granulométries serrées attestant un sol fin
	5.00 - 8.40	51.00	Granulométries serrées attestant un sol fin
	8.40 - 10.0	50.00	Granulométries serrées attestant un grenu

### II.8.2. Essai mécanique

#### a. Essai de cisaillement rectiligne a la boîte NF P 94-071

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes le plan de séparation des dernières constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette, l'essai consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai
- produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- Mesuré l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne consolidé drainé CD sont présentes dans le tableau :

**Tableau II.7 :** Caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement CD.[19]

N° sondage	Prof (m)	$\phi'$ (°)	$C'$ (bar)
SC01	0.00 - 4.00	22	0.11
	4.00 -6.00	16	0.29
SC02	0.00 -3.00	24	0.17
	3.00 - 6.30	18	0.35
	6.30 -9.00	24	0.14
	9.00 – 20.00	28	0.04
SC03	0.00 - 2.30	21	0.12
	2.30 -6.00	20	0.21
	6.00 - 10.0	24	0.17
	10.00 –20.00	25	0.16
SC04	0.00 - 2.00	24	0.15
	2.00 – 5.40	17	0.30
	5.40 – 10.00	26	0.10
	10.00 – 20.0	27	0.11
SC05	0.00– 5.00	23	0.19
	5.00 – 8.40	16	0.28
	8.40 – 10.0	27	0.16

**b. Essai œdométrique (XP P 94-090-1)**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

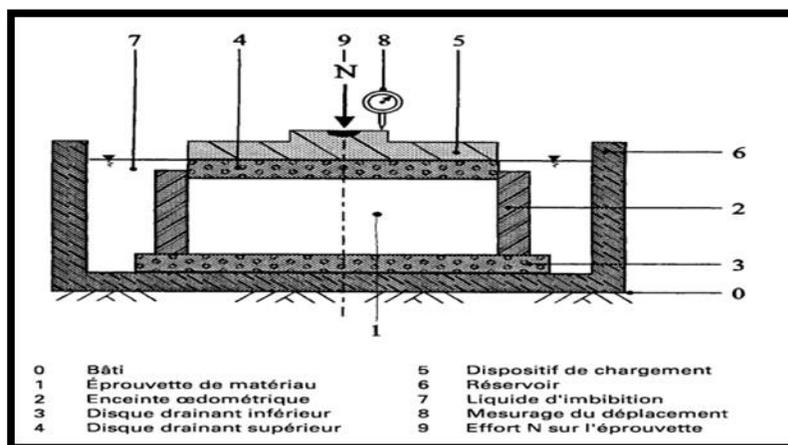


Figure II.16: principe de l'essai d'œdomètre

Les valeurs de l'indice de compressibilité  $C_c$ , pression de consolidation  $P_c$  et l'indice de gonflement  $C_g$  ; sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : les Caractéristiques d'essai Œdométriques. [19]

N° sondage	Profondeur (m)	$C_c$	$P'_c$ (bar)	$C_g$	Observation
SC01	0.00 – 4.00	0.2198	1.20	0.0345	Sol assez compressible et peu gonflant
SC02	3.00 – 6.30	0.2464	1.74	0.0762	Sol assez compressible et gonflant
SC04	2.00 – 5.40	0.2332	1.34	0.0697	Sol assez compressible et gonflant
SC05	5.00 – 6.00	0.1932	0.88	0.0567	Sol moyennement compressible et gonflant
	6.00 – 8.40	0.1932	1.15	0.0586	Sol moyennement compressible et gonflant

c. Pression de Gonflement [16]

La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche dont l'état physique initial est connu peut être définie comme l'état des contraintes à exercer pour maintenir en cours d'imbibition son volume à une valeur donnée, sans distorsion. Les valeurs de la pression e gonflement sont récapitulées au tableau suivant

Tableau II.9: les valeurs de pression de gonflement. [19]

N° sondage	Profondeur (m)	P <sub>g</sub> (bar)
SC01	0.00 – 4.00	0.30
SC02	3.00 – 6.30	1.01
SC05	5.00 – 6.00	1.64
	6.00 – 8.40	1.69

✓ **Interprétation**

La pression de gonflement P<sub>g</sub> réduisant un sol non gonflant en surface à expansif en profondeur avec une variation entre 0.3 à 1.69 bar, d'où il est nécessaire de prévoir une protection contre les infiltrations d'eau.

**II.8.3. Analyses chimiques [19]**

Les échantillons prélevés des sondages carottés ont subi des analyses chimiques afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis des sulfates la teneur en matières organique, en carbonates et en chlorure dont les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.10: résultats d'analyses chimiques. [19]

N° sondage	Profondeur (m)	Sulfates (%)	CaCO <sub>3</sub> (%)	Chlorures (%)
SC01	0.00 – 4.00	3.65	8.80	0.45
	4.00 – 6.00	2.48	7.60	0.60
	6.00 – 10.00	3.38	5.80	0.45
	10.00 – 20.00	2.68	6.80	0.45
SC02	0.00 – 3.00	3.72	10.40	0.45
	3.00 – 6.30	2.48	10.20	0.50
	6.30 – 9.00	2.68	8.80	0.55
	9.00 – 20.00	1.84	9.20	0.35
SC03	0.00 – 2.30	1.02	9.00	0.35
	2.30 – 6.00	1.96	11.00	0.40
	6.00 – 10.00	2.42	10.00	0.40
	10.00 – 20.00	2.38	9.20	0.40
SC04	0.00 – 2.00	3.98	8.60	0.45
	2.00 – 5.40	1.02	7.80	0.50
	5.40 – 10.00	2.48	9.20	0.50
	10.00 – 20.00	2.36	9.40	0.60
SC05	0.00 – 5.00	1.34	9.80	0.50
	5.00 – 8.40	2.42	10.00	0.45
	8.40 – 10.00	2.68	9.60	0.31
	10.00 – 20.00	2.48	7.60	0.35

**✓ Interprétation**

Tous les résultats des analyses chimiques du sol réalisé au niveau des échantillons prélevés des sondages ont révélé la présence de sulfates, les teneurs en sulfates varient entre 1.02 et 3.98, ce qui représente un environnement à un risque d'agressivité chimique forte vis-à-vis du béton de l'infrastructure des ouvrages selon la norme FD P18-011 du Décembre 2009.

**II.9. Classification des sols**

Pour résoudre les problèmes dans les sols (tassement, gonflement, retrait et glissement), il est important de caractériser et classer un sol, c'est-à-dire de les mettre dans un groupe de famille ayant des comportements similaires.

**II.9.1. Classification LCPC [17]**

Classer un sol consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables.

Classification LPC Sol à partir des résultats fournis par :

- La granulométrie ;
- Les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (ATTEBERG).

Les sols sont désignés par le nom de la portion granulométrique prédominante qualifiée par un adjectif relatif aux portions secondaires.

On distingue trois grands types de sols :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments en poids  $> 80 \mu\text{m}$  ;
- Les sols fins : plus de 50 % des éléments en poids  $< 80 \mu\text{m}$  ;
- Les sols organiques, dont la teneur, en matière organique est  $> 10 \%$ .

**❖ Sols grenus**

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'ATTEBERG. Elle est précisée dans la figure (II.17) ci-après

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques	
<b>GRAVES</b>	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	<b>Gb</b>	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			<b>Gm</b>	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	<b>GL</b>	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	grave limoneuse	
		<b>GA</b>	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	grave argileuse	
<b>SABLES</b>	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	<b>Sb</b>	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{20})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			<b>Sm</b>	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	<b>SL</b>	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	sable limoneux	
		<b>SA</b>	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	sable argileux	

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % ⇒ on utilise un double symbole  
 - pour les graves : Gb-GL    Gb-GA    Gm-GL    Gm-GA  
 - pour les sables : Sb-SL    Sb-SA    Sm-SL    Sm-SA

**CLASSIFICATION L.P.C. DES SOLS GREUS**

Figure II.17 : Classification LPC des sols grenus.[17]

❖ Sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'ATTERBERG. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après. Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonner l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques **Lt**
- Les limons peu plastiques **Lp**
- Les argiles très plastiques **At**.
- Les argiles peu plastiques **AP**

❖ Pour le sondage N°1 : En tenant compte de la granulométrie et des limites d'ATTERBERG et nous avons comme résultats :

Tableau II.11 : Données nécessaires à la classification LCPC du SC01

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 4.00	68 %	45	22
4.00 – 6.00	58 %	40	20

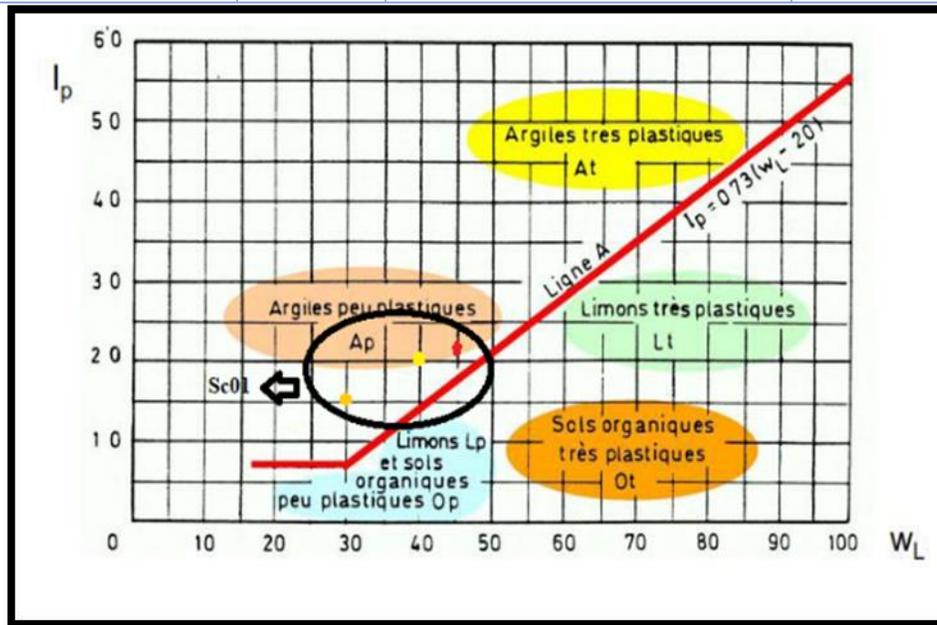


Figure II.18 : La position de plasticité de sondage 01 sur l'abaque de CASAGRANDE.[17]

✓ Le passant au tamis 0.08 mm donne un tamisât de 58 à 68 % ce qui signifie que nous sommes en présence d'un sol fin, de plus, avec une limite de liquidité supérieure à 40 % pour les sols se situant de 4.00 à 6,00m avec en plus l'indice de plasticité  $I_p$  entre 20 et 22 et une limite de liquidité de 30% pour les sols se situant de 6,00 à 10.00 m avec en plus l'indice de plasticité  $I_p = 15$ , de ce fait, nous avons des argiles peu plastiques.

❖ Pour le sondage N°2 : En tenant compte de la granulométrie et des limites d'ATTERBERG et nous avons comme résultats

Tableau II.12 : Données nécessaires à la classification LCPC du SC02

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité(%)	Indice de plasticité
0.00 - 3.00	51 %	31	15
3.00 – 6.30	36%	30	15
6.30 - 9.00	40 %	31	15

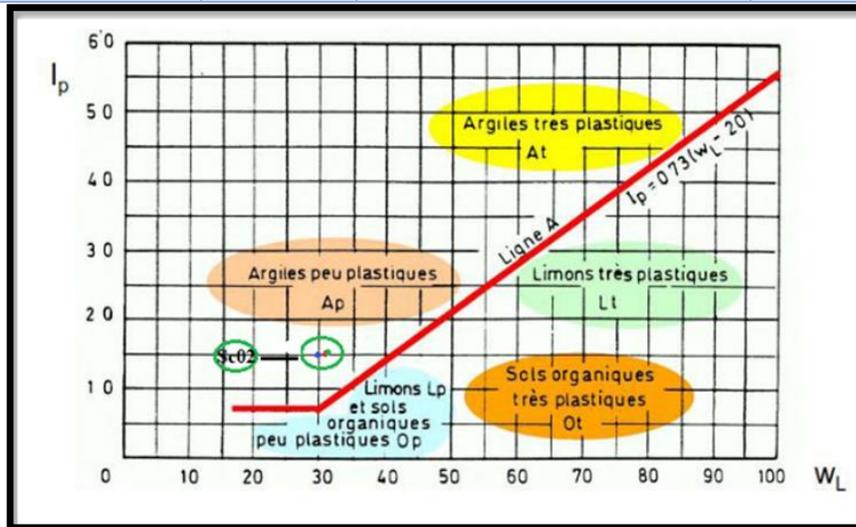


Figure II.19 : la position de plasticité de sondage 02 sur l’abaque de CASAGRANDE.[17]

- ✓ Nous avons pour le tamis 0.08 mm un tamisât de 36 à 51% ce qui signifie que nous sommes en présence d’un sol fin a grenu, de plus, avec une limite de liquidité supérieure à 31% pour les sols se situant de 0.00 à 10,00m avec en plus l’indice de plasticité  $I_P = 15$  de cette faite, nous avons des argiles peu plastiques.
- ❖ **Pour le sondage N°3** : En tenant compte de la granulométrie et des limites d’ATTERBERG et nous avons comme résultats :

Tableau II.13 : Données nécessaires à la classification LCPC du SC03

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité(%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.30	67 %	43	21
2.30 – 6.00	50%	35	18
6.00 - 10.00	42 %	32	16

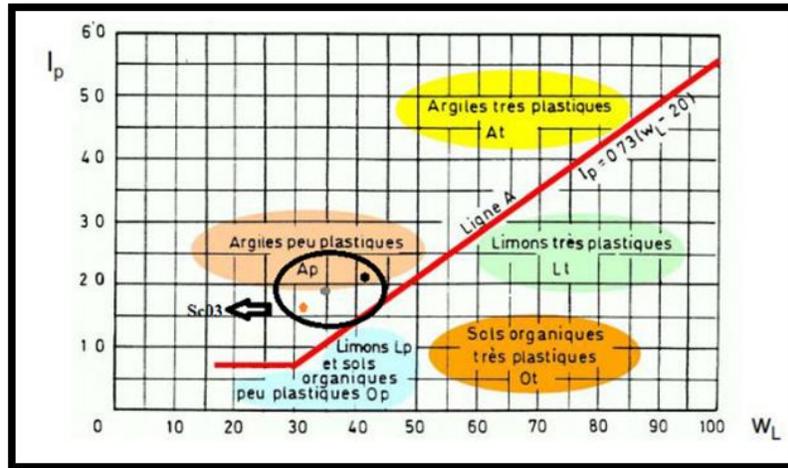


Figure II.20 : la position de plasticité de sondage 03 sur l’abaque de CASAGRANDE.[17]

✓ Le tamis 0.08 mm donne un tamisât de 42 à 67% ce qui signifie que nous sommes en présence d’un sol fin a grenu, de plus, avec une limite de liquidité supérieure à 32% pour les sols se situant de 0.00 à 10,00m avec en plus l’indice de plasticité **Ip entre 16 et 21** de cette faite, nous avons des argiles peu plastiques.

❖ **Pour le sondage N°4** : En tenant compte de la granulométrie et des limites d’ATTERBERG et nous avons comme résultats :

Tableau II.14 : Données nécessaires à la classification LCPC du SC04

Profondeur de sondage	< 80 μm	La limite de liquidité(%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.00	61 %	43	21
2.00 – 5.40	56%	35	18
5.40 - 10.00	63 %	40	20

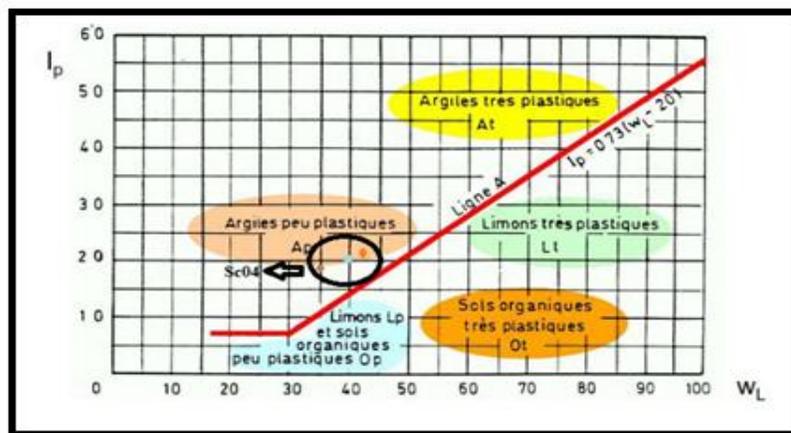


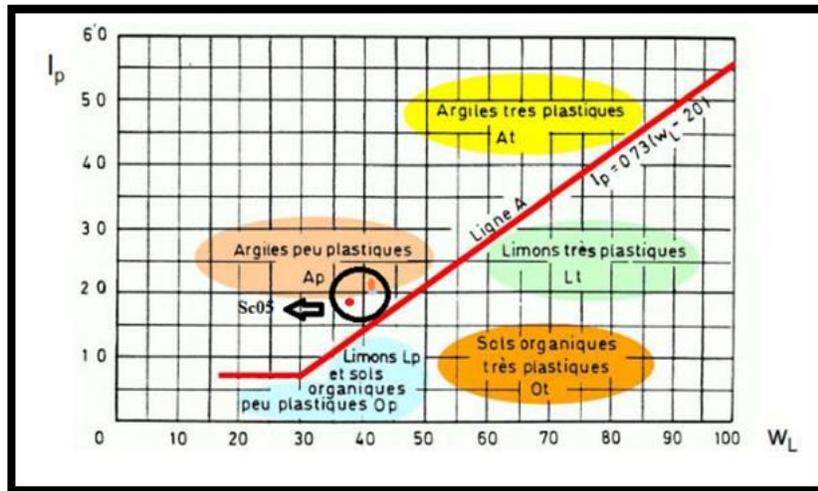
Figure II.21: la position de plasticité de sondage 04 sur l’abaque de CASAGRANDE.[17]

✓ Nous avons pour le tamis 0.08 mm un tamisât de 56 à 63% ce qui signifie que nous sommes en présence d'un sol fin, de plus, avec une limite de liquidité supérieure à 35% pour les sols se situant de 0.00 à 10,00m avec en plus l'indice de plasticité **IP entre 18 et 21** de cette faite, nous avons des argiles peu plastiques.

❖ **Pour le sondage N°5** : En tenant compte de la granulométrie et des limites d'ATTERBERG et nous avons comme résultats :

**Tableau II.15:** Données nécessaires à la classification LCPC du SC05

Profondeur de sondage	< 80 $\mu$ m	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 5.00	<b>63 %</b>	<b>42</b>	<b>20</b>
5.00 – 8.40	<b>51%</b>	<b>42</b>	<b>21</b>
8.40 - 10.00	<b>50 %</b>	<b>38</b>	<b>18</b>



**Figure II.22 :** la position de plasticité de sondage 05 sur l'abaque de CASAGRANDE.[17]

✓ Pour le tamis 0.08 mm on a un tamisât de 50 à 63% ce qui signifie que nous sommes en présence d'un sol fin a grenu, de plus, avec une limite de liquidité supérieure à 38% pour les sols se situant de 0.00 à 10,00m avec en plus l'indice de plasticité **IP entre 18 et 21** de cette faite, nous avons des argiles peu plastiques.

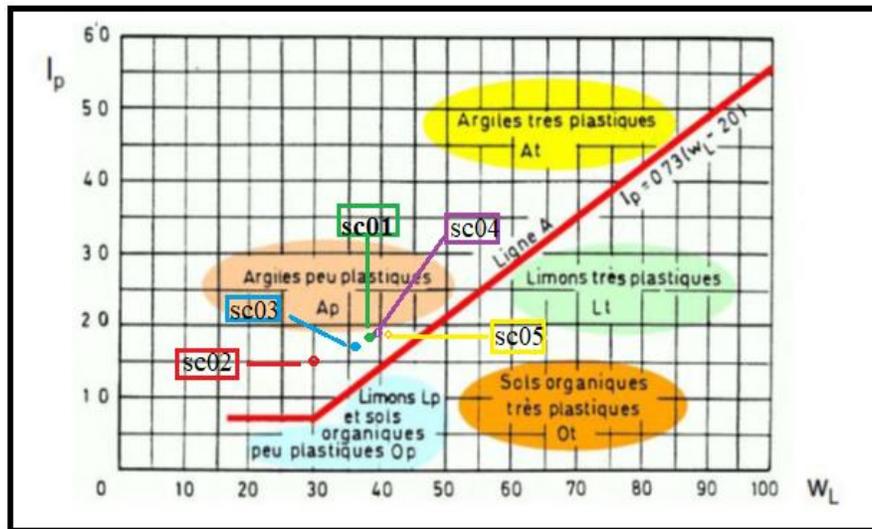


Figure II.23 : la position de plasticité des sondages sur l'abaque de CASAGRANDE.[17]

### ✓ Interprétation

- L'analyse granulométrique montre que le pourcentage des passés à 80 mm est  $68\% \geq 50\%$  qui signifie que nous sommes en présence d'un sol fin.
- De plus avec une limite de liquidité supérieure à 30 % avec un indice de plasticité  $I_p$  qui varie entre 15 et 22 selon l'Abaque de CASAGRANDE nous avons des **argiles peu plastiques** pour la plus part des sondages le long du tracé.

La classe des sols de la zone d'étude est : SA « **sable argileux** »

### II.9.2. Classification HRB [17]

C'est une classification qui se base sur une granulométrie simplifiée. Selon que le tamisât du tamis 0,08mm est supérieur ou inférieur à 35%, on distingue les sols grenus des sols fins.

Cette classification est très utilisée pour les travaux routiers (H.R.B. Highway Research Board- Bureau de recherche routier), mais n'a qu'une portée limitée dans les domaines de la mécanique des sols.

Classification générale	Au plus 35% des grains plus petits que 0,08mm						Plus 35% des grains plus petits que 0,08mm					
	A <sub>1</sub>		A <sub>3</sub>	A <sub>2</sub>				A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	
	A <sub>1a</sub>	A <sub>1b</sub>		A <sub>2-4</sub>	A <sub>2-5</sub>	A <sub>2-6</sub>	A <sub>2-7</sub>				A <sub>7-5</sub>	A <sub>7-6</sub>
Pourcentage passant:	≤ 50	≤ 30	≥ 51	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
au tamis de 2mm	≤ 30	≤ 50	≥ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
au tamis de 0,4mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
au tamis de 0,08mm												
Caractéristique de la fraction passant au tamis de 2mm												
Indice de plasticité	< 6	Impossible à déterminer	Impossible à déterminer	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11
Limite de liquidité	Impossible à déterminer	—	—	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≥ 41
Indice de groupe	0	0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20	≤ 20
Appellation générale	Cailloux Graviers Sables	Sable fin		Mélange de graviers limoneux ou argileux avec des sables limoneux ou argileux				Sols limoneux		Sols argileux		

Figure II.24: Classification H.R.B.[17]

Pour le sondage SC 01 : les caractéristiques de base de cette classification sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.16: Données nécessaires à la classification HRB du SC 01

Profondeur de sondage	< 80 μm	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 4.00	68 %	45	22
4.00 – 6.00	58 %	40	20

✓ Le tamisât à 0,08 mm étant supérieur à 35% alors nous sommes dans les sols fins, de plus avec un indice de plasticité respectant la formule ( $I_p > W_L - 30$ ) alors nous sommes en présence de sols argileux de la classe A7.6. Et avec la spécificité de l'indice de plasticité, nous pouvons dire qu'il s'agit ici d'argiles très plastiques.

❖ Pour le sondage SC 02 : les caractéristiques de base de cette classification sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II.17 : Données nécessaires à la classification HRB du SC 02

Profondeur de sondage	< 80 μm	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 3.00	51 %	31	15
3.00 – 6.30	36%	30	15
6.30 - 9.00	40 %	31	15

- ✓ Le tamisât à 0,08 mm qui est supérieur à 35%, nous sommes en présence de sols fins, de plus avec  $I_P > W_L - 30$  alors nous sommes dans la classe **A<sub>7-6</sub>**, c'est-à-dire cella des sols argileux très plastiques.
- ❖ **Pour le sondage SC 03** : les caractéristiques de base de cette classification sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.17** : Données nécessaires à la classification HRB du SC 03

Profondeur de sondage	< 80 $\mu m$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.30	<b>67 %</b>	<b>43</b>	<b>21</b>
2.30 – 6.00	<b>50%</b>	<b>35</b>	<b>18</b>
6.00 - 10.00	<b>42 %</b>	<b>32</b>	<b>16</b>

- ✓ Le tamisât à 0,08 mm qui est supérieur à 35%, nous sommes en présence de sols fins, de plus avec  $I_P > W_L - 30$  alors nous sommes dans la classe **A<sub>7-6</sub>**, c'est-à-dire cella des sols argileux très plastiques.
- ❖ **Pour le sondage SC 04** : les caractéristiques de base de cette classification sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.17** : Données nécessaires à la classification HRB du SC 04

Profondeur de sondage	< 80 $\mu m$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.00	<b>61 %</b>	<b>43</b>	<b>21</b>
2.00 – 5.40	<b>56%</b>	<b>35</b>	<b>18</b>
5.40 - 10.00	<b>63 %</b>	<b>40</b>	<b>20</b>

- ✓ Le tamisât à 0,08 mm qui est supérieur à 35%, nous sommes en présence de sols fins, de plus avec  $I_P > W_L - 30$  alors nous sommes dans la classe **A<sub>7-6</sub>**, c'est-à-dire cella des sols argileux très plastiques.
- ❖ **Pour le sondage SC 05** : les caractéristiques de base de cette classification sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.17** : Données nécessaires à la classification HRB du SC 05

Profondeur de sondage	< 80 $\mu m$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 5.00	63 %	42	20
5.00 – 8.40	51%	42	21
8.40 - 10.00	50 %	38	18

✓ Le tamisât à 0,08 mm qui est supérieur à 35%, nous sommes en présence de sols fins, de plus avec  $I_P > W_L - 30$  alors nous sommes dans la classe **A<sub>7-6</sub>**, c'est-à-dire cella des sols argileux très plastiques.

✓ **Interprétation**

D'après le tableau de la classification HRB et selon les résultats des essais en laboratoire, la part des échantillons nous donne un sol a classe de **A<sub>7-6</sub>** « sol argileux ».

### **II.9.3. Classification GTR (NF \_P 11-300)**

L'utilisation des terres en remblais est d'abord directement liée à leur classification et leur comportement lors de leur mise en place.

Il permet de définir la classe du sol à partir des résultats de plusieurs types d'essais. On distingue trois catégories d'essai :

- Les essais d'identification ou nature
- Les essais d'états
- Les essais de comportement mécanique

Nous allons analyser les différents paramètres qui permettent la classification des sols d'après leur nature.

#### **II.9.3.1. Paramètre de nature**

Ce sont des paramètres qui ne varient pas ou peu ni dans le temps, ni au cours des manipulations :

- La granularité : Le tamisât à 80  $\mu\text{m}$  : ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines et, dans une large mesure, d'évaluer leur sensibilité à l'eau. Seuils retenus :
  - 35 % : c'est le seuil au-delà duquel le comportement du sol peut être considéré comme régi par celui de la fraction fine ( $\leq 80 \mu\text{m}$ ) ;
  - 12 % : c'est un seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

- L'indice de plasticité  $I_p$  : C'est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Seuils retenus :
  - 12 : limite supérieure des sols faiblement argileux ;
  - 25 : limite supérieure des sols moyennement argileux ;
  - 40 : limite entre les sols argileux et très argileux.
- ❖ **Pour le sondage SC01** : l'analyse est réalisée à partir des caractéristiques présentées pour chaque sondage, nous allons directement analyser les données recueillies qui sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Données nécessaires à la classification GTR du SC01

Profondeur de sondage	< 80 $\mu m$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 4.00	68 %	45	22
4.00 – 6.00	58 %	40	20

- ✓ Par rapport aux données, le  $D_{max} \leq 50$  mm, nous avons le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm supérieur à 35% ainsi qu'un indice de plasticité supérieur à 20 pour les deux profondeurs, nous pouvons alors dire que nous sommes dans la classe A<sub>2</sub>(sol fin : sable fin argileux, limon, argile et marne peu plastiques arène).
- ❖ **Pour le sondage SC02** : l'analyse est réalisée à partir des caractéristiques présentées pour chaque sondage, nous allons directement analyser les données recueillies qui sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Données nécessaires à la classification GTR du SC02

Profondeur de sondage	< 80 $\mu m$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 3.00	51 %	31	15
3.00 – 6.30	36%	30	15
6.30 - 9.00	40 %	31	15

- ✓ Par rapport aux données, le  $D_{max} \leq 50$  mm, nous avons le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm supérieur à 35% ainsi qu'un indice de plasticité  $I_p = 15$  pour les trois profondeurs, nous pouvons alors dire que nous sommes dans la classe A<sub>2</sub> (sol fin : **sable fin argileux, limon, argile et marne peu plastiques arène**).

- ❖ **Pour le sondage SC03** : l'analyse est réalisée à partir des caractéristiques présentées pour chaque sondage, nous allons directement analyser les données recueillies qui sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Données nécessaires à la classification GTR du SC03

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.30	67 %	43	21
2.30 – 6.00	50%	35	18
6.00 - 10.00	42 %	32	16

- ✓ Par rapport aux données, le  $D_{\text{max}} \leq 50 \text{ mm}$ , nous avons le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm supérieur à 35% ainsi qu'un indice de plasticité supérieur à 15 pour les trois profondeurs, nous pouvons alors dire que nous sommes dans la classe A<sub>2</sub>(sol fin : sable fin argileux, limon, argile et marne peu plastiques arène).
- ❖ **Pour le sondage SC04** : l'analyse est réalisée à partir des caractéristiques présentées pour chaque sondage, nous allons directement analyser les données recueillies qui sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Données nécessaires à la classification GTR du SC04

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 2.00	61 %	43	21
2.00 – 5.40	56%	35	18
5.40 - 10.00	63 %	40	20

- ✓ Par rapport aux données, le  $D_{\text{max}} \leq 50 \text{ mm}$ , nous avons le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm supérieur à 35% ainsi qu'un indice de plasticité supérieur à 15 pour les trois profondeurs, nous pouvons alors dire que nous sommes dans la classe A<sub>2</sub>(sol fin : sable fin argileux, limon, argile et marne peu plastiques arène).
- ❖ **Pour le sondage SC0** : l'analyse est réalisée à partir des caractéristiques présentées pour chaque sondage, nous allons directement analyser les données recueillies qui sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Données nécessaires à la classification GTR du SC05

Profondeur de sondage	< 80 $\mu\text{m}$	La limite de liquidité (%)	Indice de plasticité
0.00 - 5.00	63 %	42	20
5.00 – 8.40	51%	42	21
8.40 - 10.00	50 %	38	18

✓ Le  $D_{max} \leq 50$  mm, le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm supérieur à 35% ainsi qu'un indice de plasticité supérieur à 15 pour les trois profondeurs, nous pouvons alors dire que nous sommes dans la classe  $A_2$  (sol fin : sable fin argileux, limon, argile et marne peu plastiques arène).

✓ **Interprétation**

Les essais déterminant les caractéristiques physiques de sol ont donné les résultats suivants :

- L'analyse granulométrique donne un pourcentage d'élément  $< 80 \mu m$  varie entre 36 et 68 % attestant un sol d'une granulométrie serré fin à grenu.
- La limite d'ATTERBERG donne un seuil d'indice de plasticité dans l'intervalle [12 -25] attestant un sol peu plastique (moyennement argileux)

Selon la norme **NF \_P 11-300**, le sol est classé dans la classe des sols fins (**Classe  $A_2$** )

- $A_2$  « sable fin argileuse, limon, argile et marne peu plastiques arène »

Le tableau dans la figure II.25 suivant indique la classification primaire des sols basée sur la granulométrie, leur argilosité et leur nature pétrographique.

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	
$D_{max} \leq 50$ mm et Tamisat à $80 \mu m > 35\%$	<b>A</b>	$VBS \leq 2,5^{(*)}$ ou $I_p \leq 12$	<b>A<sub>1</sub></b> Limos peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	$IPI^{(*)} \leq 3$ ou $w_n \geq 1,25 W_{OPN}$	$A_1$ th	
				$3 < IPI^{(*)} \leq 8$ ou $1,10 \leq w_n < 1,25 W_{OPN}$	$A_1$ h	
				$8 < IPI \leq 25$ ou $0,9 W_{OPN} \leq w_n < 1,1 W_{OPN}$	$A_1$ m	
				$0,7 W_{OPN} \leq w_n < 0,9 W_{OPN}$ $w_n < 0,7 W_{OPN}$	$A_1$ s $A_1$ ts	
		<b>Sols fins</b>	$12 < I_p \leq 25^{(*)}$ ou $2,5 < VBS \leq 6$	<b>A<sub>2</sub></b> Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	$IPI^{(*)} \leq 2$ ou $I_c^{(*)} \leq 0,9$ ou $w_n \geq 1,3 W_{OPN}$	$A_2$ th
					$2 < IPI^{(*)} \leq 5$ ou $0,9 \leq I_c^{(*)} < 1,05$ ou $1,1 W_{OPN} \leq w_n < 1,3 W_{OPN}$	$A_2$ h
					$5 < IPI \leq 15$ ou $1,05 < I_c \leq 1,2$ ou $0,9 W_{OPN} \leq w_n < 1,1 W_{OPN}$	$A_2$ m
					$1,2 < I_c \leq 1,4$ ou $0,7 W_{OPN} \leq w_n < 0,9 W_{OPN}$ $I_c > 1,3$ ou $w_n < 0,7 W_{OPN}$	$A_2$ s $A_2$ ts
			$25 < I_p \leq 40^{(*)}$ ou $6 < VBS \leq 8$	<b>A<sub>3</sub></b> Argiles et argiles marnieuses, limons très plastiques...	$IPI^{(*)} \leq 1$ ou $I_c^{(*)} \leq 0,8$ ou $w_n \geq 1,4 W_{OPN}$	$A_3$ th
					$1 < IPI^{(*)} \leq 3$ ou $0,8 \leq I_c^{(*)} < 1$ ou $1,2 W_{OPN} \leq w_n < 1,4 W_{OPN}$	$A_3$ h
					$3 < IPI \leq 10$ ou $1 < I_c \leq 1,15$ ou $0,9 W_{OPN} \leq w_n < 1,2 W_{OPN}$	$A_3$ m
					$1,15 < I_c \leq 1,3$ ou $0,7 W_{OPN} \leq w_n < 0,9 W_{OPN}$ $I_c > 1,3$ ou $w_n < 0,7 W_{OPN}$	$A_3$ s $A_3$ ts
	$I_p > 40^{(*)}$ ou $VBS > 8$	<b>A<sub>4</sub></b> Argiles et argiles marnieuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique			
			$A_4$ th			
			$A_4$ h			
			$A_4$ m $A_4$ s			

Figure II.25: classification des sols fins selon GTR.

**II.10. Classe de qualité des sols [18]**

La qualité d'un sol dépend des deux paramètres ci-après :

- La nature géotechnique du sol, et donc de l'identification géotechnique préalablement réalisée et présentée ;
- Les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales, ce qui influence grandement la portance des sols.

**II.10.1. Nature géotechnique du sol [18]**

On distingue, selon les conditions présentées dans la classification ci-dessous, si la qualité est bonne ou mauvaise et selon les modalités du figure (II.26) ; les classes de qualité QSi de sols sont données ci-après :

- QSO : Sols "impropres" à la réalisation d'une plate-forme correcte et nécessitant certaines mesures confortatives (substitution du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, utilisation de géotextiles, renforcement par pieux, etc.). Pour cette raison, ces sols ne sont pas mentionnés ici lors du dimensionnement des couches d'assise et des couches de forme.
- QS1 : Sols "médiocres" acceptables tels quels, dont on doit toujours se préoccuper du bon drainage. Ces sols peuvent, éventuellement, être transformés en sols de meilleure qualité par un traitement approprié (traitement aux liants, par exemple).
  - QS2 : Sols "moyens".
  - QS3 : "Bons" sols.

Classification des sols (identification géotechnique)	Classe de qualité des sols
0.1 Sols organiques 0.2 Sols fins (comportant plus de 15 % de fines (1)) foisonnés, humides et donc non compactables 0.3 Sols thixotropes (2) (quick-clay par exemple) 0.4 Sols comportant des matériaux solubles (sel gemme ou gypse) 0.5 Sols comportant des matériaux polluants (déchets industriels, par exemple) 0.6 Sols modes "minéraux organiques" (2).	Q50
1.1 Sols comportant plus de 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2) 1.2 Roches très évolutives Par exemple : - Craies de $p_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ et de friabilité forte - Marnes - Schistes altérés	Q81
1.3 Sols comportant de 15 à 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2) 1.4 Roches évolutives Par exemple : - Craies de $p_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ et de friabilité faible - Schistes non altérés 1.5 Roches tendres Par exemple : Si microdeval en présence d'eau (MDE) $> 40$ et Los Angeles (L.A) $> 40$	Q51 (3)
2.1 Sols comportant de 5 à 15 % de fines (1) 2.2 Sols comportant moins de 5 % de fines (1) mais uniformes ( $C_u \leq 6$ ) 2.3 Roches moyennement dures Par exemple : Si $25 < \text{MDE} \leq 40$ et $30 < \text{LA} \leq 40$	Q52 (2)
3.1 Sols comportant moins de 5 % de fines (1) 3.2 Roches dures Par exemple : Si $\text{MDE} \leq 25$ et $\text{LA} \leq 30$	Q53

Figure II.26 : Les quatre classes de qualité QSi de sols.[18]

✓ D’après la figure (II.26) le sol est classé dans la catégorie Q51 « sol médiocre », car dans son ensemble il contient plus de 40% de fines.

### II.10.2. Conditions hydrogéologiques et hydrologiques [18]

En général, on dit que les conditions hydrologiques et hydrogéologiques sont bonnes lorsqu’elles respectent les conditions qui suivent :

- La couche du sol considéré est hors des toute nappe naturelle ;

- La plate-forme n'est pas le siège de percolation naturelle nocive transversal, longitudinal ou vertical ;
- Les eaux de pluie sont évacuées correctement de la plate-forme et les dispositifs longitudinaux ou transversaux de drainage sont en bon état de fonctionnement.

Tout en précisant que si l'une de ces conditions n'est pas remplie, les conditions hydrologiques et hydrogéologiques seront considérées comme mauvaises.

## **II.11. Localisation des zones à risques**

Nous distinguons quatre types de risque pour la même zone à savoir :

### **II.11.1. Le risque d'agressivité chimique du sol [19]**

Tous les résultats des analyses chimiques du sol réalisé au niveau des échantillons prélevés des sondages ont révélé la présence de sulfates, les teneurs en sulfates varient entre 1.02 et 3.98, ce qui représente un environnement à un risque d'agressivité chimique forte vis-à-vis du béton de l'infrastructure des ouvrages.

À cet effet, il y'a lieu de prendre des dispositions particulières pour la confection du béton de l'infrastructure.

### **II.11.2. Le risque de dissolution lié à la présence de gypse [19]**

Le risque lié à la présence de formations gypsifères est la dissolution de cette formation en contact avec l'eau ou présence de vide créant une instabilité sous ouvrages traduite par affaissement lent ou brutal.

Lors de la visite, ils ont constaté l'apparition de fissures après excavation de fouilles pour prélèvement dues éventuellement à une présence de vides de petite taille provoquant l'affaissement après excavation.

### **II.11.3. Le Risque de gonflement [19]**

D'après les essais œdométriques le sol n'est pas gonflant en surface, mais il est peu gonflant à gonflant en profondeur néanmoins il est recommandé de protéger l'assise de remblai et ouvrage contre les infiltrations d'eau afin d'éviter.

#### **II.11.4. Le Risque de compressibilité [19]**

Le sol selon les essais œdométriques est peu compressible à compressible cela va être confirmé par le calcul de tassement sous remblai et fondation d'ouvrage hydraulique.

### **II.12. Conclusion**

Dans ce chapitre nous pouvons conclure que :

La zone d'étude appartient au Sahara Nord- Est septentrional Algérien, géologiquement, elle est formée de deux unités structurales ; le socle précambrien composé de roches éruptives et métamorphiques, surmontées par des milliers de mètres de couches sédimentaires allant du Cambrien jusqu'au Quaternaire.

La géologie régionale est résumée en trois points suivants :

- ✓ Les terrains paléozoïques affleurent au Sud, entre les plateaux du Tademaït et Tinghert et le massif du Hoggar ;
- ✓ Les terrains du Mésozoïque et du début du Cénozoïque constituent l'essentiel des affleurements des bordures ;
- ✓ Les dépôts continentaux tertiaires et quaternaires occupent le centre de la cuvette.
- ✓ La continuité latérale n'est pas assurée ce qui se traduit par une grande hétérogénéité dans un espace limité.
- ✓ De point de vue lithologique, on remarque une dominance évaporitique en surface, puis une tendance vers le facies carbonaté en profondeur.

Le Système aquifère de la zone d'étude sont regroupe trois énormes réservoirs d'eau souterraine ; le Continental Intercalaire (CI) et le Complexe Terminal (CT) et chatte

Le terrain est classé en zone 0 de sismicité négligeable, d'après la classification RPA99.

À travers les essais au laboratoire où il a été constaté ce qui suit :

- Le prélèvement du niveau piézométrique montre l'accumulation des eaux à 4 m de profondeur ;
- L'analyse granulométrique dénote 68 % de sol fin et 36% des particules grenu selon les classifications du GTR et LCPC, et des sols fins selon la classification HRB.
- Un sol peu plastique indiqué par la limite d'ATTERBERG selon les classifications du LCPC, HRB et GTR ;
- Le sol supporte est de qualité médiocre d'après U.I.C.
- D'après l'essai de cisaillement, le sol est d'un état ferme
- Un sol moyennement compressible à assez compressible est peu gonflant à gonflant selon l'essai œdométrique
- D'après les résultats des analyses chimiques du sol réalisé ont révélé la présence de sulfates.

Enfin, nous pouvons conclure que la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins compressibles et gonflants. En plus, la présence de sulfate qui représente un risque d'agressivité chimique forte vis-à-vis du béton des ouvrages de l'infrastructure, donc il est nécessaire de procéder à une étude détaillée de stabilité.

### **III.1. Introduction**

La stabilité des ouvrages en terre (remblais, déblais et digues) est un problème qui préoccupe les géotechniciens. Lors du dimensionnement d'une voie ferrée, deux éléments importants sont à considérer ; « La capacité portante » et « le tassement ». Dans ce chapitre on devra se préoccuper d'analyser la capacité portante du sol pour les trois unités, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par l'ouvrage (charge de remblais et la charge de la voie ferrée). Deuxièmement, on doit vérifier les tassements sous l'ouvrage (remblais et train). Finalement on doit assurer et justifier la stabilité par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les propriétés mécaniques des sols et, d'autre part, les sollicitations appliquées.

### **III.2. Principe de dimensionnement [18]**

Pour dimensionner une structure ferroviaire, il n'existe pas de méthode proprement dite, c'est beaucoup plus une approche basée sur l'expérience et les ressources locales en termes de matériaux. En d'autres termes, pour parvenir à la réalisation de ce type de structure, on se réfère aux documentations et aux guides qui ont été réalisés à la base des travaux réalisés au fil du temps, mais aussi se conformer aux réalités que nous imposent les sols en place.

Plusieurs pays adoptent des réglementations différentes, voilà pourquoi il a été élaboré la réglementation de « l'Union Internationale de Chemin de fer (U.I.C) ». Cette réglementation vise à spécifier quelques paramètres de bases dont nous avons besoin pour aspirer à dimensionner ce genre de structure.

Trois paramètres fondamentaux sont à considérer :

- Le classement géotechnique des sols supports ;
- La profondeur de la pénétration du gel dans le sol ;
- Les conditions hydrauliques de la plate-forme, c'est-à-dire la position de la nappe phréatique dans le terrain par rapport à la cote du projet.

#### **III.2.1. Les méthodes de classification**

D'après le chapitre II, le sol est classé comme suit :

Tableau III.1 : la classification de sol selon les différentes méthodes

Classification LCPC	Classification HRB	Classification GTR
SA1	A <sub>7,6</sub>	A2

### III.2.2. Classification de la portance de la plate-forme [18]

Pour classer les plates-formes, il convient :

- Tout d'abord d'apprécier la classe de qualité de chaque sol composant la plate-forme ;
- Puis d'apprécier la classe de portance de la plate-forme complète à savoir, la couche de forme et sol sous-jacent .

#### a) Classe de qualité des sols

D'après le chapitre II, le sol est classé dans la catégorie QS1 « sol médiocre », car dans son ensemble il contient plus de 40 % de fines.

#### b) Classe de portance de la plate-forme

La classe de portance de la plate-forme se détermine selon les modalités de la Figure(III.1) à partir :

- De la classe de qualité du sol support,
- De la qualité et de L'épaisseur de la couche de forme.

En fonction de ces paramètres, on distingue les trois classes de portance de plates-formes suivantes :

- P1 : plate-forme "médiocre",
- P2 : plate-forme "moyenne",
- P3 : plate-forme "bonne"

Classe de qualité du sol	Classe de portance envisagée pour la plate-forme	Couche de forme à mettre en oeuvre pour obtenir cette classe de portance	
		Qualité	Epaisseur minimale : "e <sub>f</sub> " (en mètres) (voir figure 15)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

**Figure III. 1** : Les classes de portance envisagée pour la plate-forme.[18]

Avec la catégorie de notre sol support QS1 il n'est pas possible de réaliser la couche de forme avec les matériaux constituant le sol support, car il médiocre du point de vue géotechnique donc nous sommes obligés de, soit de le traité (à la chaux, bitume, etc.).

### c) Types des plates-formes

Pour la détermination du type de plateforme, donc la totalité des couches qui composera la structure on va se référer a la figure (II.2)

étant donné que notre sol support QS1 est de mauvaise qualité, on adopte la plate-forme PF1, la figure ci-dessous présente les types des plates-formes.

Classe de qualité du sol sup. de la plateforme	S <sub>1</sub> (Sol "mauvais")	S <sub>2</sub> (Sol "moyen")	S <sub>3</sub> ("Bon" sol)
PF <sub>1</sub> (plateforme "mauvaise")			
PF <sub>2</sub> (plateforme "moyenne")			
PF <sub>3</sub> ("bonne" plateforme)			

(1) Seulement lorsque la couche de forme est en sol traité ou en sol S 2

Figure II. 2 : Type des plates-formes de la SNCF.[20]

### III.2.3. Sensibilité au gel des sols [18]

On peut diviser les sols en trois classes, selon leur degré de sensibilité au gel, à savoir :

- Sols insensibles au gel ; on considère un sol insensible au gel, lorsque le gel et le dégel face à ce dernier n'occasionnent pas de déformations inacceptables du nivellement de la voie.
- Sols sensibles au gel ;
- Sols très sensibles au gel.

On considère un sol sensible ou très sensible au gel, sol pour lequel la formation de lentilles de glaces, observée sous certaines conditions de teneur eau et de la température, est la cause de désordres inacceptables des nivellements longitudinaux et transversaux de la voie.

Pour les classes granulaires élémentaires, la sensibilité au gel s'apprécie au moyen du tableau ci-dessous :

Tableau III.2: Sensibilité au gel des diverses classes granulaires de sols.

Classe de sensibilité au gel	Classe granulaire de sols
Insensible au gel	Gravier Sable
Sensible au gel	Argile
Très sensible au gel	Limon

✓ **Remarque :**

Le sol support est constitué des argiles, par conséquent il est sensible au gel ; mais du point de vue climatologique le problème de gel et dégel ne peut avoir lieu dans notre structure compte tenu des températures moyennes pendant les périodes d'hiver.

**III.2.4. Détermination de l'épaisseur des couches**

Les épaisseurs des couches trouvées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Tableau regroupant les épaisseurs des couches.

Épaisseur des couches en fonction du type de sol le long de la ligne				
Classification U.I.C		Ballast (cm)	Sous couches (cm)	Couche de Forme (cm)
Sol Support (cm)	Couche de Forme (cm)			
S1	S1	35	55	30

**III.3. Méthodes de calcul de la capacité portante**

En a deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes «C,  $\Phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite  $P_L$  du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe  $QC$  du pénétromètre dynamique. Dans notre cas en utilisent les résultats d'essais au laboratoire.[17]

❖ **À partir des essais au laboratoire [17]**

La contrainte admissible du sol est donnée par la formule suivante :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{q_u - \gamma D}{F} \dots \dots \dots (III.1)$$

$q_a$ : Contrainte admissible du sol.

D : Ancrage des fondations.

$\gamma$  : Poids volumique apparent du sol humide t/m<sup>3</sup>.

$q_u$  : Contrainte ultime du sol.

F : facteur de sécurité  $\geq 3$ .

Avec :

$$q_u = S_C C N_C + \frac{1}{2} S_\gamma B N_\gamma + S_q \gamma D N_q \dots \dots (III.2)$$

Avec

$$S_C = 1 + 0.2 B/L \dots \dots \dots (III.3)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.2 B/L \dots \dots \dots (III.4)$$

$$S_q = 1 \dots \dots \dots (III.5)$$

$N_C, N_\gamma, N_q$  : Sont des paramètres sans dimension dépendant de l'angle de frottement  $\phi$ .

B : largeur du remblai

D : Profondeur d'ancrage à partir de la cote basse du terrain naturel.

C : cohésion considérée.

**III.4. Étude des tassements du sol de fondation [4]**

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

**III.4.1. Principe de calcul des tassements [4]**

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI et sur l'essai

œdométrique. 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.

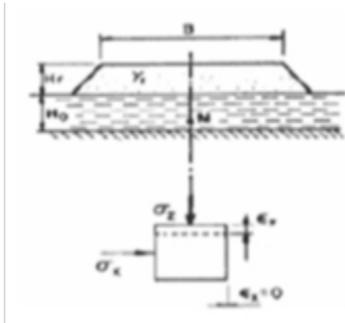
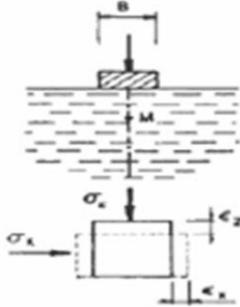
Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables. En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables 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.

À cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : remblais routiers de grandes largeurs, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires.

**III.4.2. Les principales méthodes de calcul des tassements [4]**

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

**Tableau III.4 :** Principales méthodes de calcul des tassements. [4]

Méthode œdométrique	Méthode Pressiométrique
<p><b>Ouvrages concernés</b> Les remblais de grandes Dimensions :</p> 	<p><b>Ouvrages concernés</b> Fondation ponctuelle ou linéaire :</p> 

**III.4.2.1 Méthode des couches**

On considère le tassement final, le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en  $n$

couches de hauteur  $H_i$ . On effectue des essais œdométriques sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon on détermine les indices de gonflement et de compression et  $c_c$  et  $c_g$  ainsi que la pression de pré consolidation  $\sigma'_p$ . On calcul, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux  $\sigma'_{v0}$  et la variation de contrainte due aux travaux réalisés  $\Delta\sigma'_z$ . [21]

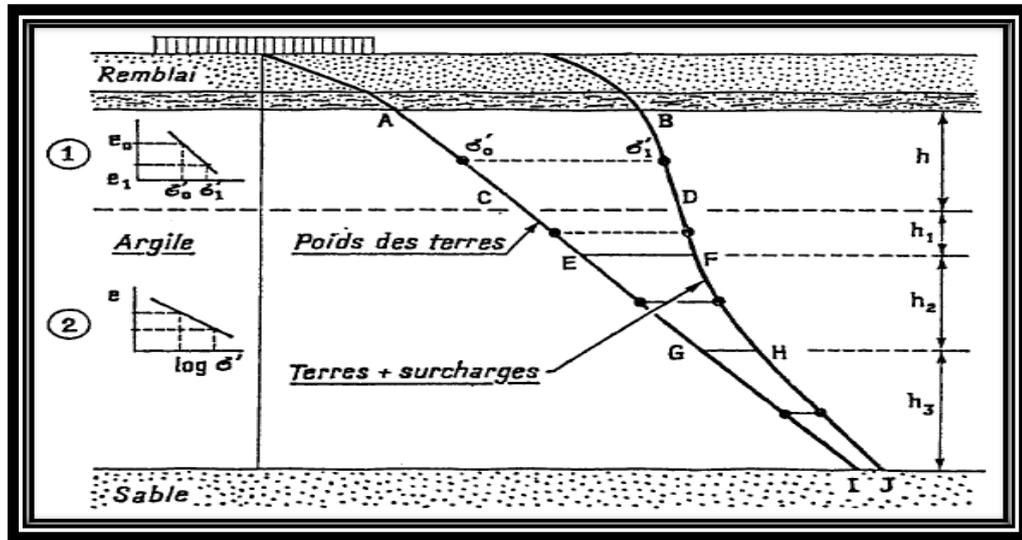


Figure III.3 : Calcul des tassements – Méthode des couches.[21]

On suppose que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

On calcul dans le tassement  $s_i$  de chacun des  $n$  couchent à l'aide les relations suivantes :

➤ Lorsque  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$  : le sol est dit normalement consolidé. Le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 \left[ \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \right] \dots\dots\dots (III.6)$$

➤ Lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 \left[ \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \right] \dots\dots\dots (III.7)$$

Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$ , le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 \left[ \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \right] \dots\dots\dots (III.8)$$

➤ Lorsque  $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$  : le sol est dit sousconsolidé. Le tassement est donné par la relation

$$S = H_0 \left[ \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \right] \dots\dots\dots (III.9)$$

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} S_i \dots\dots\dots (III.10)$$

**III.4.3. Application pour le cas d'étude**

Les propriétés mécaniques des matériaux adoptés pour les calculs sont pressantes dans le tableau au-dessous :

**Tableau III.5 : Les propriétés mécaniques des matériaux.**

Paramètres	Remblais	Sable argileux	Marne compacte	Sable marneux
$\gamma \left(\frac{KN}{m^3}\right)$	20	19.1	18.4	19.2
C (Kpa )	5	22	29	11
$\varphi^\circ$	30	11	16	27

**III.4.3.1. Calcul de la capacité portante et la contrainte admissible du sol**

$$q_u = S_c C N_c + \frac{1}{2} S_\gamma B N_\gamma + S_q \gamma D N_q$$

C : la cohésion

$\gamma$  : Le poids volumique

B : la largeur de fondation

D : encastrement

$N_c, N_q$  et  $N_\gamma$  : les coefficients de portance

$s_\gamma, s_c, s_q$ : Les coefficients de forme

Les paramètres sont résumés dans le tableau au-dessous :

**Tableau III.6 :** Les paramètres pour les calculent.

Ancrage (m)	B (m)	L(m)	C(Kpa)	$\varphi^\circ$	$\gamma \left(\frac{KN}{m^3}\right)$
1.5	40	100	11	22	19.1

Pour calcule les coefficients  $s_\gamma$ ,  $s_c$  et  $s_q$ , le tableau au-dessous résumé l'équation de calcule.

**Tableau III.7:** les coefficients  $s_\gamma$ ,  $s_c$  et  $s_q$

Fondations	Rectangulaires
$S_\gamma$	$1 - 0.2 \frac{B}{L}$
$S_c$	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$
$S_q$	1

$$s_\gamma = 0.92 \dots\dots\dots (III.11)$$

$$s_c = 1.08 \dots\dots\dots (III.12)$$

Les coefficients de portance d'après DTU 13.12,  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , sont présenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.8 :** les paramètres de portance

$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
14.80	6.40	3.50

$$q_u = (1.08 \times 11 \times 14.80) + (0.5 \times 0.92 \times 19.1 \times 40 \times 3.50) + (1 \times 19.1 \times 1.5 \times 6.4)$$

$$q_u = 1589.22 \text{ Kpa}$$

$$q_u = 15.89 \text{ bar} \dots\dots\dots (III.13)$$

➤ Selon Amar et Jezequel (1994), la contrainte admissible sous une fondation est égale  $q/(15\text{à}20)$ .

$$q_{adm} = \frac{q_u}{15} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$q_{adm} = 1.06 \text{ bar} \dots\dots\dots (III.15)$$

**III.4.3.2. Calcul de tassement sous le remblai**

**A. Vérification des calculs réalisés par le laboratoire**

$$q = q_{ad} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$q = 1.06 \text{ bar} \dots\dots\dots (III.17)$$

On calcul le tassement pour les 3 couches

❖ **Couche N°1: H<sub>0</sub> =4m**

✓ Sol sur consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$ , le tassement est donné par la relation

$$s = H_0 \left[ \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \right] \dots\dots\dots (III.18)$$

$$s = 4 \left[ \frac{0.0176}{1+0.867} \cdot \lg\left(\frac{0.382+0.519}{0.382}\right) \right] = 0.013 \text{ m} \dots\dots\dots (III.19)$$

❖ **Couche N°2 : H<sub>0</sub> = 6m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidés

$$S = H_0 \frac{Cc}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (III.20)$$

$$S = 6 \cdot \frac{0.1932}{1+0.813} \cdot Lg \frac{1.684 + 0.487}{1.684} = 0.072 \text{ m} \dots\dots\dots (III.21)$$

❖ **Couche N°3 : H<sub>0</sub> = 16m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidés

$$S = H_0 \frac{Cc}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (III.22)$$

$$S = 16 \cdot \frac{0.1932}{1+0.865} \cdot \text{Lg} \frac{3.244 + 0.371}{3.244} = 0.078\text{m} \dots\dots\dots (III.23)$$

Les résultats des calculs résumés dans le tableau ;

**Tableau III.9** : les résultats des calculs du tassement.

<b>H(m)</b>	<b>Z (m)</b>	<b>K</b>	<b>Δ'σ(bars)</b>	<b>σ<sub>v0'</sub>(bars)</b>	<b>σ<sub>v'</sub> (bars)</b>	<b>P<sub>c</sub>(bar)</b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>e<sub>0</sub></b>	<b>s (cm)</b>
<b>4</b>	<b>2</b>	<b>0.49</b>	<b>0.519</b>	<b>0.382</b>	<b>0.901</b>	<b>1.20</b>	<b>0,2198</b>	<b>0.867</b>	<b>1.3</b>
<b>6</b>	<b>5</b>	<b>0.46</b>	<b>0.487</b>	<b>1.684</b>	<b>2.171</b>	<b>0.88</b>	<b>0,1932</b>	<b>0.813</b>	<b>7.2</b>
<b>16</b>	<b>11</b>	<b>0.35</b>	<b>0.371</b>	<b>3.244</b>	<b>3.615</b>	<b>1.15</b>	<b>0,1932</b>	<b>0.865</b>	<b>7.8</b>
									<b>16.3</b>

✓ Interprétation

La vérification de calcul des tassements réaliser par le laboratoire sous les remblais nous a donné une valeur de tassement maximal de 16.3 cm qui est jugé inadmissible.

**B. Calcul de tassement en présence de remblai**

$$q = \gamma \cdot h \dots\dots\dots (III.24)$$

$$q = 20 \times 7.426$$

$$q = 148.52 \text{ kpa}$$

$$q = 1.485 \text{ bar} \dots\dots\dots (III.25)$$

On calcul le tassement pour les 3 couches

❖ **Couche N°1: H<sub>0</sub> =4m**

✓ Sol sur consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta'\sigma > \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation :

$$s = H_0 \left[ \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \text{lg} \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \text{lg} \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) \right] \dots\dots\dots (III.26)$$

$$s = 4 \cdot \left[ \frac{0.0176}{1+0.867} \cdot \text{lg} \left( \frac{1.20}{0.682} \right) + \frac{0.2198}{1+0.867} \cdot \text{lg} \left( \frac{0.68+0.73}{1.20} \right) \right] = 0.036 \dots\dots (III.27)$$

❖ **Couche N°2 : H<sub>0</sub> = 6m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidé

$$S = H_0 \frac{Cc}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma'}{\sigma_{v0}'} \dots\dots\dots (III.28)$$

$$S = 6 \cdot \frac{0.1932}{1+0.813} \cdot Lg \frac{1.98 + 0.68}{1.98} = 0.078m \dots\dots\dots (III.29)$$

❖ **Couche N°3 : H<sub>0</sub> = 16m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidés

$$S = H_0 \frac{Cc}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma_{v0}' + \Delta\sigma'}{\sigma_{v0}'} \dots\dots\dots (III.30)$$

$$S = 16 \cdot \frac{0.1932}{1+0.865} \cdot Lg \frac{3.54 + 0.518}{3.54} = 0.08m \dots\dots\dots (III.31)$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant ;

**Tableau III.10 : les résultats des calculs du tassement**

H(m)	Z (m)	K	$\Delta'\sigma$ (bars)	$\sigma_{v0}'$ (bars)	$\sigma_{v0}'$ (bars)	$P_c$ (bar)	$C_c$	$e_0$	s (cm)
4	2	0.49	0.73	0.68	1.41	1.20	0,2198	0.867	3.6
6	5	0.46	0.680	1.98	2.66	0.88	0,1932	0.813	7.8
16	11	0.35	0.518	3.54	4.06	1.15	0,1932	0.865	8.00
									19.4

✓ Interprétation

Le calcul des tassements sous remblai nous a donné une valeur de tassement maximal de 19.4 cm ce dernier est jugé inadmissible, comparer au déplacement admissible de l’U.I.C qui est 6 cm.

**C. Cas de la charge de train**

$$q = \gamma \cdot h + p \dots\dots\dots (III.32)$$

avec

p : la charge de train

$$q = (20 \times 7.426) + 30$$

$$q = 178.52 \text{ kpa}$$

$$q = 178.52 \text{ bar} \dots\dots\dots (III.33)$$

On calcul le tassement pour les 3 couches

❖ **Couche N°1: H<sub>0</sub> =4m**

✓ Sol sur consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma > \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation :

$$S = H_0 \left[ \frac{c_s}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{c_c}{1+e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \right] \dots\dots\dots (III.34)$$

$$S = 4 \cdot \left[ \frac{0.0176}{1+0.867} \cdot \lg\left(\frac{1.20}{0.982}\right) + \frac{0.2198}{1+0.867} \cdot \lg\left(\frac{0.982+0.874}{1.20}\right) \right] = 0.082.. (III.35)$$

❖ **Couche N°2 : H<sub>0</sub> = 6m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidés

$$S = H_0 \frac{c_c}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (III.36)$$

$$S = 6 \cdot \frac{0.1932}{1+0.813} \cdot Lg \frac{2.284+0.821}{2.284} = 0.085m \dots\dots\dots (III.37)$$

❖ **Couche N°3 : H<sub>0</sub> = 16m**

✓ Sol sous consolidé :

On a  $\sigma'_{v0} > P_c$  le sol est dit sous consolidés

$$S = H_0 \frac{c_c}{1+e_0} \cdot Lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (III.38)$$

$$S = 16 \cdot \frac{0.1932}{1+0.865} \cdot Lg \frac{3.844+0.6248}{3.844} = 0.096m \dots\dots\dots (III.39)$$

Les résultats des calculs résumés dans le tableau ;

Tableau III.11 : les résultats des calculs du tassement

H(m)	Z (m)	K	$\Delta'\sigma$ (bars)	$\sigma_{v0}'$ (bars)	$\sigma_{v'}$ (bars)	$P_c$ (bar)	$C_c$	$e_0$	s (cm)
4	2	0.49	0.874	0.982	1.856	1.20	0,2198	0.867	8.2
6	5	0.46	0.821	2.284	3.105	0.88	0,1932	0.813	8.5
16	11	0.35	0.6248	3.844	4.468	1.15	0,1932	0.865	9.6
									26.3

✓ Interprétation

Les tassements trouvés en présence de trafic ferroviaire est de l'ordre 26.3 cm, donc, on peut très bien constater que nous sommes dans la marge de déplacement inadmissible qui dépasse 6 cm.

Tableau III.12: Résultats de calcul de tassement.

Résultats de calcul de tassement (cm)		
Cas de capacité portante	Cas de charge de remblais	Cas de charge de train
16.3	19.4	26.3

### III.5. La nature de glissement

Soit à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique  $\gamma$ , de caractéristiques  $C$  et  $\phi$ , qui présente un talus incliné d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale et de hauteur  $H$ . Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle qui passe par le pied.[7]

- Les cercles de pied de talus qui recourent le talus à son pied on peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que les points le plus bas sont situés au-dessus ou au-dessous du niveau du pied.[10]

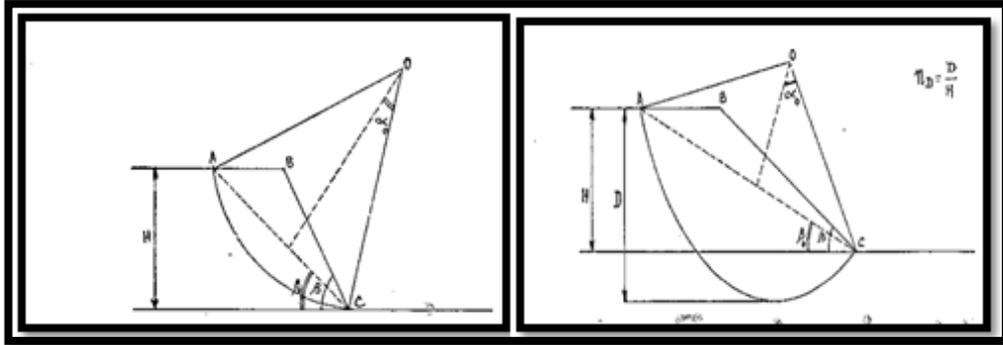


Figure III.4: Les cercle de pied de talus [10]

- Les cercles de flanc de talus, le point bas du cercle ont parfois sa position fixée par une couche résistante située peu en dessous du niveau du pied ; dans ces conditions, le cercle recoupe le talus dans la pente, au-dessus du pied.[10]

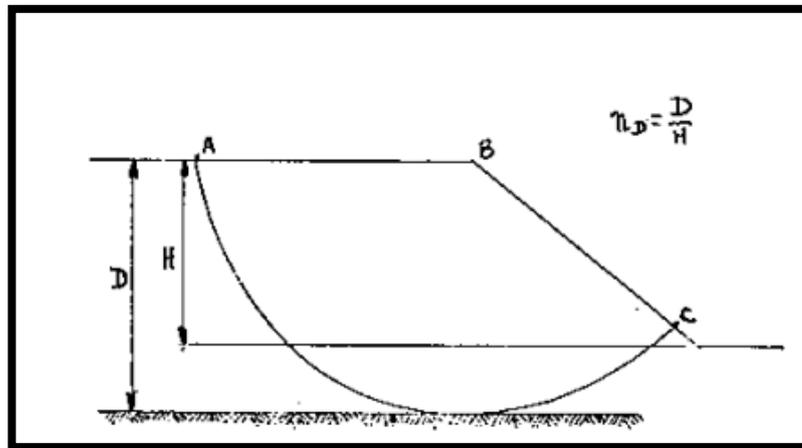
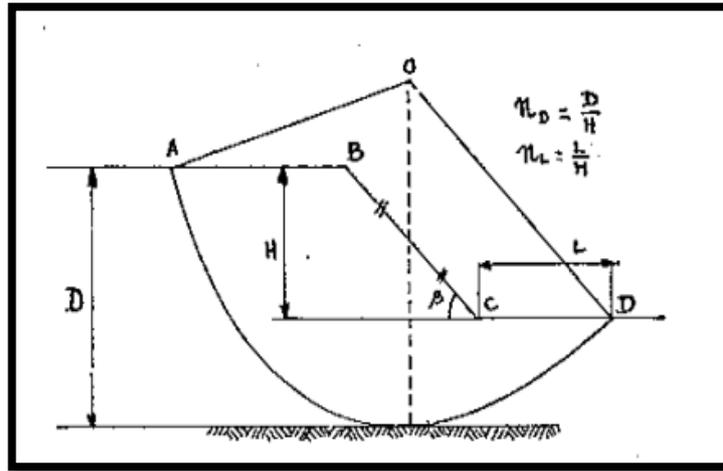


Figure III.5 : Les cercles de flanc de talus [10]

- Les cercles de rupture profonde qui englobent une large masse de terrain on peut montrer que dans ce cas, le centre O des cercles doit être situé à la verticale du milieu du talus. Ceux qui expliquent le nom de cercle à mi-pente qu'on leur donne parfois. [10]



**Figure III.6 :** les cercles à mi-pente [10]

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres.

$$D = n_D \cdot H \text{ et } L = n_L \cdot H$$

Pour la détermination des allures des ruptures on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. Avant de parler de cet abaque, on doit définir quelques paramètres qui s'appellent paramètres réduits :  $\varphi$ ,  $c$  telles que ces paramètres pour lesquels le talus sera sur le point de se rompre. Des abaques ont été conçus pour déterminer ces paramètres. [7]

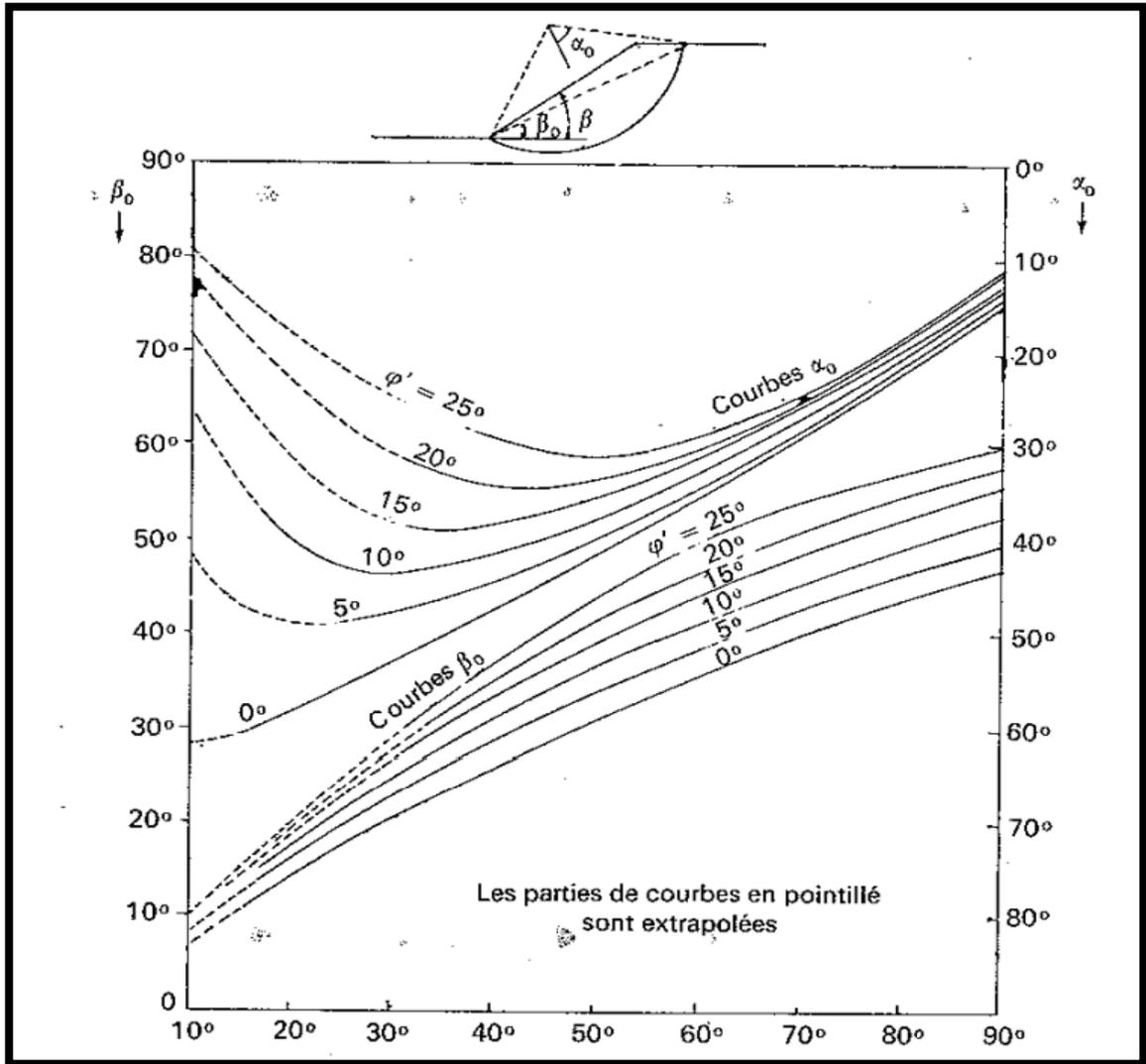


Figure III.7 : L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.[10]

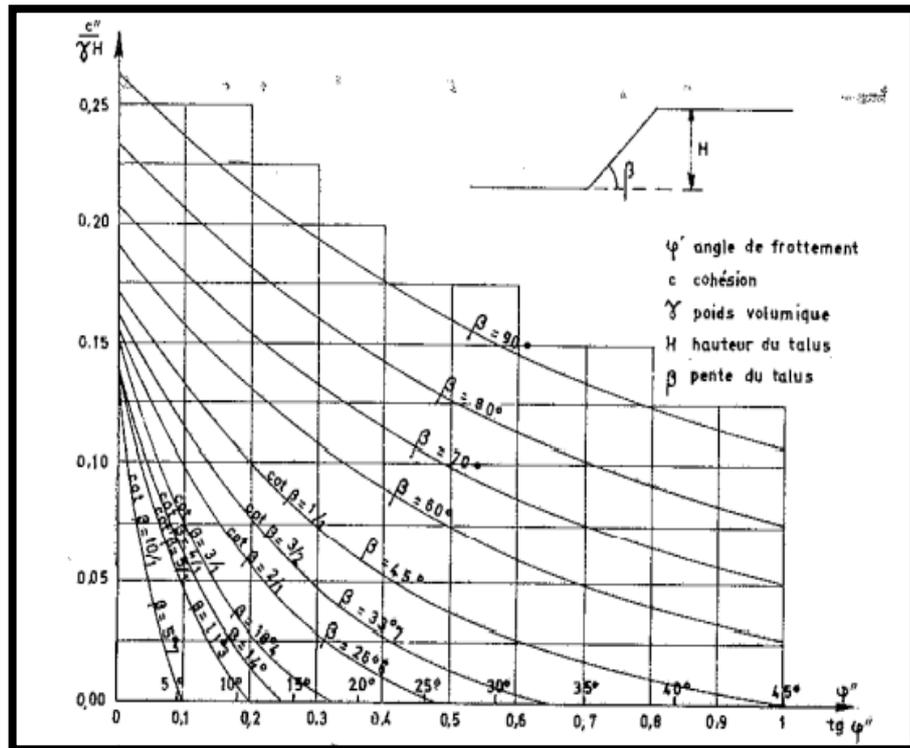


Figure III.8 : l'abaque pour  $C' / \gamma h = f(\varphi'')$ . [10]

### III.5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique

Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique. Méthode pour s'assurer que nous avons le minimum. Localisation approximative du centre de cercle critique. Une bonne méthode pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contour de  $F_S$ . Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun [7].

- Tous les cercles passent par un même point ;
- Tous les cercles tangents à une même élévation ;
- Tous les cercles ont le même rayon.

### III.5.2. Guide pour la localisation du cercle critique

- Le cercle de rupture passe par Le Pied de La Pente

Le cercle de glissement passe par le pied de la pente si la friction est grande par rapport à la cohésion, cercle élevé (cercle en pieds), si  $\Phi = 0$ , mais  $C_u$  augmente rapidement avec la profondeur. Si la valeur de la pente abrupte  $b > 53^\circ$ .

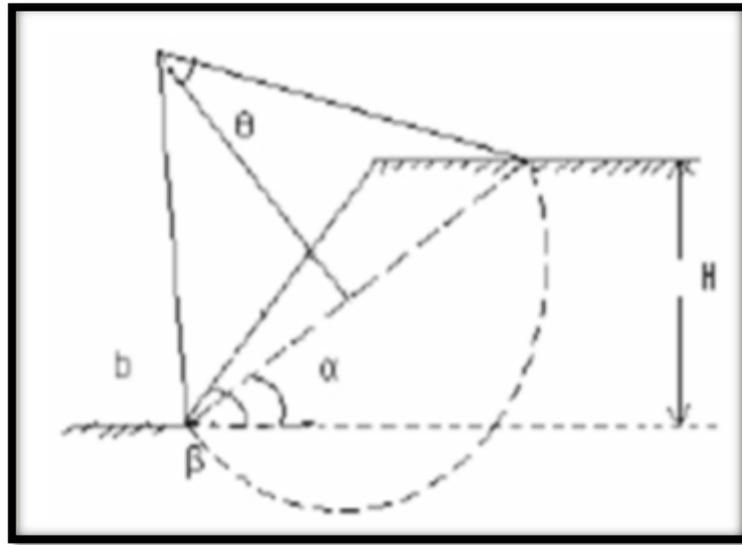
- Cercle profond dans d'autres Cas

Si on est en présence d'une couche molle, le cercle est au fond de la couche molle.

Si  $\Phi = 0$  et  $C_u$  diminue avec la profondeur, le cercle est au fond de la couche molle. [7]

### III.5.3. Application pour le cas étudié

D'après les résultats qu'on a obtenus (valeur de  $C$  et  $\Phi$ ), on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, d'où il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tels que  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  qui prend en considération la valeur de  $\Phi \neq 0$  ;  $C' \neq 0$  et  $\beta < 53^\circ$ .



**Figure III.9:** cercle du pied pour le talus doux.[7]

Pour le calcul du coefficient de sécurité, on applique la méthode des tranches (FILLINUS et Bishop) pour deux cas secs et saturés qui nous donne la possibilité de voir l'effet des conditions hydrogéologiques sur la stabilité de remblai.

- **Calcul à long terme ( $\varphi = 25^\circ$ )**

La première étape consiste à déterminer la forme géométrique de la zone susceptible de glisser, c'est-à-dire trouver les couples  $\beta_0$  et  $\alpha_0$  qui nous permettent de tracer le cercle de glissement et la détermination du rayon  $R$ .

En utilisant l'abaque ci-dessous qui représente  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  en fonction de l'angle de talus  $\beta$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$ , qui nous donne les valeurs suivantes :

**$\beta_0 = 19^\circ$  et  $\alpha_0 = 19^\circ$ .**

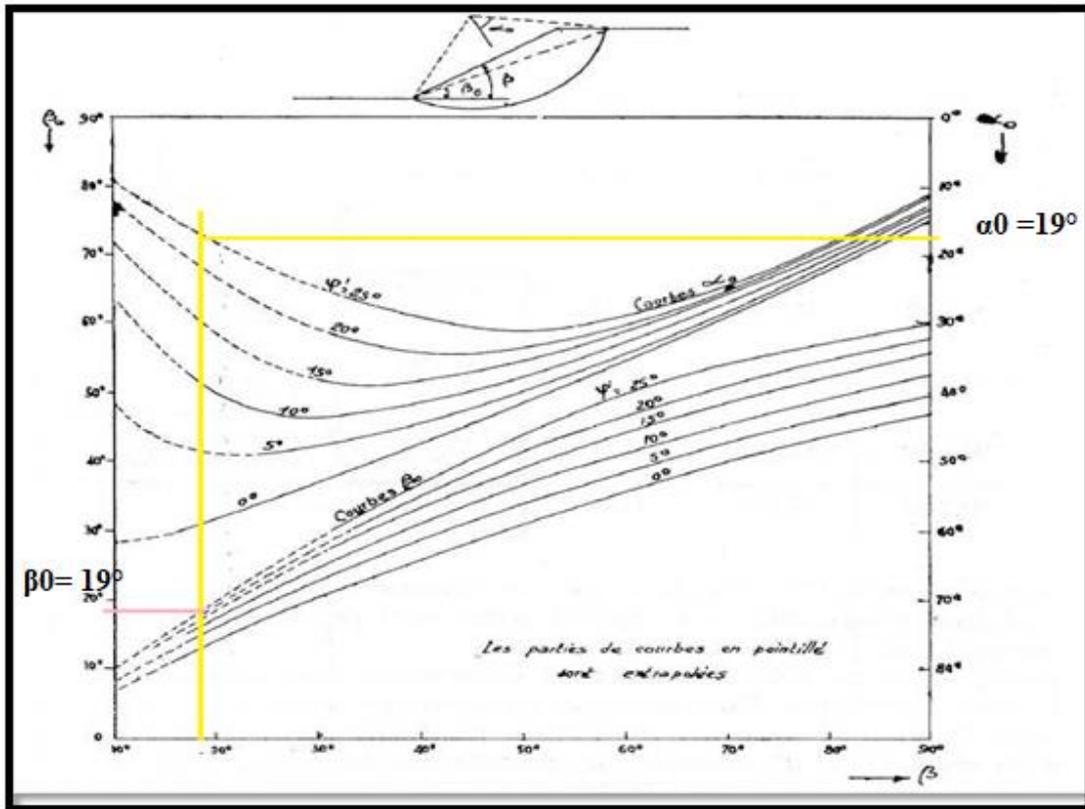


Figure III.10 : L'abaque représentatif.

### III.5.3.1. Calcul du coefficient de sécurité

On utilise deux méthodes de calcul du coefficient de sécurité FELLINUS et Bishop qui sont détaillées ci-dessous :

#### III.5.3.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Pour calculer le facteur de sécurité on divise la pente en un certain nombre de tranches qui sont caractérisées par une largeur  $b = 4 \text{ m}$  environ, en suite détermine la hauteur  $h$  de chaque tranche (ses deux paramètres nous permet de calculer le poids de chaque tranche)



**Tableau III.14 :** les résultats de calcul a états de saturation par la méthode de **FELLINUS**

N° de tranche	Ai	Wi	$\alpha_i^\circ$	$\mu * b$	W sin $\alpha_i$	$(1/\cos\alpha_i)[cb+(Wi\cos2\alpha_i-ub)\text{tg}\varphi]$	Cibi	Fs
1	3.286	0.723	32	0.583	0.383	0.224	0.219	1.44
2	6.752	1.485	22	0.715	0.556	0.518	0.218	
3	6.382	1.404	18	0.513	0.316	0.616	0.218	
4	2.835	0.624	4	0.004	0.044	0.509	0.221	
					1.299	1.806	0.875	

**III.5.3.1.2. Calcul par la méthode de BISHOP**

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite premièrement la détermination du  $m_\alpha$  pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l’abaque ou calculer par la formule suivante :

$m_\alpha = \cos\alpha_i \times \frac{(\text{tg}\varphi\text{tg}\alpha_i)}{F}$ ; les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous. D’où Fs dans l’équation peut être calculé par la méthode de **FELLINUS** et ensuite on calcule  **$m_\alpha$**

**A. Pour un sol sec :**

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculé sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15:** les résultats de calcul à l’état sec par la méthode de **Bishop**

N° de tranche	Ai	$\tan \varphi^\circ$	$m\alpha_i^\circ$	$\cos \alpha_i$	W sin $\alpha_i$	$[Cb+W\text{tg}\varphi]/[\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i\text{tg}\varphi)/F)]$	F	Fs
1	3.286	0.466	0.957	0.848	0.348	0.265	2.262	2.020
2	6.752	0.466	1.004	0.927	0.506	0.844	2.262	
3	6.382	0.466	1.020	0.974	0.287	0.797	2.262	
4	2.835	0.466	1.012	0.998	0.040	0.480	2.262	
					1.181	2.385		

**B. Pour un sol saturé :**

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculé sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.16: les résultats de calcul à l'état de saturation par la méthode de Bishop.

N° de tranche	Ai	tan φ°	mαi°	cos αi	W sin αi	[Cb+Wtgφ]/ [cosαi+((sinαitgφ)/F)]	μ * b	F	Fs
1	3.286	0.466	1.0199	0.848	0.383	0.279	0.583	1.437	1.49
2	6.752	0.466	1.0487	0.927	0.556	0.550	0.715	1.437	
3	6.382	0.466	1.0470	0.974	0.316	0.604	0.513	1.437	
4	2.835	0.466	1.021	0.998	0.044	0.449	0.004	1.437	
					1.299	1.933			

III.5.3.2. Calcul pseudo-statique [22]

Leur principe est de présenter les actions dues au séisme de référence par une force, la plupart du temps horizontale ou parallèle à la pente moyenne de versant, proportionnelle au poids du sol susceptible de se déplacer (coefficient sismique k) est appliquée généralement au centre de gravité de cette masse de sols.

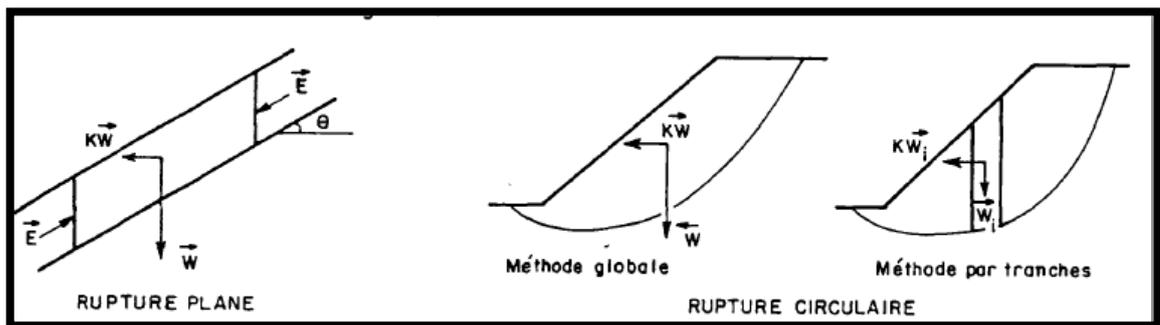


Figure III.12 : Méthode pseudo-statique – coefficient sismique k. [22]

Un calcul de stabilité est alors conduit par les méthodes classiques de la mécanique des sols, généralement Fellenius ou Bishop (la rupture circulaire), Spencer ou perturbation (rupture sur une ligne quelconque) ou bien sur analytiquement en rupture plane. Soit en calculant le coefficient de sécurité F correspondant au coefficient sismique K.

Soit en calculant le coefficient sismique k correspondant à un coefficient de sécurité F=1.

Indépendamment de l'aspect théorique peu satisfaisant de ces méthodes (la nature dynamique du phénomène est en particulier masquée), le problème principal est le choix du coefficient sismique, de calcul ou de référence.

**III.5.3.3. L'approche pseudo-statique [22]**

La stabilité sismique des structures de soutènement est généralement analysée par une approche pseudo-statique dont les effets de l'action sismique sont exprimés par des accélérations constantes horizontales et verticales attachées à la masse du sol.

La forme commune d'analyse pseudo-statique considère les effets du séisme par les accélérations pseudo-statiques qui produisent des forces d'inertie  $F_h$  et  $F_v$  qui agissent dans le centre de gravité de la masse du sol en rupture dans les directions horizontales et verticales respectivement. Les grandeurs de ces forces sont :

$$F_h = (a_h \times W) / g = k_h \times W, \dots\dots\dots (III.40)$$

$$F_v = (a_v \times W) / g = k_v \times W, \dots\dots\dots (III. 41)$$

Où :

$a_h$  et  $a_v$  sont les accélérations pseudo-statiques horizontales et verticales.

$k_h$  et  $k_v$  les coefficients d'accélération pseudo-statiques horizontales et verticales.

$W$  le poids du coin du sol en rupture.

Une analyse pseudo-statique est relativement simple. La représentation des effets complexes, transitoires et dynamiques du séisme par une accélération pseudo-statique constante et unidirectionnelle est évidemment tout à fait simple. Les expériences ont montré que l'analyse pseudo-statique peut être incertaine pour les sols qui subissent une augmentation importante des pressions interstitielles ou montrent plus qu'environ de 15% de dégradation de la résistance due aux secousses sismiques.

- Dans notre cas on a une majoration des forces les force  $k_h$  et  $k_v$  sont représentés comme suite :

$$K_h = adj \times f \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

$Adj$  : le coefficient de majoration dynamique.

**III.5.3.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS**

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

**A. Pour un sol sec**

**Tableau III.17:** Résultat de calcul par la méthode de **FELLINUS** pour un sol sec

N° de tranche	$\alpha_i^\circ$	R	$W \sin \alpha_i$	$W \cos \alpha_i$	$W \sin \alpha_i + Kh/R$	$\frac{\text{tg}\phi(W_i \cos \alpha_i)}{1/\cos \alpha_i}$	Cibi	Fs
1	32	28.38	0.348	0.557	0.608	0.306	0.219	1.2
2	22	28.38	0.506	1.252	0.766	0.630	0.218	
3	18	28.38	0.287	1.244	0.5.47	0.595	0.218	
4	4	28.38	0.040	0.566	0.3	0.264	0.221	
					2.221	1.796	0.875	

**B. Pour un sol saturé**

**Tableau III.18:** Résultat de calcul par la méthode de **FELLINUS** pour un sol saturé

N° de tranche	$\alpha_i^\circ$	R	$W \sin \alpha_i$	$\mu * b$	$W \sin \alpha_i + Kh/R$	$(1/\cos \alpha_i)[cb + (W_i \cos 2\alpha_i - ub)\text{tg}\phi]$	Cibi	Fs
1	32	28.38	0.383	0.583	0.643	0.224	0.219	0.8
2	22	28.38	0.556	0.715	0.816	0.518	0.218	
3	18	28.38	0.316	0.513	0.576	0.616	0.218	
4	4	28.38	0.044	0.004	0.304	0.509	0.221	
					2.339	1.806	0.875	

**III.5.3.3.2. Calcul par la méthode de Bishop :**

Le Fs est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

**A. Pour un sol sec**

**Tableau III.19:** Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec

N° de tranche	$\alpha_i^\circ$	R	$m\alpha_i^\circ$	$W \sin \alpha_i$	$W \sin \alpha_i + Kh/R$	$[Cb+Wtg\phi]/[\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i t g\phi)/F)]$	F	Fs
1	32	28.38	0.957	0.348	0.608	0.265	1.2	1.02
2	22	28.38	1.004	0.506	0.766	0.844	1.2	
3	18	28.38	1.020	0.287	0.547	0.797	1.2	
4	4	28.38	1.012	0.040	0.3	0.480	1.2	
						2.221	2.271	

**B. Pour un sol saturé**

**Tableau III.20:** Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé

N° de tranche	$\alpha_i^\circ$	R	$m\alpha_i^\circ$	$W \sin \alpha_i$	$W \sin \alpha_i + Kh/R$	$[Cb+Wtg\phi]/[\cos\alpha_i+((\sin\alpha_i t g\phi)/F)]$	$\mu * b$	F	Fs
1	32	28.38	1.0199	0.383	0.643	0.279	0.583	0.8	0.78
2	22	28.38	1.0487	0.556	0.816	0.550	0.715	0.8	
3	18	28.38	1.0470	0.316	0.576	0.604	0.513	0.8	
4	4	28.38	1.021	0.044	0.304	0.449	0.004	0.8	
						2.339	1.813		

**III.6. Représentation des résultats obtenus**

Les résultats obtenus après le calcul de coefficient de sécurité sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.21 : Résultats de calcul statique et pseudo-statique.

<b>Résultats de calcul statique</b>		
<b>Cas</b>	<b>La méthode de FELLINUS</b>	<b>La méthode de Bishop</b>
<b>Sec</b>	<b>2.26</b>	<b>2.02</b>
<b>Saturé</b>	<b>1.44</b>	<b>1.49</b>
<b>Résultats de calcul pseudo-statique (majoration dynamique)</b>		
<b>Sec</b>	<b>1.2</b>	<b>1.02</b>
<b>Saturé</b>	<b>0.8</b>	<b>0.78</b>

### III.7. Conclusion

Dans cette partie on établit la démarche pour le dimensionnement d'une voie ferrée et de déterminer l'existence ou la non-existence de la couche de forme et son épaisseur si ce dernier existe, en fonction de la qualité du sol support qui est classé QS1 mauvais et on a obtenu une plateforme mauvaise qui nécessite une couche de forme de 0,3 m d'épaisseur avec des sous-couches de 55cm plus une couche de ballast de 35 cm sans oublier l'élément de renforcement qui est une feuille de géotextile .

La seconde partie consiste à vérifier la capacité portante de remblai et de calculer le tassement dans trois cas :

- ✓ Dans le premier cas (Étape de vérification) lorsque le poids de remblai égal la capacité portante admissible on a trouvé que le tassement est inadmissible 16.3 cm (supérieure à 6 cm) ;
- ✓ Le deuxième cas on a calculé le tassement sous le poids de remblai ou on a trouvé que le tassement est inadmissible d'une valeur de 19.4 cm ;
- ✓ La même chose pour les charges de train dans le troisième cas où la valeur de tassement est de 26.3 cm et aussi inadmissible.

Lors des calculs à long terme pour une étude statique par les méthodes de FILLINUS et Bishop à l'état sec on a trouvé que  $F_s = 2.262$  et  $2.020$  et c'est-à-dire la sécurité de la pente est satisfaisante pour les ouvrages on remarque qu'il est supérieur à  $1.5$  c'est-à-dire que l'état de la pente est très stable ; pour le second cas de saturation totale c'est la même chose on a trouvé que  $F_s = 1.437$  et  $1.488$  où on remarque que le coefficient de sécurité décroît à l'état de saturation d'où on peut conclure que la pente est stable parce que  $F_s = 1.5$  .

Pour une étude pseudo statique (coefficient de majoration dynamique) par les deux méthodes de FILLINUS et BISHOP à l'état sec on a trouvé que  $F_s = 1.2$  et  $1.02$  c'est-à-dire la sécurité de la pente est satisfaisante et pour le second cas de saturation totale on a trouvé que  $F_s = 0.8$  et  $0.78$  où on remarque que le coefficient de sécurité décroît à l'état de saturation d'où on remarque qu'il est inférieur à  $1$  dans l'état de saturation c'est-à-dire que la pente est moyennement stable.

Nous pouvons conclure que les faibles variations des coefficients de sécurité trouvés pour les différentes configurations ou bien les situations à savoir statique ou pseudo statique à l'état de saturation, indiquent que les couches de remblais sont stables vis-à-vis le glissement, par contre les résultats de tassement inadmissible indiquent que le sol support est très déformable d'où il est nécessaire de résoudre le problème et de minimiser le tassement inadmissible .

Enfinement ; il est nécessaire de résoudre le problème de tassement inadmissible lié à la qualité du sol support par la proposition des systèmes de confortements utilisés dans le domaine ferroviaire, qui sera réalisé dans le chapitre suivant.

## IV.1. Introduction

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finis) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non linéaires ou sur des approches élasto-plastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les trois logiciels de calcul utilisés dans cette étude sont présentés ci-après qui sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le but de ce chapitre est de faire une étude numérique d'une voie ferrée sur sol multicouche avec les logiciels PLAXIS 2D V.8.2, GEOSTUDIO V2012 et GEO5.

## IV.2. Présentation de PLAXIS 2D V.8.2

Le logiciel PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériques, le code d'éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en analyse des contraintes et déformation, scientifiquement c'est un outil d'analyse non linéaire élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), dotée de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvées ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti, bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds).[23],[24],[25],[26],[27],[28],[29],[30]

### IV.2.1. Les étapes de la modélisation

#### a. Introduction des données

- **Système de coordonnées**

Le système de coordonnées cartésiennes « dans une analyse en déformation plane «6 nœuds ».

**IV.2.2. Entrée des caractéristiques générales**

- **Modèle de la voie ferrée**

Le modèle géométrique représente la zone d'étude du PK 124+200 avec la structure de la voie ferrée « couche de ballast, sous couche, couche de forme et remblai de grande hauteur » ; les dimensions des couches de sol et de la structure sont les suivantes ;

**a) Le sol**

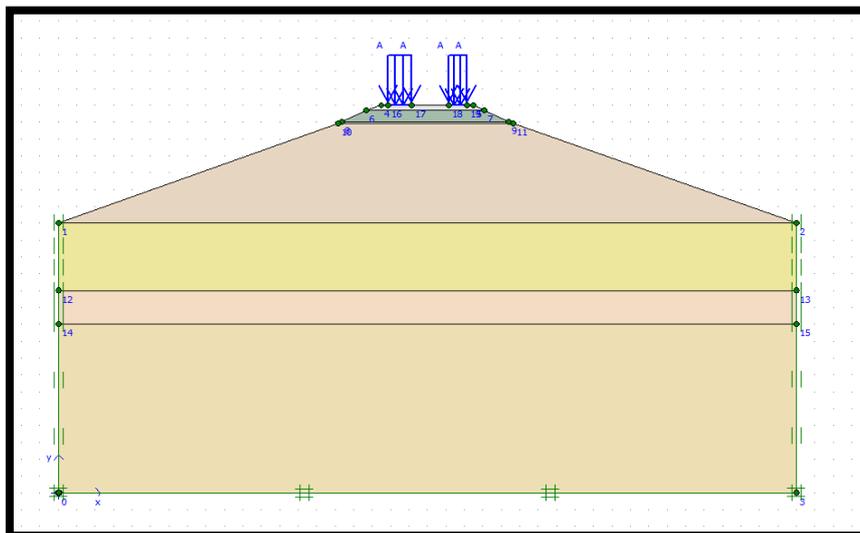
Il sera modélisé par un modèle géométrique de 40 m de longueur par 16 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure (IV.1).

- Couche de sable argileux..... 4.00 m
- Couche de marne compacte .....2.00m
- Couche de sable marneux ..... 10 m

**b) La voie ferrée**

Elle sera modélisée par un modèle géométrique de :

- Hauteur totale.....7 m
- Couche de ballast .....0.35m
- Sous couche ..... 0.55m
- Couche de forme .....0.30 m
- Remblai .....5.80 m



**Figure IV.1:** la géométrie de modèle.

- **Les conditions aux limites**

Le déplacement horizontal et vertical suivant les limites latérales et la base du modèle ( $u_x=0, u_y=0$ ). Le déplacement vertical est libre dans les deux côtés de modèle.

- **Caractéristique des matériaux**

On choisit la loi de comportement Mohr Colomb pour toutes les couches. Les matériaux qui composent le modèle sont détaillés au tableau suivant :

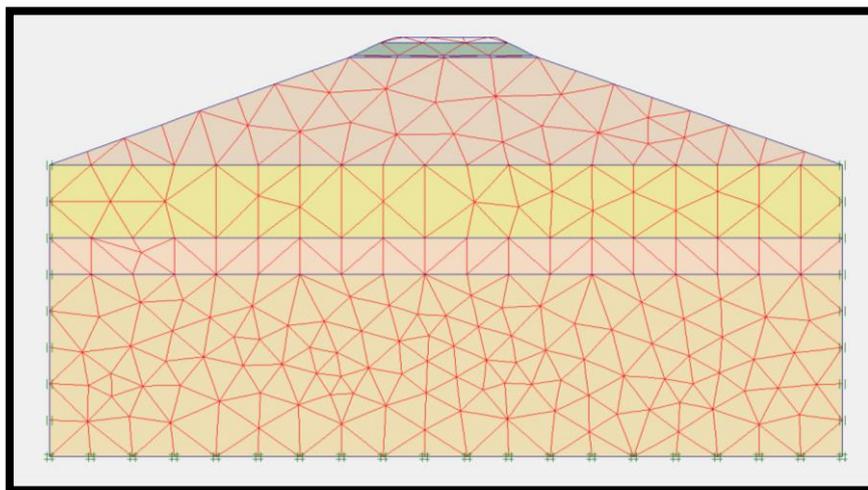
**Tableau IV.1:** les caractéristiques des matériaux

Matériaux	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$K_x$ et $K_y$ [m/s]	E [kn/m <sup>2</sup> ]	$\theta$	C [KPa]	$\Phi$ [°]
Ballaste	20	22	0.010	$5 \times 10^4$	0.23	5	25
Sous couches	19.5	21	0.0001	$4 \times 10^4$	0.23	8	24
Couche de forme	19.3	20	$1 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^4$	0.35	12	24
Remblai	20	22	$1 \times 10^{-4}$	$4.5 \times 10^4$	0.34	5	25
Sable argileux	19.1	20	$1 \times 10^{-4}$	$3 \times 10^4$	0.28	11	22
Marne compacte	18.4	19.8	$1 \times 10^{-6}$	$4.5 \times 10^4$	0.28	29	16
Sable marneux	19.2	21	$1 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^4$	0.17	11	27

- **Génération du maillage**

Le modèle se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de (432) éléments et le nombre des nœuds est de (927) nœuds.

On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », puis on le raffine localement au niveau des couches, comme indiqué sur la Figure (IV.2)



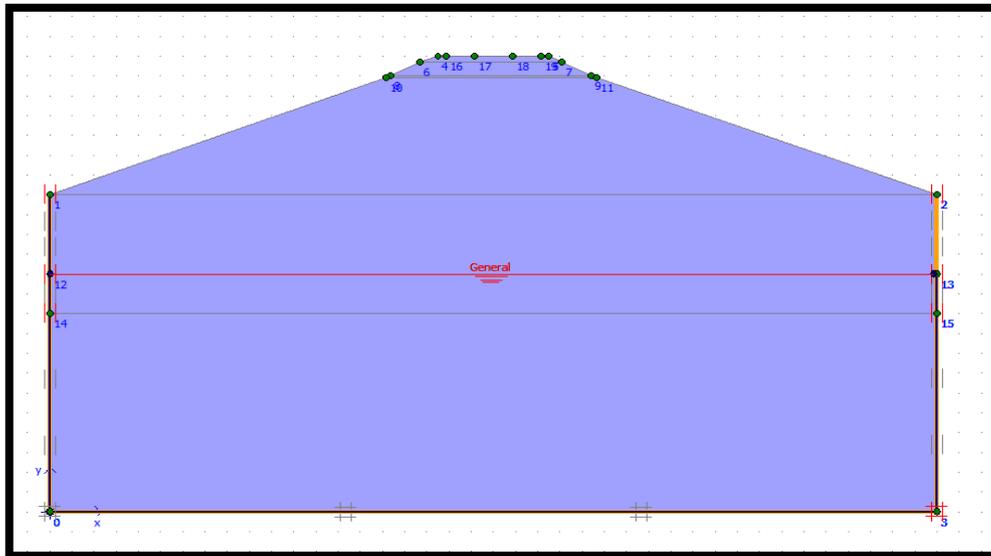
**Figure IV.2 :** Maillage du problème.

- **Conditions initiales**

Validé la consolidation et le poids volumique de l'eau. Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes initiales.

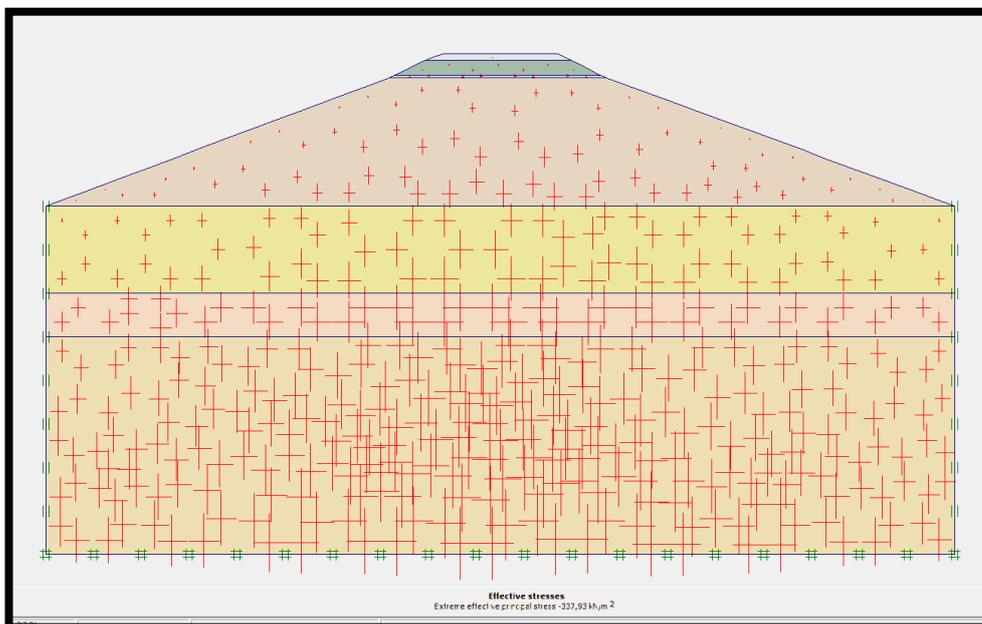
- **Conditions hydrauliques**

Le niveau de la nappe dans les cas secs se trace à 4m de la base du remblai



**Figure IV.3 :** Les conditions hydrauliques.

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions  $k_0=(1-\sin\phi)$ . Plaxis 2D V 8.02 propose par défaut un  $k_0$  selon formule de Jaky  $k_0=(1-\sin\phi)$ . On obtient la figure ci-dessous.

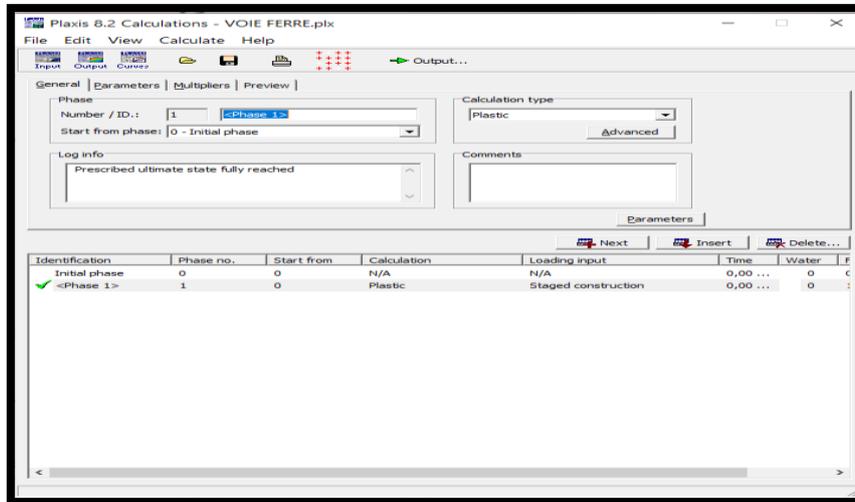


**Figure IV.4 :** La distribution des contraintes effectives.

### - Phasage de calculs pour l'activation des remblais

Le calcul se définit par deux phases

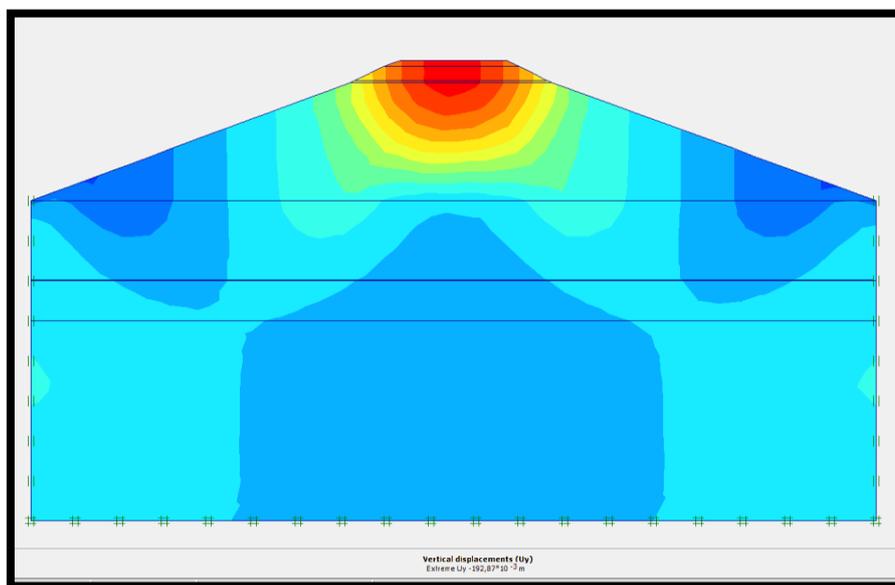
- Phase 0 :initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales
- Phase 1 : l'activation du remblai.



**Figure IV. 5:** Procédure de calcul.

### IV.2.3. Les résultats de la modélisation

La modélisation montre que le déplacement est  $192.87 \cdot 10^{-3}$  m qui est très proche de celle trouvée par les essais au laboratoire qui est 19.3 cm, nous pouvons conclure que le modelé proposé est très proche de la réalité ; donc on constate que nous sommes dans la marge de déplacement inadmissible comparer au déplacement admissible de l'U.I.C qui est 6 cm.



**Figure IV.6 :** Déplacements verticaux (à long terme)  $192.87 \cdot 10^{-3}$  m.

## IV.2.3. Activation des charges de train et consolidation

## - Phasage de calcul

- Phase 0 : initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ), on détermine les contraintes effectives ;
- Phase 1 : l'activation des couches (blaste, sous couche, couche de fondation et remblai) et le sol support ;
- Phase 2 : l'activation du système des charges ;
- Phase 3 : introduire la valeur de la charge  $F= 30 \text{ KN/ml}$ ;
- Phase 4 : Procédure de glissement ;

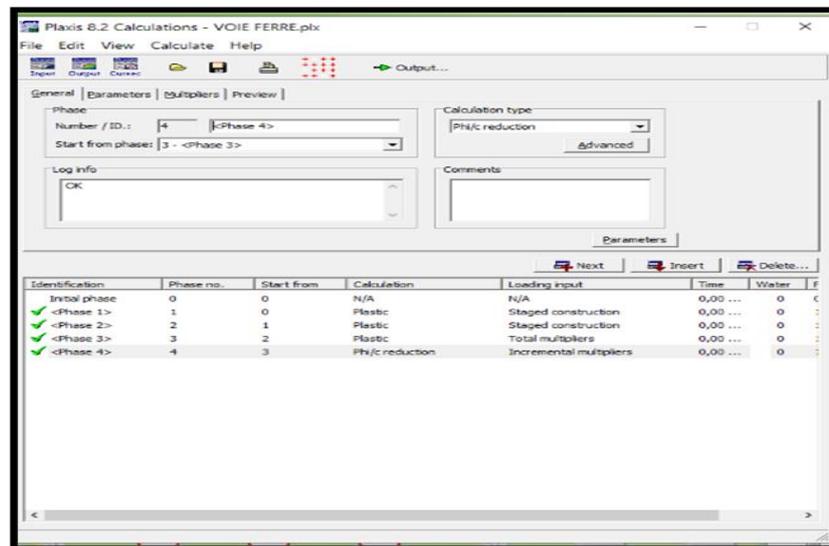
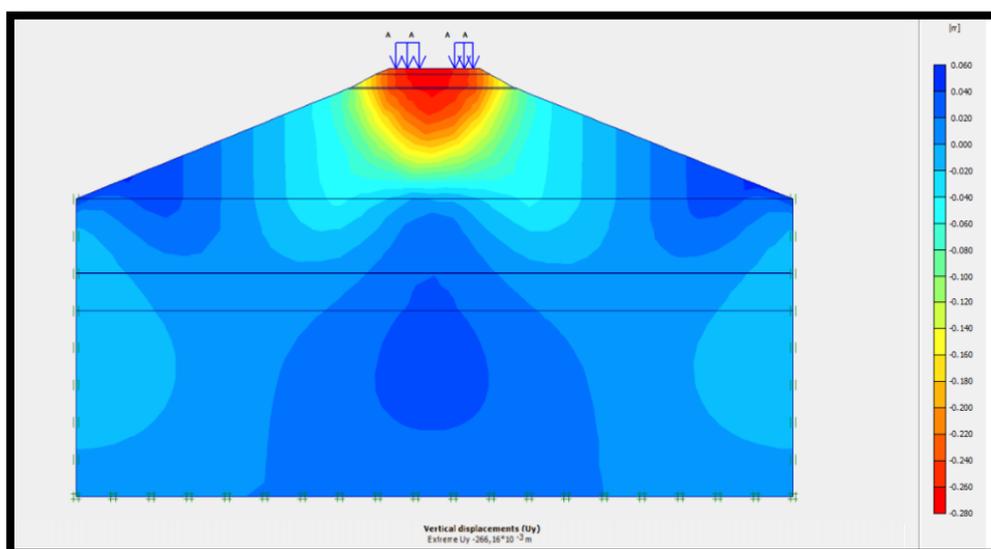


Figure IV.7: Procédure de calcul.

La déformation montre que la structure face à une charge statique de 30 KN ne reste pas intacte, car le déplacement est  $266.16 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ . Donc, on peut très bien constater que nous sommes dans la marge de déplacement inadmissible par rapport à l'U.I.C qui est de 6 cm.

Figure IV.8 : Déplacements verticaux (à long terme)  $266.16 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

Les résultats de déformation de cisaillement indiquent que la valeur maximale est de l'ordre de 4.93 % au niveau de sol support qui est une valeur très élevée et il y a un risque de cisaillement des couches de sol support.

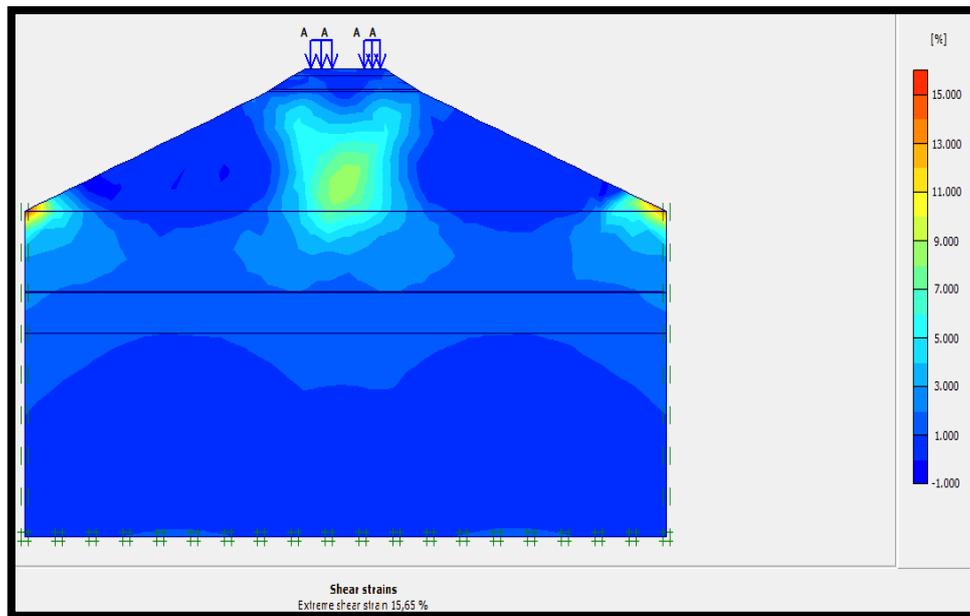


Figure IV.9 : Déformation de cisaillement.

- Coupe au niveau de sol support schématisons les déformations de cisaillement qui sont de l'ordre de 15.65% (très élevés) sous l'effet des charges de train

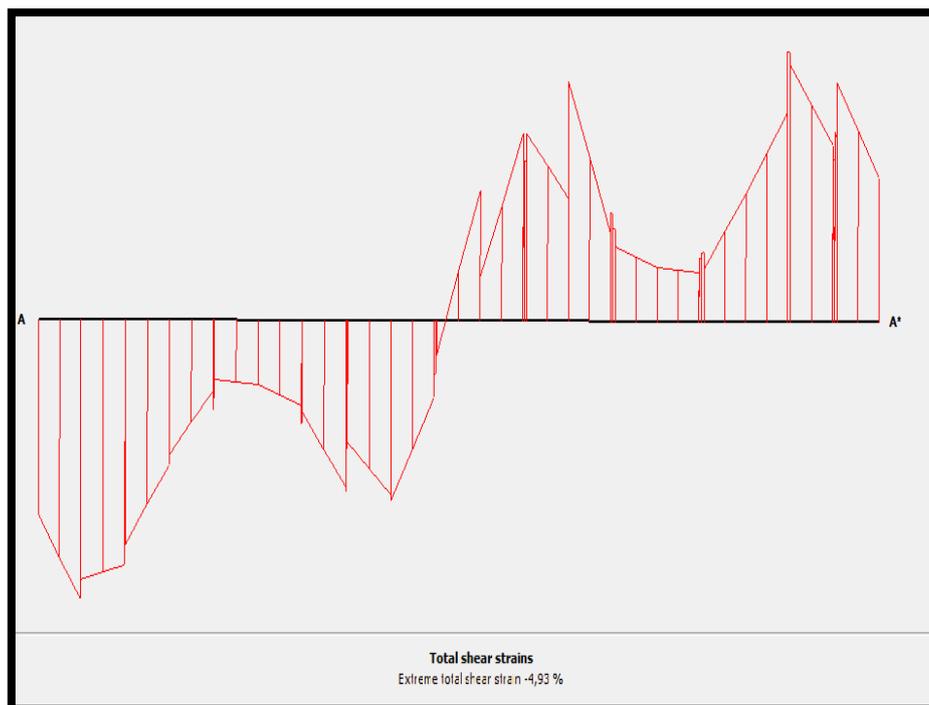


Figure IV.10 : Coupe de déformations de cisaillement.

- Le coefficient de sécurité

La valeur de coefficient de sécurité  $F_s = 1.89$  très proche de  $F = 2.02$  qui est supérieur 1.5 indique que le talus est stable en présence des charges de train.

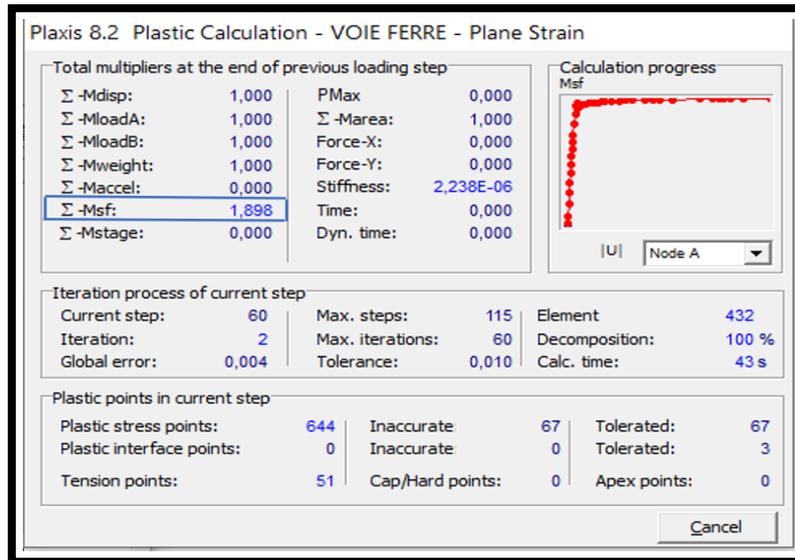


Figure IV.11 : Valeur de coefficient de sécurité

L'affichage ci- après indique que le calcul numérique coïncide avec le calcul analytique, qui montre que le modèle proposé est très proche de la réalité, ainsi que l'allure du cercle de glissement est un glissement qui passe par le pied de remblai.

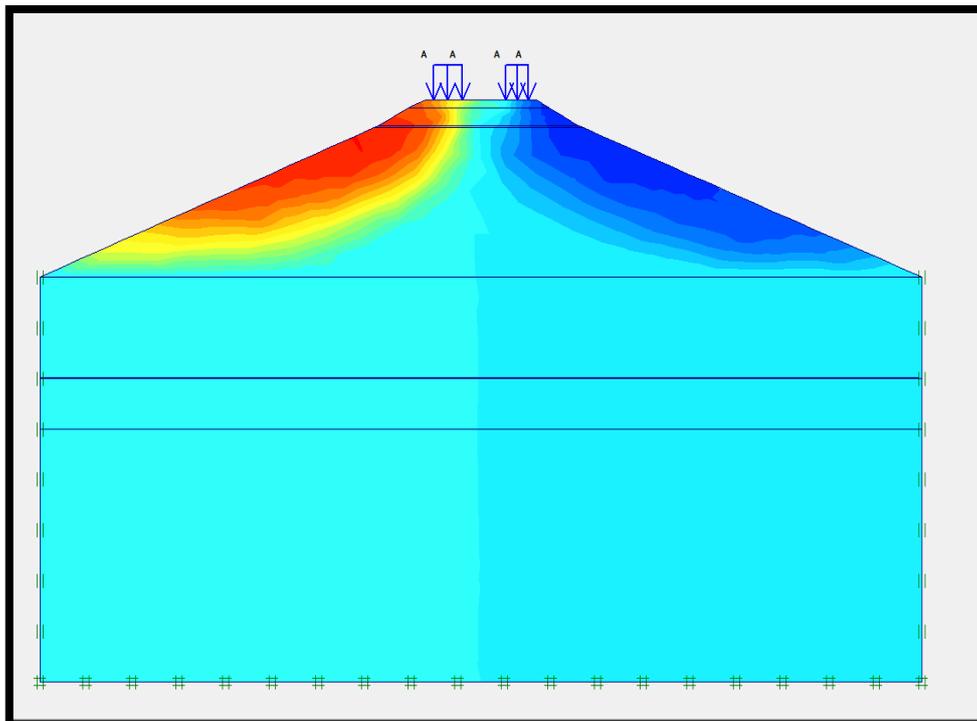


Figure IV.12 : Déformation totale du modelé.

IV.3. Le logiciel GEOSLOPE

GEOSTUDIO 2012 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrain, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. [31]

IV.3.1. Simulation de phénomène de tassement en présence du trafic ferroviaire

Le modèle géométrique est présenté dans la figure ci-après :

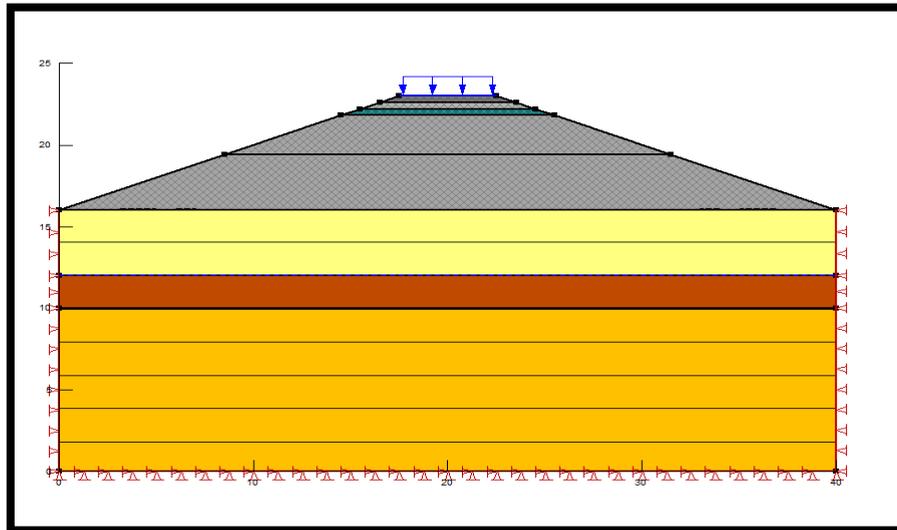


Figure IV.13 : Le modèle géométrique adopté.

- Les résultats des calculs

Le déplacement vertical qui est schématisé sur la figure (IV.14) qui est de l'ordre de 0.28 m (28 cm) qui est très proche de celle trouvée par les essais au laboratoire qui est 26,3 cm, donc on peut constater que nous sommes dans la marge de déplacement inadmissible qui dépasse 6 cm.

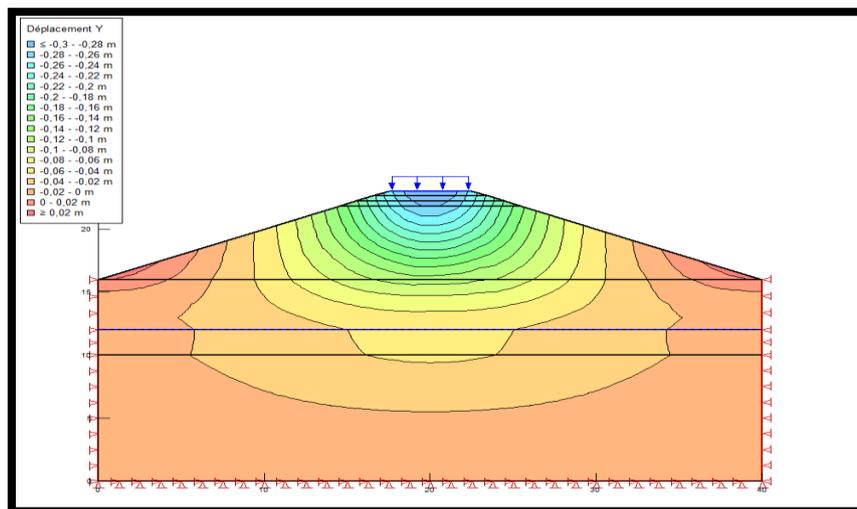


Figure IV.14: Déplacement verticale (à long terme) 0.28 m.

Les résultats trouvés de déformation de cisaillement indiquent que la valeur maximale est de l'ordre de 3 % au niveau de sol support qui est une valeur très élevée et il y a un risque de cisaillement des couches de sol support.

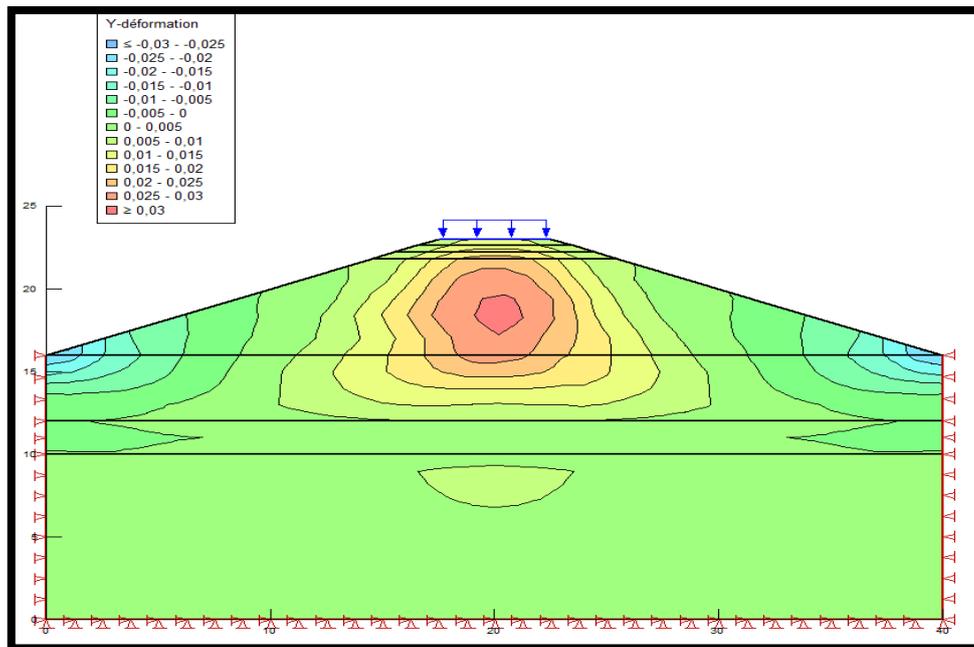


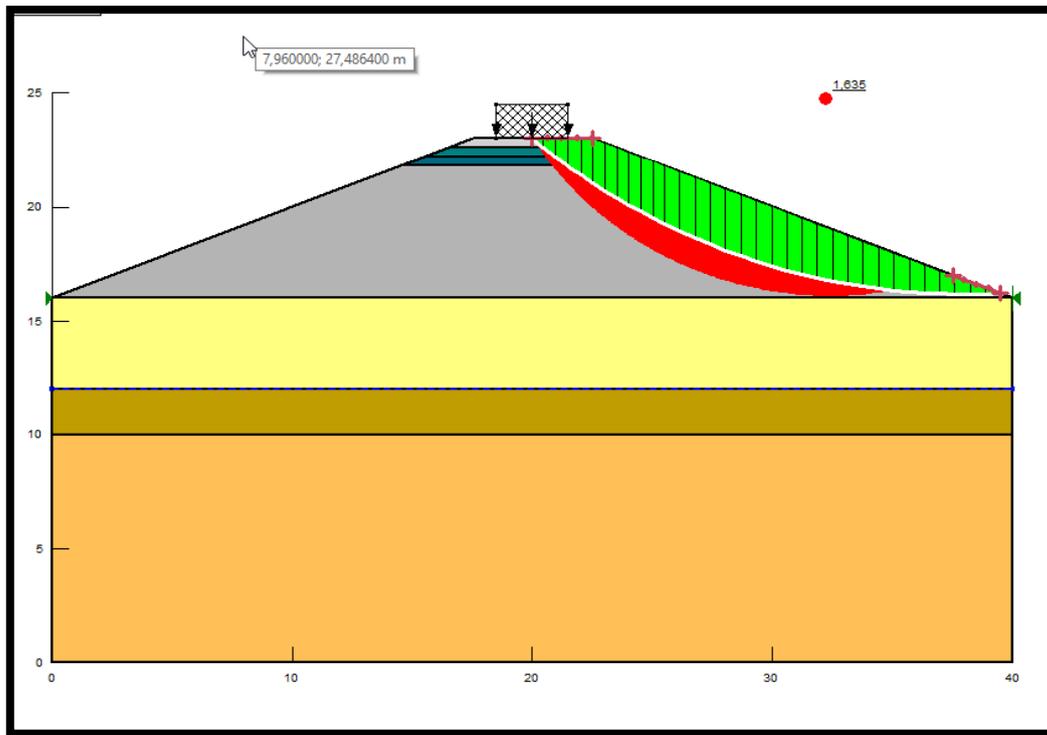
Figure IV.15 : déformation de cisaillement.

### IV.3.2. Simulation du phénomène de glissement

#### IV.3.2.1. Calcul de glissement dans le cas statique (arrêt du train)

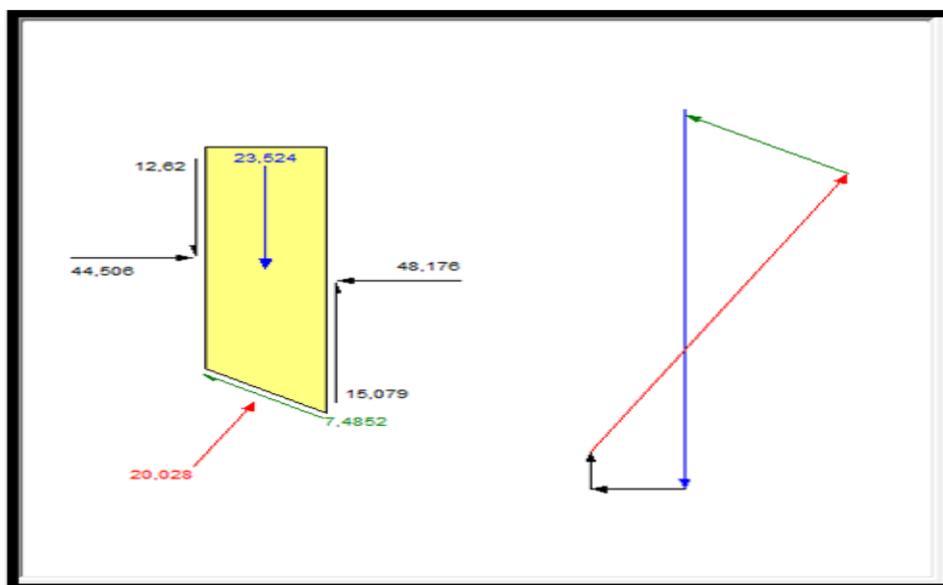
##### - Les résultats de calcul statique à l'état sec :

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes (arrêt du train) en présence de trafic (FELLENIOUS, BISHOP, JAMBU, etc.) et la localisation des cercles de ruptures sont presque les mêmes trouvées par le calcul analytique, la valeur minimale trouvée  $F_s = 1.63$  montre que les couches de remblai sont très stables ou  $F_s$  est supérieur à 1.5 qui est schématiser sur la figure (IV.16) :



**Figure IV.16 :** Le coefficient de sécurité et les cercles les plus critiques à l'état sec.

La répartition des efforts verticaux (force du poids des couches du sol), horizontaux des tranches supérieure et inférieure, la réaction des poids des couches du sol, les efforts des contraintes tangentielles, les efforts de frottement des tranches supérieures et inférieures sur chaque tranche ; indique que leur somme égale à zéro qui est justifié par le diagramme des forces qui est fermé donc la tranche est stable qui nous donne un coefficient de sécurité supérieur 1.5.



**Figure IV. 17 :** diagramme des efforts pour chaque tranche.

- Les résultats des calculs dans le cas de saturation totale (demie modèle)

Après saturation totale les résultats trouvés toujours sont très proches que celle trouvée par le calcul analytique qui est de l'ordre de  $F_s = 1.54$  qui est stable dans le domaine de la géotechnique, toujours on a trouvé la même position et allure des cercles de glissement.

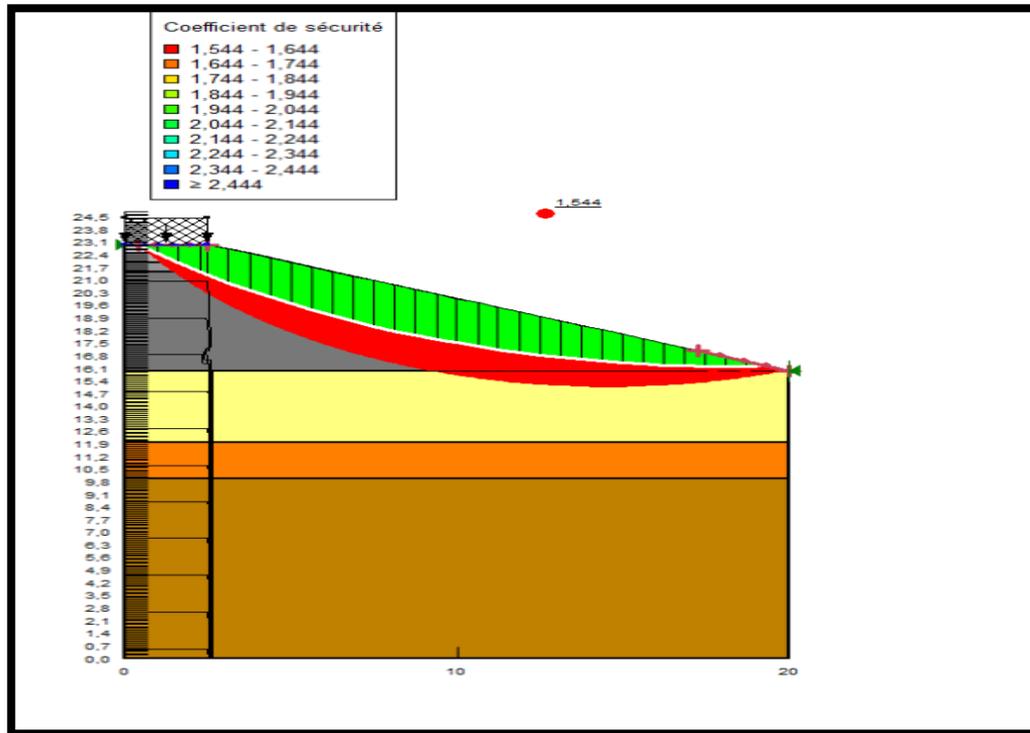


Figure IV.18: Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'état de saturation.

#### IV.3.2.2. Calculs par coefficient de majoration dynamique (effet de vibration)

Dans cette partie on s'intéresse à la pris en compte de la charge statique 30 KN qui et multiplier par un coefficient de majoration dynamique 0.25 pour simuler la compensation des vibrations qui nous permet de trouvées des déformations sous chargement dynamiques.

- Les résultats des calculs dans l'état sec

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes en présence de trafic par majoration dynamique (Fellenius, Bishop, Jambu, etc.), on a trouvé que la localisation des cercles de ruptures sont presque les mêmes trouvées par le calcul analytique, la valeur minimale trouvée  $F_s = 1.021$  montres que les couches de remblai sont très stables ou  $F_s$  est supérieur à 1.0 dans le cas dynamique qui est schématisé sur la figure (IV.19).

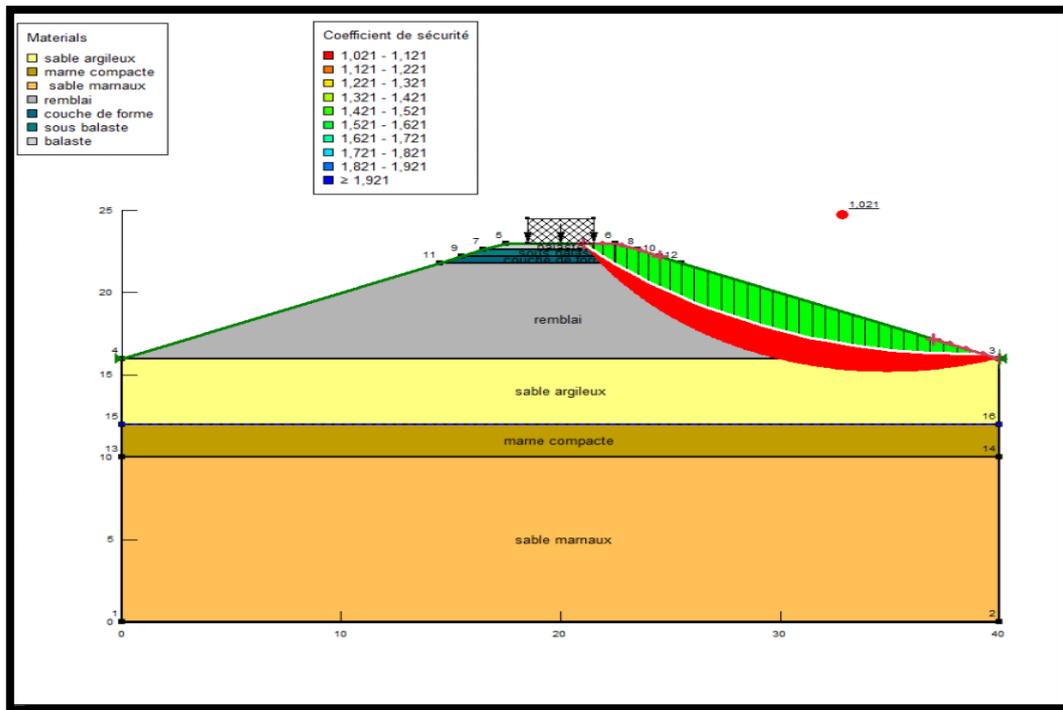


Figure IV.19: Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'état sec.

La répartition des efforts verticaux (force du poids des couches du sol), horizontaux des tranches supérieures et inférieures, la réaction des poids des couches du sol, les efforts des contraintes tangentielles, les efforts de frottement des tranches supérieures et inférieures sur chaque tranche et l'effort horizontal du aux vibrations des trains, indique que leur somme égale a zéro qui est justifiées par le diagramme des forces qui est fermer donc la tranche est stable qui nous donne un coefficient de sécurité supérieur 1.00.

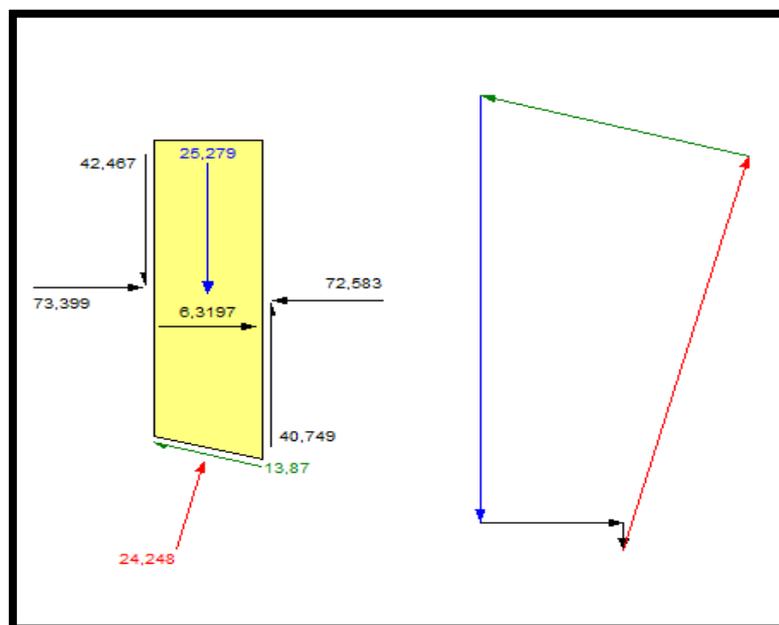


Figure IV.20 : diagramme des efforts dans les tranches.

- Les résultats de calcul à l'état saturé

Après saturation totale les résultats trouvés sont très proches que celle trouvée par le calcul analytique qui est de l'ordre de  $F_s = 0.60$  inférieur a 1 qui est instable dans le domaine de la géotechnique, on a trouvé la même position et allure des cercles de glissement.

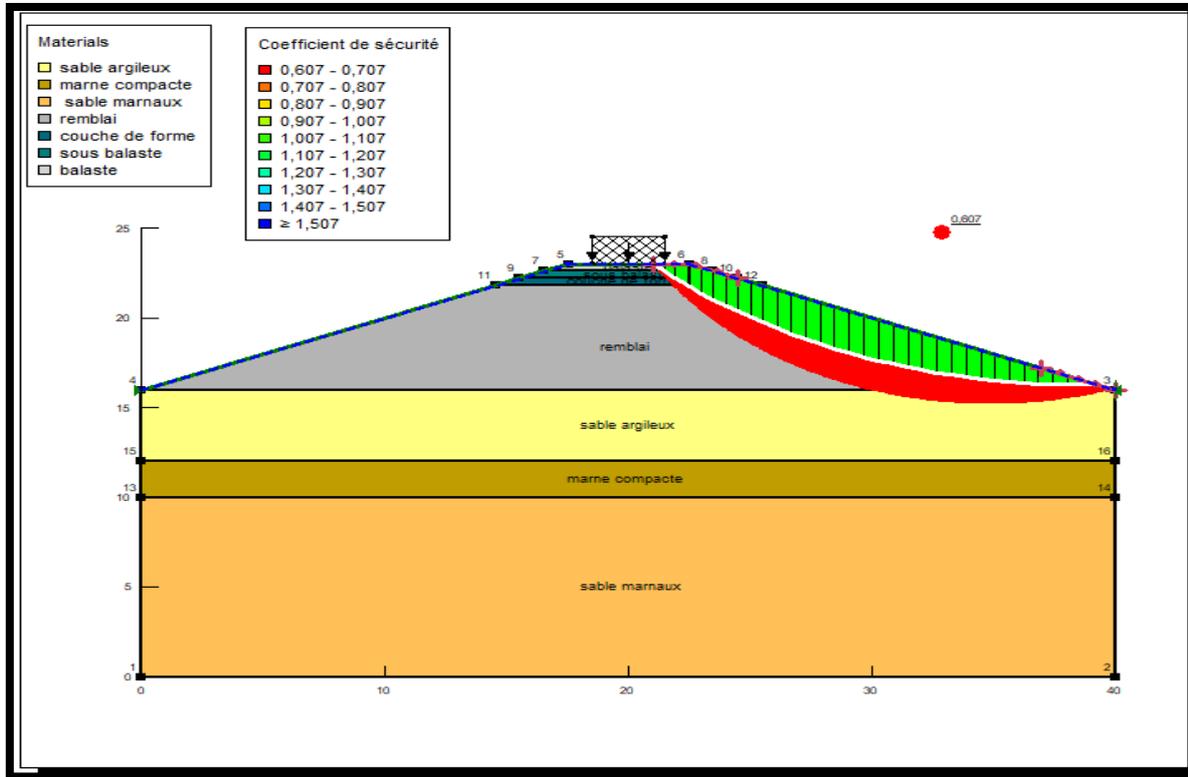


Figure IV.21 : Le coefficient de sécurité et positions des cercles à l'état de saturation.

#### IV.4. Le logiciel Geo5

Geo5 est un logiciel développé par la société CHEK FINE, c'est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis. [32]

##### IV.4.1. Introduction des données

Avant de commencer notre projet, il faut insérer les différentes informations concernant ce projet. Pour cela il faut aller dans **projet** on peut donc définir : l'auteur, l'actualité et le système d'unités



Figure IV.22 : Informations sur le projet

Dans **paramètre** nous allons définir les normes que nous souhaitons utiliser, ici on a choisi la norme française.

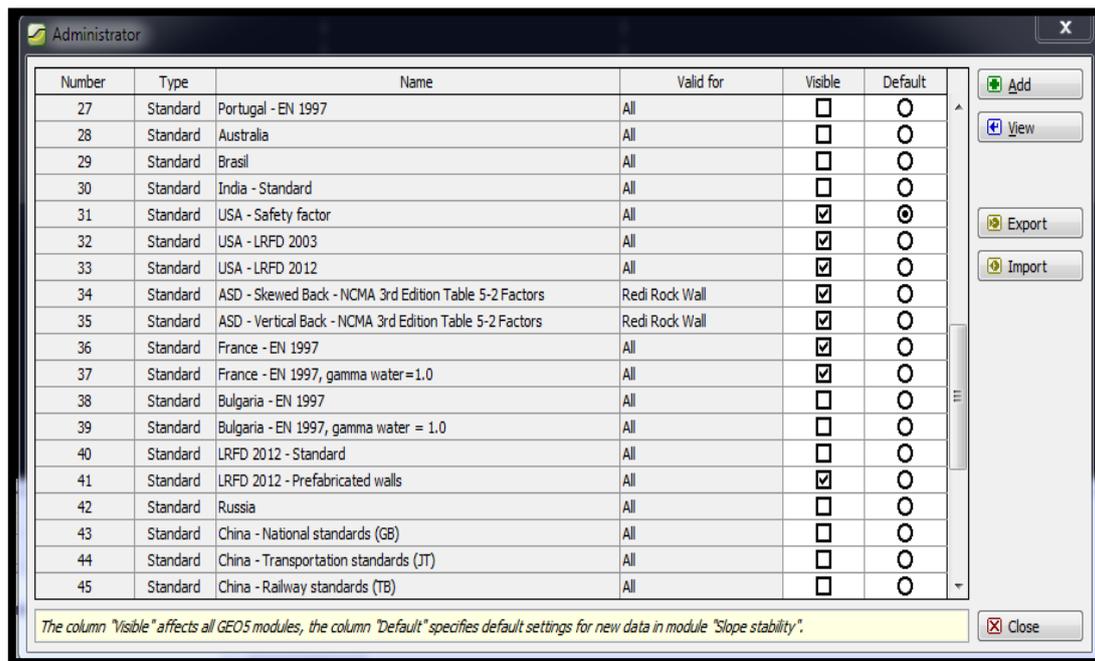


Figure IV.23 : Norme choisie (norme française).

#### IV.4.2. Entrée des caractéristiques générales

##### - Modèle de la voie ferrée

Le modèle géométrique représente la zone d'étude du PK 124+200 avec la structure de la voie ferrée « couche de ballast, sous couche, couche de forme et remblai de grande hauteur » ; les dimensions des couches de sol et de la structure sont les suivantes ;

##### a) Le sol

Il sera modélisé par un modèle géométrique de 40 m de longueur par 16 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure (IV.24)

- Couche de sable argileux..... 4.00 m

- Couche de marne compacte .....2.00m
- Couche de sable marneux .....10 m

b) La voie ferrée

Elle sera modélisée par un modèle géométrique de :

- Hauteur totale.....7 m
- Couche de ballast .....0.35m
- Sous couche ..... 0.55m
- Couche de forme .....0.30 m
- Remblai .....5.80 m

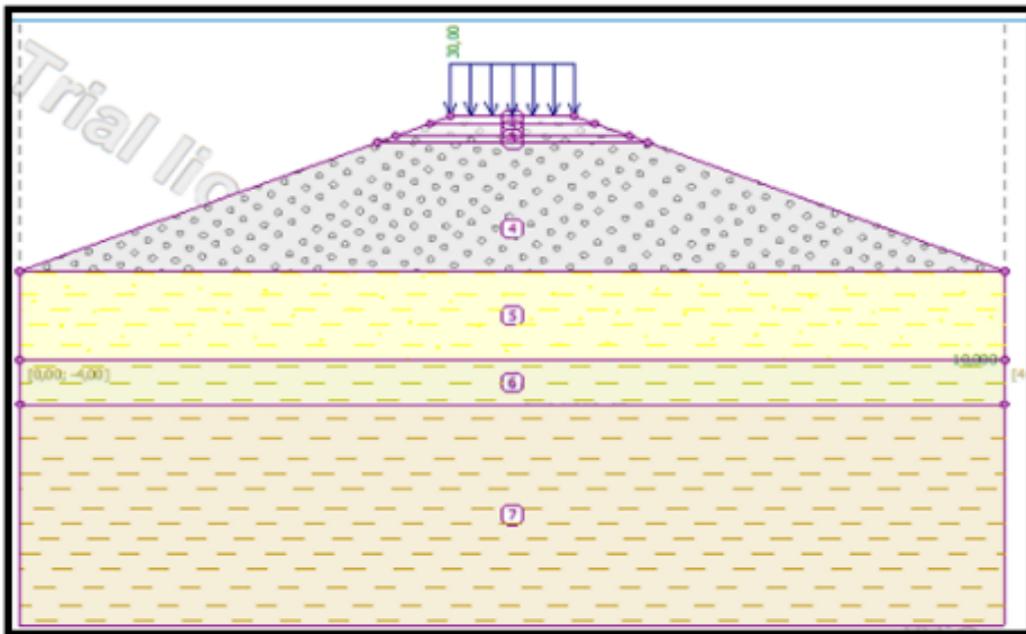


Figure IV.24: la géométrie du modèle.

- **Données du problème**

Le modèle de référence est limité à un espace total. On a choisi dans le menu on peut alors rentrer les différents points : La coordonnée X. - La coordonnée Y.

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	14,51	5,80	15,26	6,10
		16,66	6,66	17,50	7,00	22,50	7,00
		23,35	6,66	24,75	6,10	25,50	5,80
		40,00	0,00				
2		16,66	6,66	23,35	6,66		
3		15,26	6,10	24,75	6,10		
4		14,51	5,80	25,50	5,80		
5		0,00	0,00	40,00	0,00		
6		0,00	-4,00	40,00	-4,00		
7		0,00	-6,00	40,00	-6,00		

Figure IV.25 : Les coordonnées de différents points.

- Paramètres des matériaux

Après avoir entré les paramètres de sol, il faut faire l'assignation des sols.

No.	Name	Pattern	$\phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	sable argileux		22,00	11,00	19,10
2	marne compacte		16,00	29,00	18,40
3	sable marnaux		27,00	11,00	19,20
4	remblai		25,00	5,00	20,00
5	couche de forme		24,00	12,00	19,30
6	sous couche		24,00	8,00	19,50
7	blaste		25,00	5,00	20,00

Figure IV.26 : Paramètres des sols.

- L'étape suivante sert à définir le type de pression d'eau et la profondeur de la nappe et dans ce cas nous avons choisis 'pore pressure' et aussi inexistence de fissure de traction.

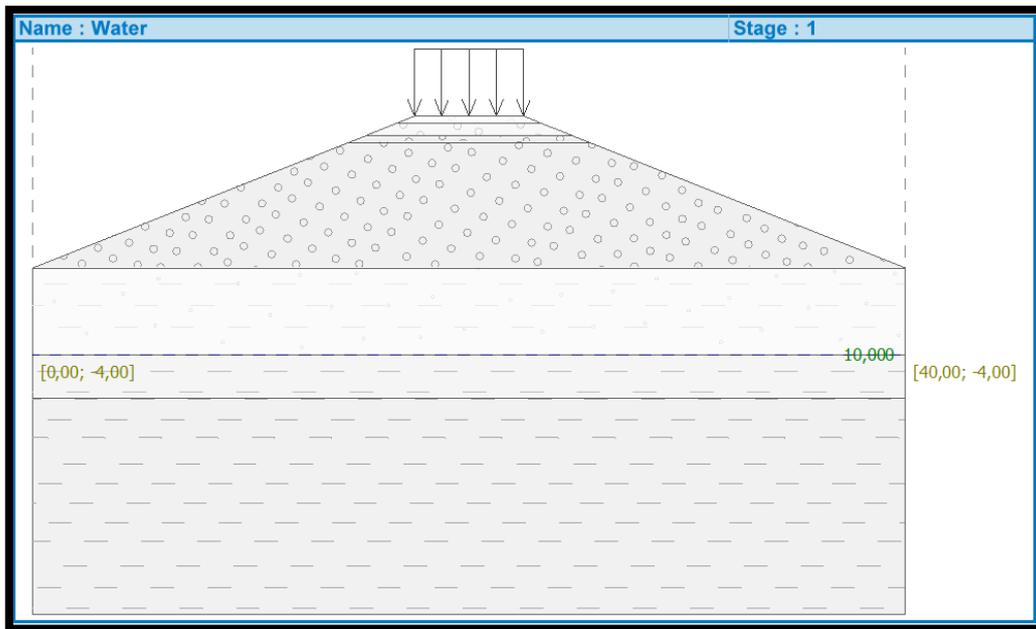


Figure IV.27 : Les conditions d'eau.

- On va choisir comme paramètres de la phase une situation **permanente**.

- **Phase de calcul**

Après la réalisation de toutes les étapes, on peut lancer le calcul et suivre les étapes suivantes :

- Choisir une surface de glissement circulaire.
- Entrer les coordonnées du cercle de glissement et la valeur du rayon
- Choisir la méthode de calcul et le type d'analyse.

À la fin on peut lancer le calcul et avoir la valeur de coefficient de sécurité



FigureIV.28 : Les étapes de calcul.

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes en présence de trafic (Fellenius, Bishop, Jambu, etc.) et la localisation des cercles de ruptures sont presque les mêmes trouvées par le calcul analytique, la valeur minimale trouvée  $F_s = 1.58$  montre que

les couches de remblai sont très stables ou  $F_s$  est supérieur à 1.5, les résultats de coefficient de sécurité sont présentés ci-dessous.

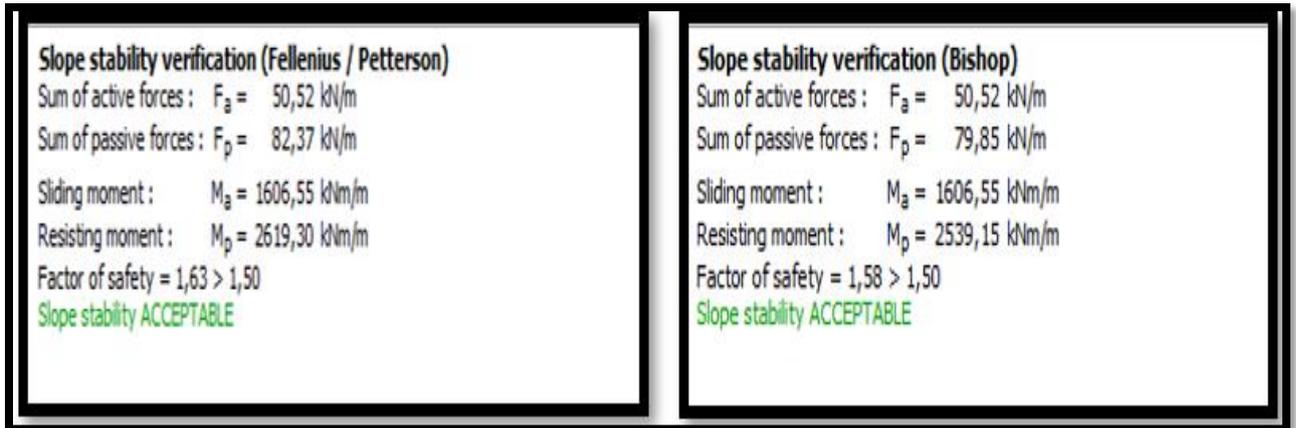
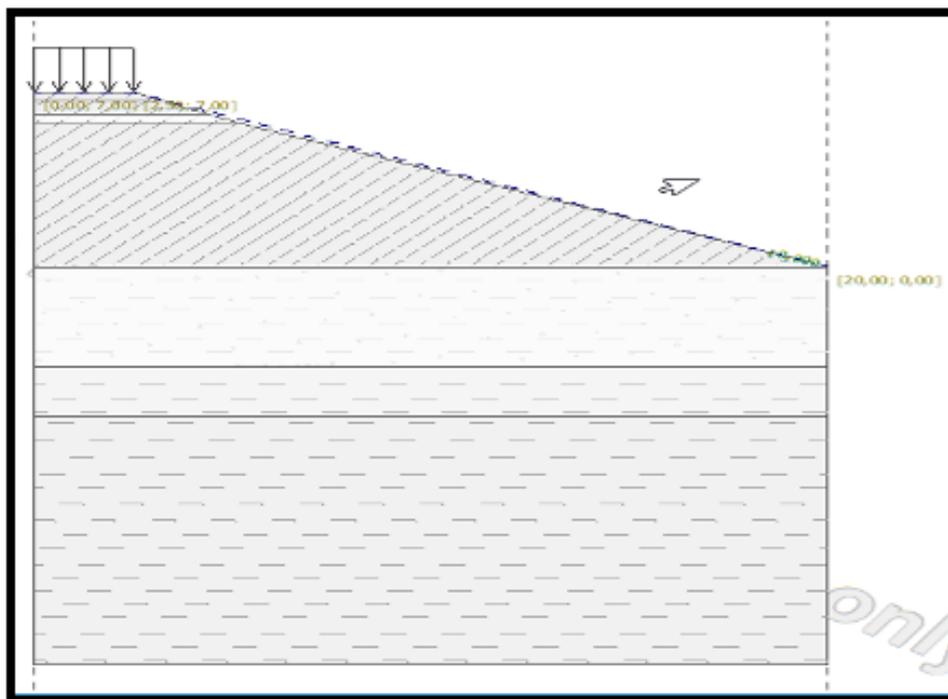


Figure IV.29 : Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

- Cas de saturation

Suivant les mêmes étapes pratiquer dans le 1<sup>er</sup> cas et définir la saturation totale ou le niveau de la nappe phréatique et à la surface sous la charge des trains, avec une situation permanente. Dans cette partie on choisit d'étudier la moitié du modèle (plan de symétrie) avec états de déformation plans, pour minimiser le temps de calcul et avoir un bon résultat.



FigureIV.30 : Les conditions d'eau.

## - Phase de calcul

Après la réalisation de toutes les étapes on peut lancer le calcul :

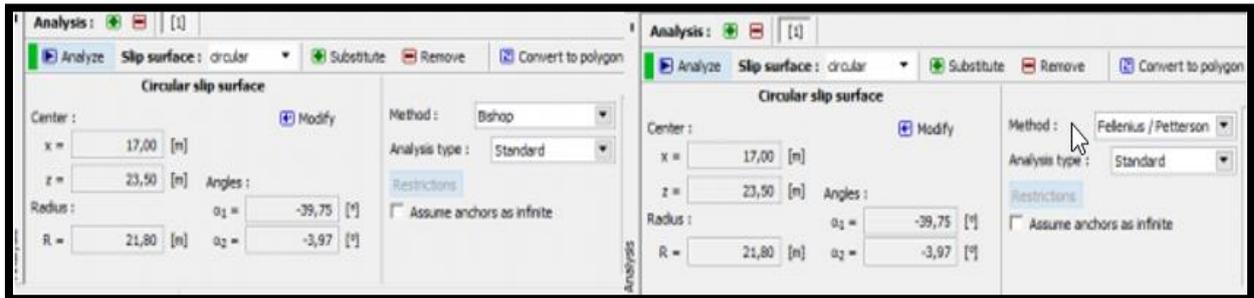


Figure IV.31 : Les étapes de calcul.

Après saturation totale, les résultats trouvés toujours sont très proches que celle trouvée par le calcul analytique  $F_s = 1.49$ , qui est de l'ordre de  $F_s = 1.50$  qui est stable dans le domaine de la géotechnique d'où avec une erreur de 1%, toujours on a trouvé les mêmes positions et allure des cercles de glissement. Les résultats de coefficient de sécurité sont présentés ci-dessous.

Slope stability verification (Fellenius / Petterson)	Slope stability verification (Bishop)
Sum of active forces : $F_a = 67,72 \text{ kN/m}$	Sum of active forces : $F_a = 67,72 \text{ kN/m}$
Sum of passive forces : $F_p = 103,30 \text{ kN/m}$	Sum of passive forces : $F_p = 101,38 \text{ kN/m}$
Sliding moment : $M_a = 1476,34 \text{ kNm/m}$	Sliding moment : $M_a = 1476,34 \text{ kNm/m}$
Resisting moment : $M_p = 2251,91 \text{ kNm/m}$	Resisting moment : $M_p = 2210,00 \text{ kNm/m}$
Factor of safety = $1,53 > 1,50$	Factor of safety = $1,50 < 1,50$
Slope stability ACCEPTABLE	Slope stability NOT ACCEPTABLE

Figure IV.32 : le coefficient de sécurité a l'état saturé.

A l'aide de la modélisation effectuée par les différents codes de calcul on a trouvées que les déplacements verticaux sont très importantes et qui dépasse les tassements admissibles d'où il est nécessaire de proposer des systèmes de renforcement pour améliorer la stabilisée des couches de remblai vis a vie le tassement, nous pouvant recommander le renforcement soit par la mise en place d'une feuille de géotextile sur le sol supporte ou bien l'application de la technique d'accélération de la consolidation par le pré-chargement du sol supporte sous le poids total de la structure et le train pour une période déterminer soit par des réservoirs d'eau ou bien des blocs en béton ou bloc rocheux soit la mise en place des drains verticaux et horizontaux.

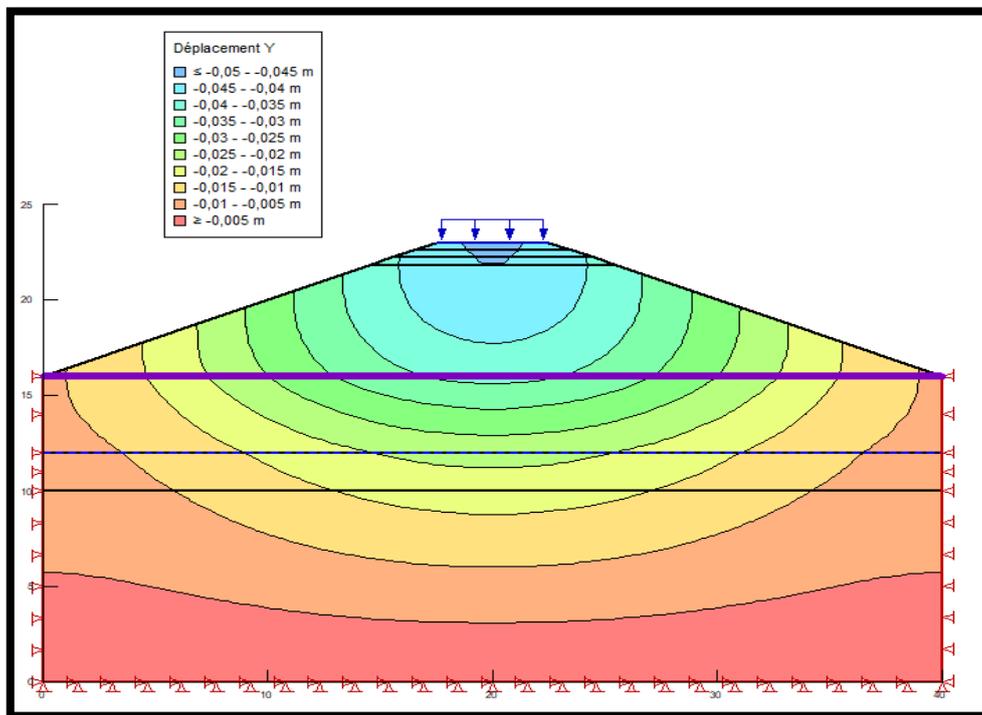
## IV.5. Renforcement

Il existe plusieurs méthodes de confortements, dans ce cas on a choisi de faire une stabilisation par l'introduction des géotextiles ou l'application des techniques d'accélération de la consolidation (par drainage vertical et horizontal ou pré-chargement).

### IV.5.1. Application des méthodes de renforcements

#### a) Renforcement par géotextiles

Les résultats de calcul avec GEOSLOP après le renforcement montrent que le déplacement vertical est de l'ordre 0.045 m (4.5 cm) qui été de l'ordre de 28 cm avant le renforcement. Donc, on peut constater que le renforcement a minimisé les déplacements et augmente la résistance à la compression et la portance des couches de sol supporte est devenue élever, nous pouvant conclure que le renforcement a donné des bons résultats qui sont dans la marge de déplacement admissible inférieur a 6 cm.



**Figure IV.33** : Déplacement vertical après le renforcement.

La mise en place du géotextile a amélioré les résultats des déplacements verticaux qui sont devenus inférieurs a 6 cm qui égale 4.5 cm, les résultats des déplacements verticaux avant et après le renforcement sont représentés dans le graphe suivant :

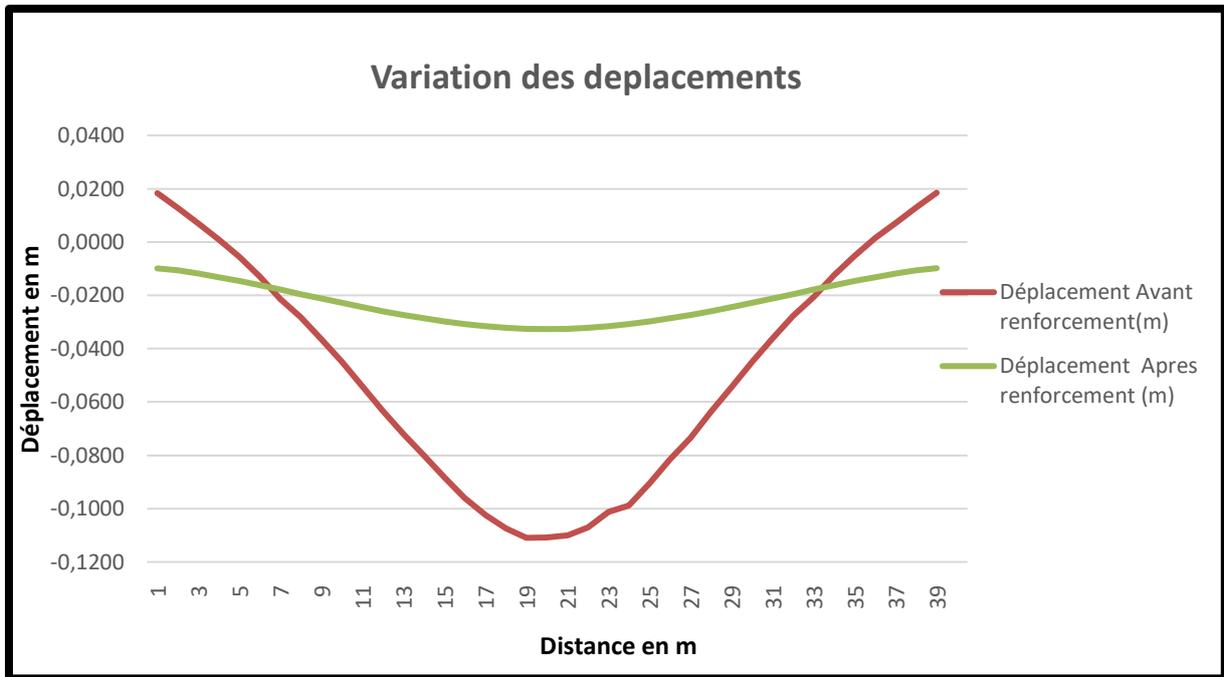


Figure IV.34 : la variation des déplacements verticaux.

Le renforcement par géotextile a amélioré les résultats des déformations de cisailment trouvées qui égale 3% avant le renforcement qui est devenu 0.3% après le renforcement qui indique que le renforcement est très bénéfique et stabilise les déformations dans le sol supporte.

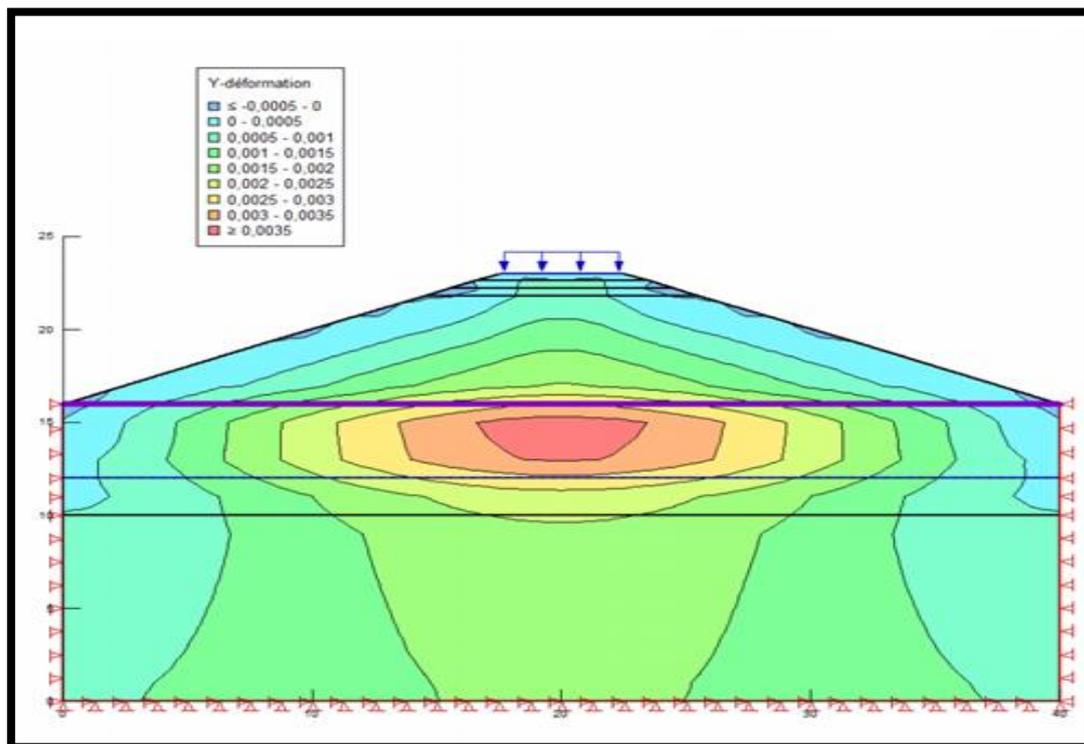


Figure IV.35 : déformation de cisailment.

Les résultats de calcul avec PLAXIS 2 D 8.2 après l'installation du système de renforcement montrent que le déplacement vertical en surface est de l'ordre 22.8 cm qui a été de l'ordre de 26.6 cm avant le renforcement, par contre au niveau de sol supporte le déplacement est de l'ordre de 5.89 cm.

Donc, on peut constater que le renforcement a minimisé les déplacements et augmente la résistance à la compression et la portance des couches de sol supporte est devenue élever, nous pouvant conclure que le renforcement donne des bons résultats qui sont dans la marge de déplacement admissible inférieur a 6 cm.

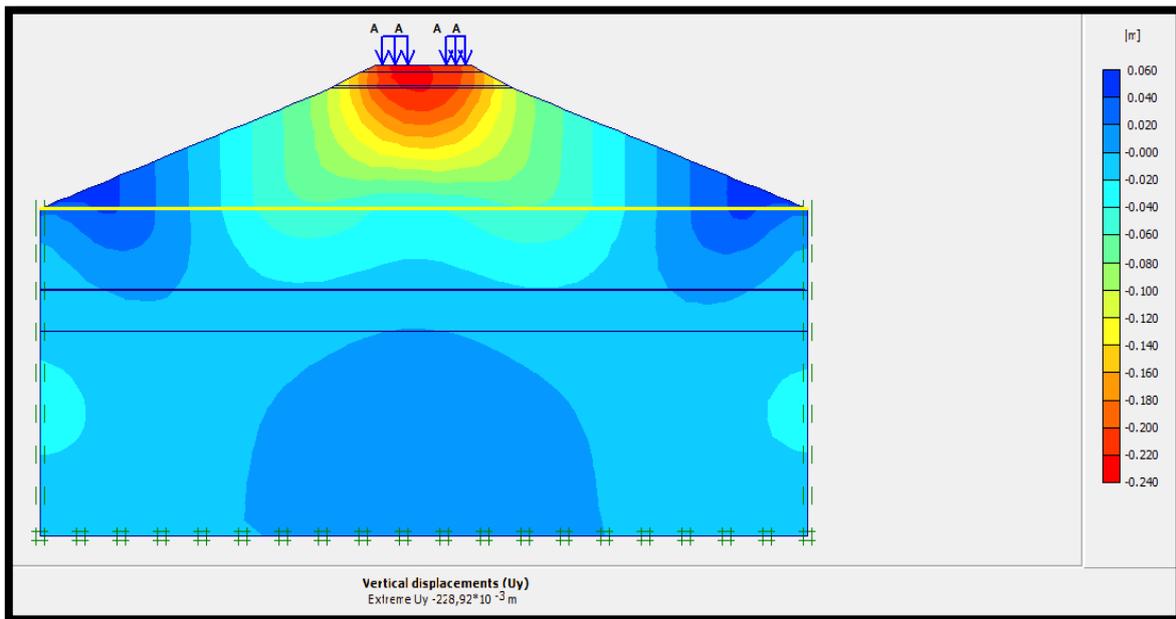


Figure IV. 36 : Déplacement vertical après le renforcement.

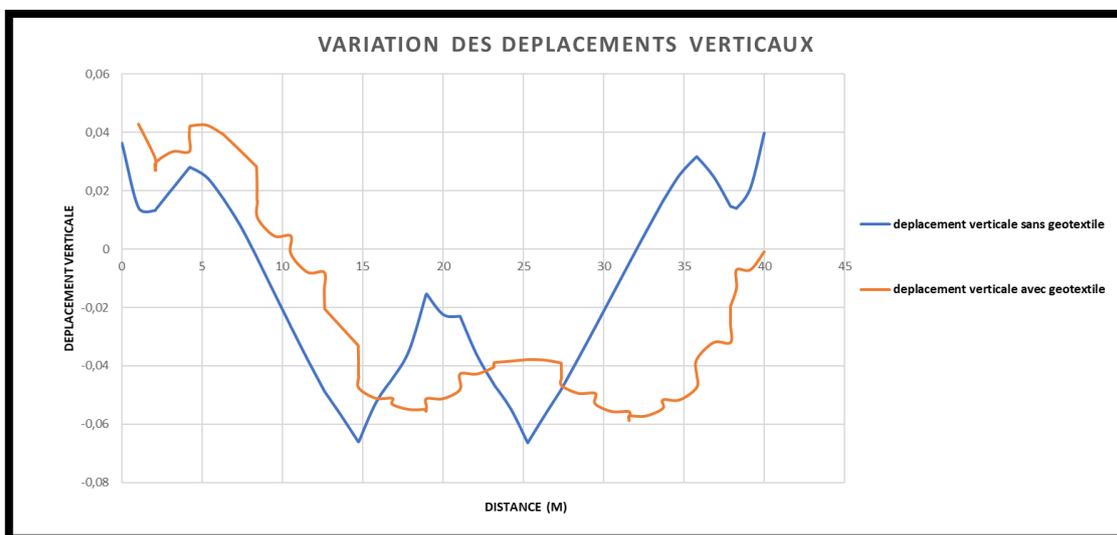


Figure IV.37: la variation des déplacements verticaux.

Les résultats de déformation de cisaillement sont devenus nuls au niveau de sol supporte suite à l'installation des géotextiles à cause de leurs comportements élastiques qui absorbe les déformations de cisaillement d'où l'amortissement est observé dans la figure suivante :

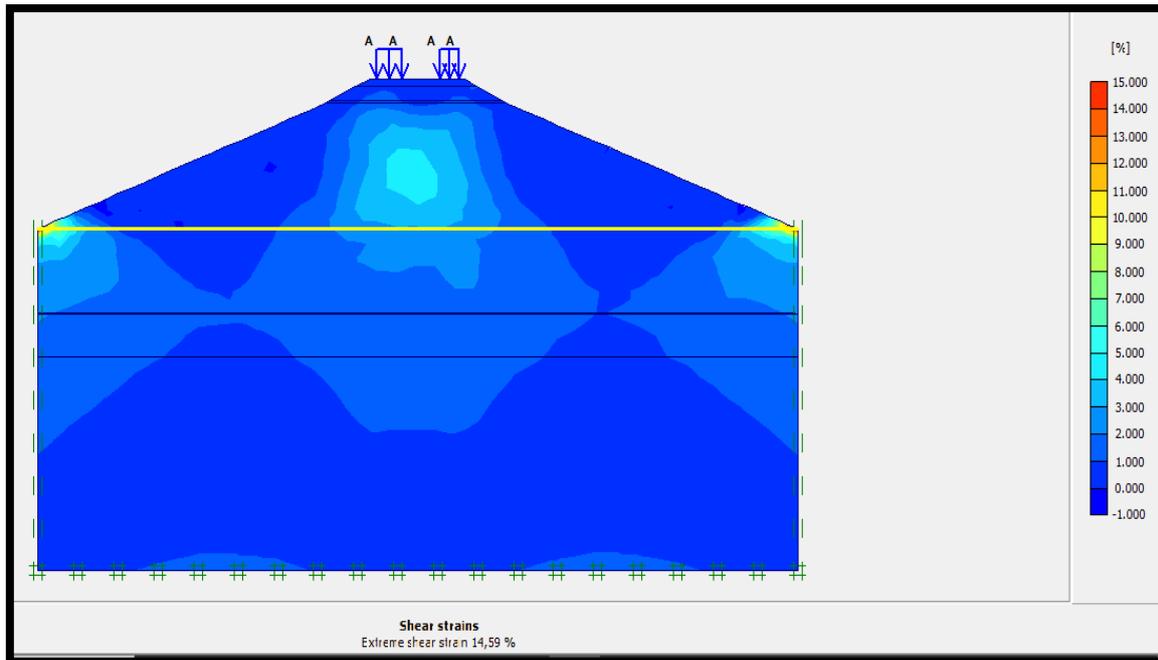


Figure IV.38 : déformation de cisaillement.

#### b) Amélioration par pré-chargement

Les résultats de calcul des déplacements verticaux trouvés avec PLAXIS 2 D 8.2 après l'exécution de la méthode d'amélioration qui est le pré-chargement (mise en place de réservoir d'eau ou des blocs en béton ou bien rocheux jusqu'à la contrainte maximale  $\Delta\sigma = 87,4 \frac{kn}{m^2}$  qui est la résultante des poids des couches de remblai et la structure ferroviaire en présence des trains pour une période de 5 à 30 jours de consolidation primaire et secondaire) montrent que premièrement le déplacement vertical maximal est de l'ordre 1.46 m a courte terme et de 2.18 m a long terme.

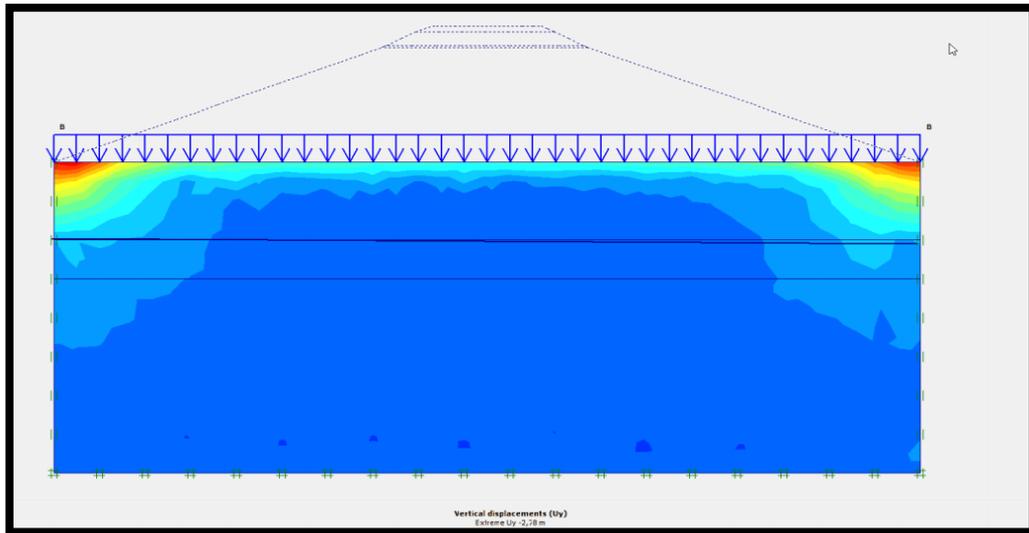


Figure IV.39 : Déplacements verticaux.

Une coupe est réalisée au niveau de sol supporte pour illustrer les déplacements sous le chargement pour une période de 30 jours de consolidation qui égale de 2.18 m.



Figure IV.40 : Coupe de déplacement vertical.

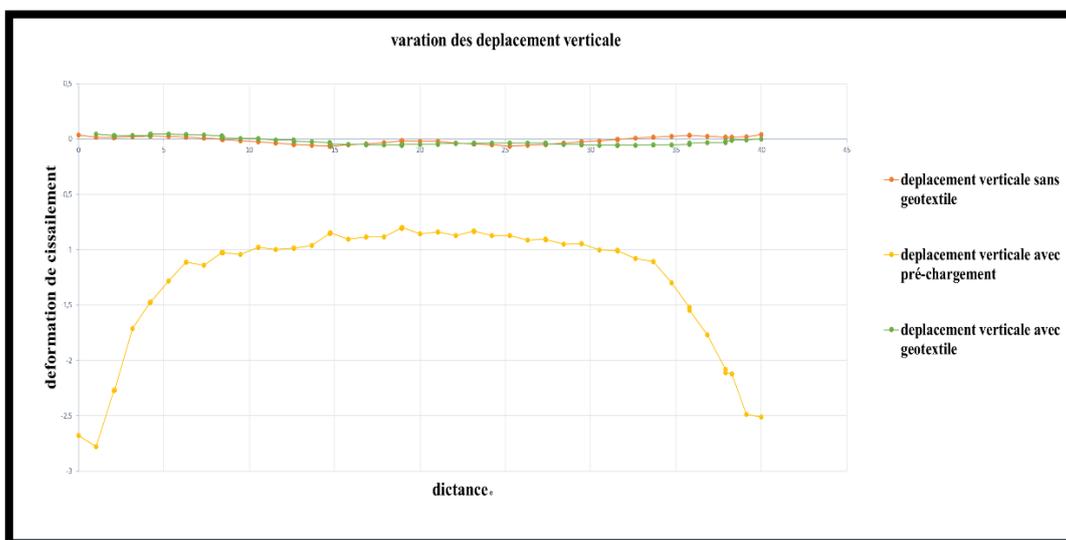


Figure IV.41 : la variation des déplacements verticaux.

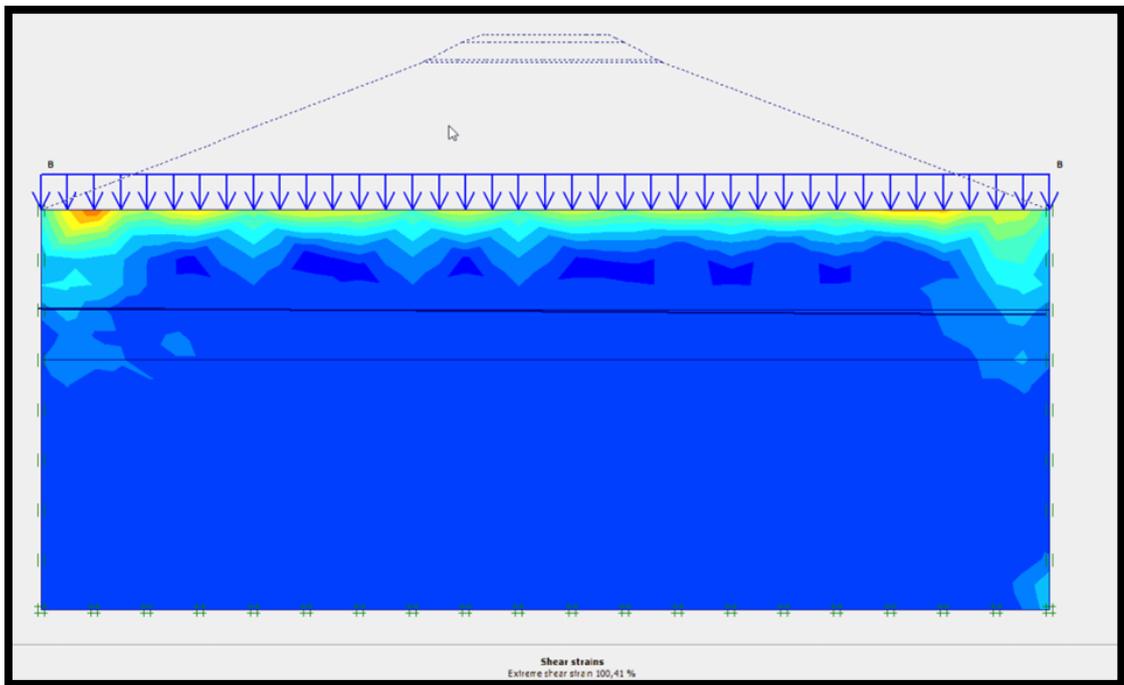


Figure IV.42 : Déformation de cisaillement.

Les résultats de déformations de cisaillement trouvés après le pré-chargement indiquent que le sol supporte subit des grandes déformations de compressibilité (consolidation) pendant 30 jours qui sont de l'ordre de 100.41% en surface du sol supporte.

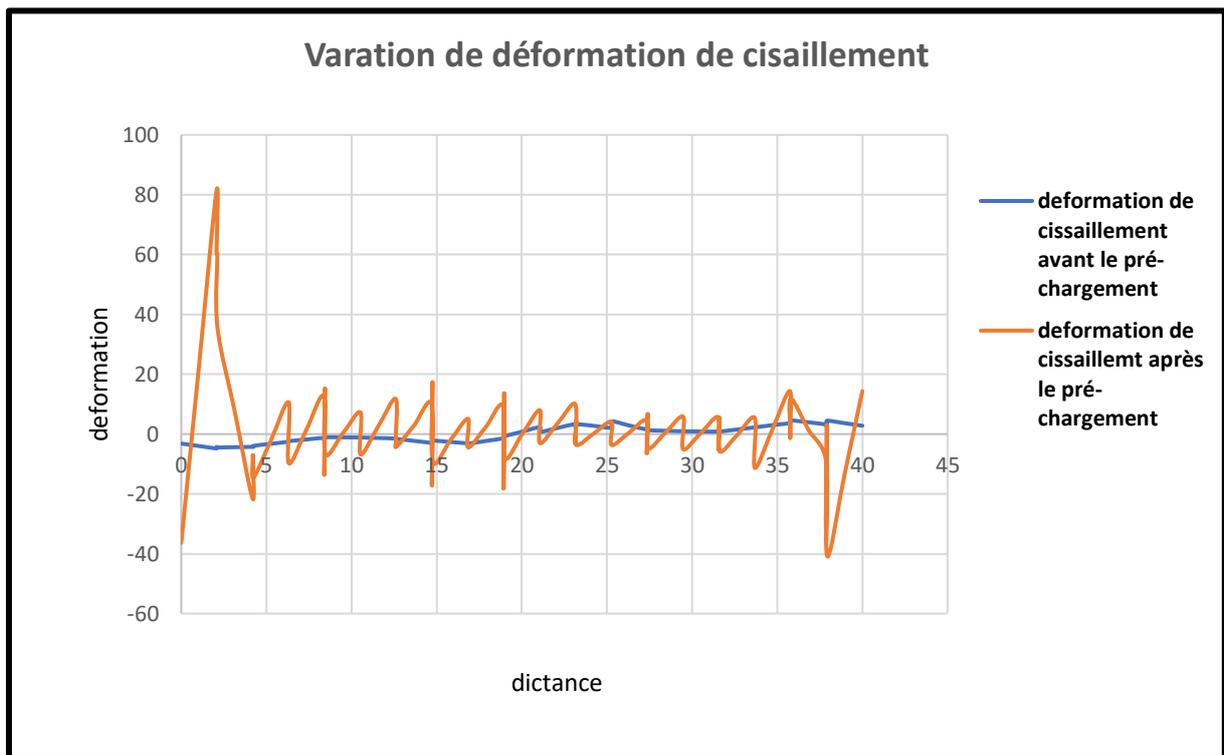


Figure IV.43 : variation de déformation de cisaillement.

Le tableau ci-dessous regroupe toutes les valeurs des déplacements verticaux et les déformations de cisaillement obtenues après le renforcement :

**Tableau IV.2 : Résultats de calcul après le renforcement**

		Avant le renforcement	Après le renforcement	
			Géotextile	Pré-chargement
PLAXIS 2D 8.2	Déplacement vertical	6.63 cm	5.89 cm	2.45 m
	Déformation de cisaillement	4.93 %	-	100.41%
GEOSLOPE	Déplacement vertical	10 cm	4.5 cm	-
	Déformation de cisaillement	3 %	0.3 %	-

## IV.6. Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique en élément fini (calcul à la rupture) et analytique (équilibre limite) par les trois codes de calcul : PLAXIS 8.2, GEOSLOPE et GEO5, on peut dire que les résultats trouvés pour les déplacements verticaux et le coefficient de sécurité coïncident plus ou moins avec celles trouvées par la méthode analytique réalisée au paravent qui montre l'efficacité des modèles proposés pour l'étude de la stabilité des couches de sol et les couches de remblais sous le trafic ferroviaire.

Les résultats trouvés des calculs à long terme des déplacements permettent de conclure ce qui suit :

- ✓ Pour les déplacements verticaux

Les déplacements trouvés par PLAXIS 2DV8.2 sous les couches de remblai montrent que le déplacement est  $192.87 \cdot 10^{-3}$  m, en présence des véhicules de train de 30 KN, la structure est déplacée de  $266.16 \cdot 10^{-3}$  m, par GEOSLOPE est de l'ordre 0.28 m (28 cm) ; qui sont très proche de celles trouvées par les essais au laboratoire 19.3 cm et 26,3 cm, donc le modèle proposé est très proche de la réalité et on constate que nous sommes dans la marge de déplacement inadmissible comparé au déplacement admissible de l'U.I.C qui est 6 cm.

- ✓ Pour les déformations de cisaillement

Les résultats trouvés par PLAXIS 2DV8.2 la déformation de cisaillement est de l'ordre de 4.93 % ; la valeur maximale est de l'ordre de 3 % par GEOSLOPE au niveau de sol support qui est une valeur très élevée et il y a un risque de cisaillement des couches de sol support.

Les valeurs trouvées sont très proches les uns aux autres par les deux logiciels est qui indique que la structure n'est pas stable vis à vie les déformations trouvées qui dépasse les déformations admissibles dans le domaine ferroviaire.

✓ Pour le glissement

Le calcul par PLAXIS 2DV8.2 donne un coefficient de sécurité a l'état sec  $F_s = 1.89$  qui est très proche de  $F_s = 2.02$ , le code GEOSLOP donne un  $F_s = 1.63$  proche de  $F_s = 1.54$  pour une saturation totale, par GEO5 a l'état sec et d'ordre de  $F_s = 1.58$  proche de  $F_s = 1.58$ ; après la saturation totale  $F_s = 1.49$ , très proche de  $F_s = 1.50$ ; qui montre que le talus est stable en présence des charges de train et le modèle proposé est très proche de la réalité, ainsi que l'allure du cercle de glissement est un glissement qui passe par le pied de remblai.

Le calcul du coefficient de sécurité par GEOSLOP en présence de trafic par majoration dynamique (FELLENIOUS, BISHOP, JAMBU, etc.), a donné une valeur minimale a l'état sec de l'ordre de  $F_s = 1.021$ , cette valeur montre que les couches de remblai sont très stables ou  $F_s$  est supérieur à 1.0 dans le cas dynamique. Après la saturation totale les résultats trouvés toujours sont très proches que celle trouvée par le calcul analytique qui est de l'ordre de  $F_s = 0.60$  inférieur à 1 qui est instable dans le domaine de la géotechnique.

Nous avons essayé comme solutions l'application de l'une des techniques d'amélioration des sols soit le pré-chargement ou l'injection d'une feuille de géotextile sous les couches de remblai qui a été élaborer lord de dimensionnement de la voie ferrée.

Les résultats trouvés de calculs à long terme des déplacements après le renforcement permettent de conclure ce qui suit :

Les résultats de calcul avec PLAXIS 2 D 8.2 après l'installation du système de renforcement (feuille de géotextile) montrent que le déplacement vertical en surface est de l'ordre 22.8 cm qui a été de l'ordre de 26.6 cm avant le renforcement, par contre au niveau de sol supporte le déplacement est de l'ordre de 5.89 cm; avec GEOSLOP le déplacement vertical est de l'ordre 0.045 m (4.5 cm) qui été de l'ordre de 28 cm avant le renforcement.

Donc, on peut constater que le renforcement a minimisé les déplacements et augmentée la résistance à la compression et la portance des couches de sol supporte est devenue élever, nous pouvant conclure que le renforcement donne de bons résultats qui sont dans la marge de déplacement admissible inférieur a 6 cm

Les résultats des déplacements verticaux trouvés avec PLAXIS 2 D 8.2 après l'exécution de la méthode d'amélioration qui est le pré-chargement avec une période de 30 jours de consolidation montrent que le déplacement vertical maximal est de l'ordre 1.46 m a court terme et de 2.18 m a long terme.

✓ Pour la déformation de cisaillement

Le renforcement par le code GEOSLOP par géotextile a amélioré les résultats des déformations de cisaillement trouvées qui égale 3% avant le renforcement qui est devenu 0.3% après le renforcement, avec PLAXIS 2 D 8.2 sont devenus nuls au niveau de sol supporte ; qui indiquent que le renforcement est très bénéfique et qui absorbe les déformations de cisaillement et stabilise le sol supporte à cause de leurs comportements élastiques.

Les résultats de déformations de cisaillement trouvés avec PLAXIS 2 D 8.2 après le pré- chargement indiquent que le sol supporte subit de grandes déformations de compressibilité (consolidation) pendant 30 jours qui sont de l'ordre de 100.41% en surface du sol support.

## Conclusion générale et recommandations

---

### Conclusion générale et recommandations

L'élaboration du travail devrait impérativement être précédée de certains aspects liés à la maîtrise technique des éléments liés à la conception et à la stabilité des structures ferroviaires.

Ce travail consiste à une étude de stabilité de la nouvelle ligne de transport ferroviaire, qui relie la ville de Ouargla et Hassi Massoud de 126 km, nous choisissons le tronçon du PK 124+000 au PK126+000.

Nous avons commencé à expliquer tout ce qui concerne les remblais et les structures ferroviaires et pris connaissance des différents modes de déformations ainsi que les différentes méthodes classiques et courantes utilisées pour analyser les instabilités qui jouent un rôle primordial pour le choix de la méthode la plus adéquate de la zone d'étude.

L'étude de la stabilité commence toujours par une étude géotechnique, qui se base sur les observations sur le site, les essais in situ réalisés et les essais de laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent de proposer des solutions de confortement convenables.

À la lumière des données géologiques, il ressort que le terrain de PK 124+000 au PK126+000 située à Ouargla est formée de deux unités structurales ; le socle précambrien composé de roches éruptives et métamorphiques, surmontées par des milliers de mètres de couches sédimentaires allant du Cambrien jusqu'au Quaternaire constitué par trois formations comme suite des sables argileux, des marnes compactes et des sables marneux, qui sont des formations compressibles à assez compressible est peu gonflant à gonflant qui présentent des problèmes (tassements et glissements), en plus la présence des sulfates, qui représente un risque d'agressivité chimique forte vis-à-vis du béton de l'infrastructure des ouvrages, donc il est nécessaire de procéder à une étude de stabilité.

La classification LPC nous montre que notre sol est une argile peu. Tandis que la classification GTR nous indique que notre sol est un sol fin (sol argileux) et enfin la classification HRB nous démontre comme les deux premiers que le sol est un sol argileux.

## Conclusion générale et recommandations

---

On a établi le dimensionnement de la voie ferrée en fonction du trafic et de la qualité du sol support et on a obtenu une plateforme mauvaise qui nécessite une couche de forme de 0,3 m d'épaisseur avec des sous-couches de 55cm plus une couche de ballast de 35 cm.

Suit a la vérification des tassements on a constaté qui sont des tassements inadmissibles qui dépasse 6 cm pour le cas des couches de remblai, car le tassement et de l'ordre de 19.4 cm et la même chose en présence du trafic ferroviaire le tassement augment a une valeur de 26.3 cm.

Lors des calculs à long terme pour une étude statique par les méthodes de FILLINUS et Bishop a l'état sec on a trouvé que  $F_s = 2.262$  et  $2.020$  et c'est-à-dire la sécurité de la pente est satisfaisante pour les ouvrages est on remarque qu'il est supérieur à 1.5 c'est-à-dire que l'état de la pente est très stable ; pour le second cas de saturation totale c'est la même chose on a trouvé que  $F_s = 1.44$  et  $1.488$  qui sont très proches de 1.5 d'où on peut conclure que la pente est stable.

Pour une étude pseudo statique (coefficient de majoration dynamique) par les deux méthodes FILLINUS et BISHOP a l'état sec on a trouvé que  $F_s = 1.2$  et  $1.02$  c'est-à-dire la sécurité de la pente est satisfaisante et pour le second cas de saturation totale on a trouvé que  $F_s = 0.8$  et  $0.78$  où on remarque que le coefficient de sécurité décroît à l'état de saturation d'où on remarque qu'il est inférieur à 1 dans l'état de saturation c'est-à-dire que la pente devient instable.

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique et analytique par les trois codes de calcul : PLAXIS 8.2, GEOSLOPE et GEO5, on peut dire que le calcul des tassements et le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique réalisée auparavant, qui montre l'efficacité des modèles proposés pour l'étude des tassements et glissements.

Suite à la modélisation effectuée par les différents codes de calcul on a trouvées que les déplacements verticaux sont très importantes et qui dépasse les tassements admissibles d'où il est nécessaire de proposer des systèmes de renforcement pour améliorer la stabilisée des couches de remblai vis a vie le tassement, nous pouvant recommander le renforcement soit par la mise en place d'une feuille de géotextile sur le sol supporte ou bien l'application de la technique d'accélération de la consolidation par le pré-chargement du sol supporte sous le poids total de la structure et le train pour une période déterminer soit par des réservoirs d'eau ou bien des blocs en béton ou bloc rocheux soit la mise en place des drains verticaux et horizontaux.

## Conclusion générale et recommandations

---

Dans ce travail nous recommandons comme solutions, l'application de l'un des techniques d'amélioration des sols soit le pré-chargement ou l'injection d'une feuille de géotextile sous les couches de remblai qui a été élaborer lors de dimensionnement de la voie ferrée. On peut constater que le renforcement par géotextile a minimisé les déplacements et donne de bons résultats qui sont dans la marge de déplacement admissible inférieur à 6 cm, et augmente la résistance à la compression et la portance des couches de sol support.

Finalement pour un bon fonctionnement du confortement proposé nous recommandons les points suivants :

- La protection de la structure contre l'écoulement par la réalisation des systèmes de drainages des eaux de surface derrière (collecte les canalisations des eaux de surface).
- L'utilisation des masques drainants en matériaux granulaires grossiers pour l'annulation des pressions interstitielles
- La mise en place des purges qui est une des techniques de terrassement s'accompagne fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement,
- L'utilisation pour les futures études d'autre modèle en éléments finis qui prend en considération d'autres facteurs tel que les lois de comportement spécifiques ; modèle en trois dimensions ; pour mieux comprendre le comportement des sols et structures.

## Références bibliographiques

### Références bibliographiques

[1] : **DAHDOUH Manal** : ''Analyse de la stabilité sismique d'un remblai de grande hauteur'' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Mohamed Boudiaf -Msila ; Page (3,6,7,17,18 ) ; 2016-2017; Algérie.

[2] : **NEGUEZ Nedjmeddin ; DOUADI Zakarya** : '' Evaluation géostatique de la stabilité d'un remblai'' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Mohamed Boudiaf -Msila ; Page (5,) ; 2018-2019 ; Algérie.

[3] : **AZZAZ Ibtiham** ; **CHOUIKHA Safia** : '' Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique'' ; Mémoire de fin d'études Master II en : Conception et Calcul des Structures ; Université Ziane - Achour ; Page (4,5,) ; 2016-2017 ; Algérie.

[4] : **Soulef MOKHTAR AHDOUGA** : '' analyse de la stabilité d'un remblai -\_Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif \_ ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Mohamed Boudiaf -Msila ; Page (6,7,8,12,14,18,19) ; 2017-2018 ; Algérie.

[5] : **LCPC ; SETRA** : Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I ; Juillet 2000 ; page (41,42,43,44,45,46) ; Algérie.

[6] : **Rouhani Ramzi** : '' Etude Numérique Par PLAXIS de la Stabilité d'un Remblai sur Sol mol renforcée par Colonnes ballastée entourée par géo-synthétique'' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université LARBI BEN M'HIDI d'Oum El Bouaghi ; Page (64,65,66,67,68 ;69 ;70 ;71 ;73) ; 2018-2019 ; Algérie

[7] : **ROUAHNA Adel** : '' Analyse des glissements affectant une ligne ferroviaire et application des systèmes de confortements. Cas : BEKIRA / Constantine'' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Larbi Tebessi – Tébessa; Page ( 63,67,68) ; 2019 -2020 ; Algérie

[8] : **LARBISouhila**: ''étude numérique d'un glissement de la cité universitaire Médéa'' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; Page ( 39,43,44,45,46,52,56) ; 2012 -2013 ; Algérie

## Références bibliographiques

[9] : **BENDJEDDOU Azzeddine** : ” Etude des glissements routiers Au Nord Est de l’Algérie” ; Mémoire présenté en vue de l’obtention Du diplôme de Magister en Génie Civil ; Université MOHAMED KHIDER – Biskra; Page (54 ,55 ,56 ,57) ; 2012 -2013 ; Algérie

[10] : **Jean COSTET et Guy SONGLERAT** : ” cour pratique de mécanique de sol, calcul Des ouvrages”, tome 2, deuxième édition, Dunod, Paris 1975, France.

[11] : **BOUGUERRA Abdenacer** : ” Analyse de la stabilité et choix des procédés de confortement Cas : « Glissement de terrain60 /420 logements Chercherai, Médéa » ” Mémoire de fin d’études en vue de l’obtention du diplôme de Master II en géotechnique ; Université de KHEMIS-Miliana Faculté des Sciences de la nature et de la vie et des sciences de la terre ; 2013-2014 ; Algérie.

[12] : **LIMANE Ahmed** : ” Etude géochimique des nappes du complexe terminal (CT) Dans la cuvette de Ouargla ” ; Mémoire présenté en vue de l’obtention Du diplôme de Master II en Géologie ; université KASDI MERBAH– Ouargla ; Page (59 ,60,62,64,65) ; 2015 -2016 ; Algérie

[13] : **GHETTAS Amal**:”Etude lithologique des réservoirs d’eau souterrain dans la cuvette de Ouargla ” ; Mémoire de Master Académique en Géologie; université KASDI MERBAH– Ouargla ; Page (15,16,17) ; 2016 -2017 ; Algérie

[14] : **BELLAOUEUR Abd El Aziz**:” Etude hydrogéologique des eaux souterraines de la région de Ouargla Soumise à la remontée des eaux de la nappe phréatique et Perspectives de solutions palliatives (Sahara Nord-Est Septentrional - Algérie) ” ; Mémoire de Magister En Géologie; Université EL-HADJ LAKHDAR– Batna; Page (20,22,26) ; 2008 -2009 ; Algérie

[15] : **M. BETTAYEB ABD EL HAMID** :” Caractérisation de la nappe Moi -Pliocène la région d’El Hadjira ” ; Mémoire de Master Académique en Géologie ; université Kasdi Merbah– Ouargla ; Page (30,32,34) ; 2017 -2018 ; Algérie.

[16] : **JACQUES. L** : ” Géotechnique1cours chapitres 1” ; 2005 -2006.

[17] : **vincent. ROBITAILLE et Denis. TREMBLAY** : ”mécanique des sols théorie et pratique”

[18] : **Union international de chemin de fer** ; « Code UIC 719 Deuxième édition » DE-Consult ;01 janvier 1994.

## Références bibliographiques

- [19] :ANESRIF :’’ ligne nouvelle TOUGGOURT \_ HASSI MESSAOUD Etude d’exécution du pk 124+000 au pk 126+000 ‘’ ;2021 -2022 ; Algeria
- [20] : **Tahar LAMANI** ; ’’ Dimensionnement d’une ligne ferroviaire et analyse des déformations Cas : ligne ferroviaire M’sila-BOUGHEZOUL’’. Mémoire de Fin d’étude de **Master 02**, Faculté des sciences et de la technologie ; département génie des mines ; option géotechnique ; université Larbi TEBESSI – Tébessa. 2017\_2018
- [21] : **Chibani hamza** ; ’’ **Analyse de la capacité portante et dimensionnement des fondations. Cas Bâtiments R+5 Ouled Fayet Alger** ’’. Mémoire de Fin d’étude de **Master 02**, Faculté des sciences et de la technologie ; département génie des mines; option géotechniques ; université Larbi TEBESSI – Tébessa. Juin 2015
- [22] :**F. SCHLOSSER et L.DORMIEUX** : ’’Talus et soutènement en dynamique des sols’’, Ecole Nationale des Ponts et chaussées (C.E.R.M.E.S) – Paris
- [23]:**R.B.J Brinkgreve** : ’’dynamics manual.V8 ’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [24]: **R.B.J Brinkgreve** :’’general information V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [25]: **R.B.J Brinkgreve** :’’material models manual V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [26]: **R.B.J Brinkgreve** :’’referenc manual V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [27]: **R.B.J Brinkgreve** :’’scientific manual V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [28]: **R.B.J Brinkgreve** :’’tutorial manual V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [29]:**R.B.J Brinkgreve** : « Manuel de référence version 8 », Delft University of technology, Pays-Bas, DELFT, 2003.
- [30]:**R.B.J Brinkgreve** : ’validation manual V8’’ ; Delft University of technology ; DELFT ; 2003; Pays-Bas.
- [31]: **CALGARY, ALBERTA** : « Stability modeling with SLOPE/W Cours », 2012 version Thiard édition, Canada, 2008, Web : <http://www.geo-slope.com>.
- [32] : **ABIDI Mohamed El Hadi** : ’’ Geo5 2018’’ logiciel de calcul géotechnique en stabilité des pentes, 2016.



Figure 1 : Plan d'implantation des travaux in-situ.[19]

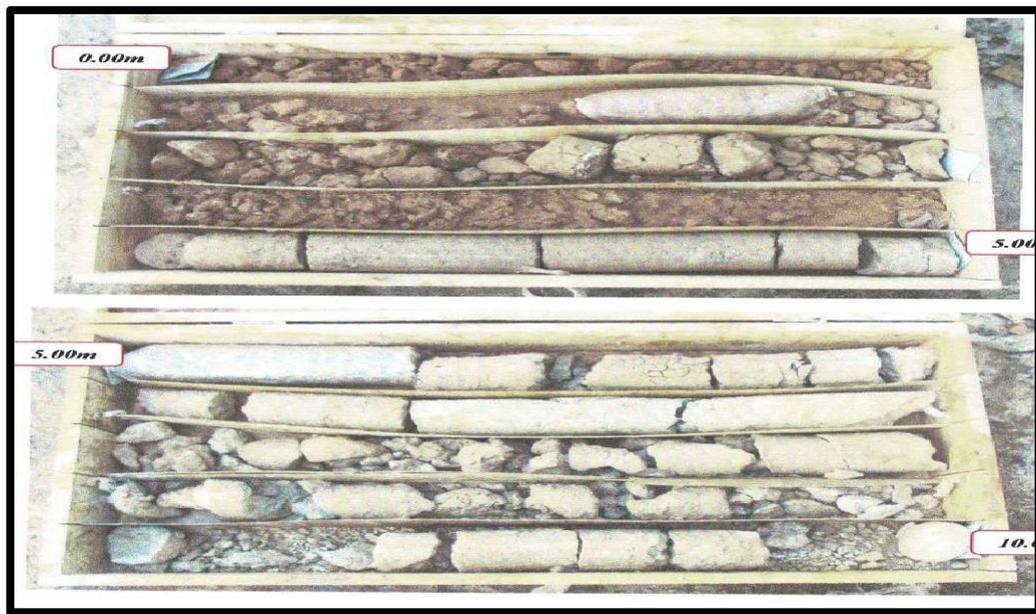


Figure 2 : sondage 1.[19]



Figure 3 : sondage 2.[19]

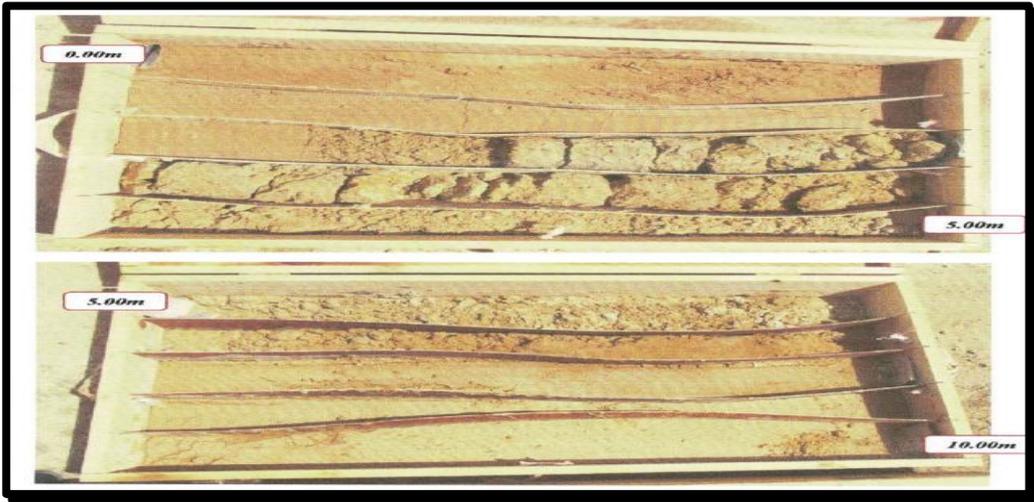


Figure 4 : sondage 3.[19]



Figure 5 : sondage 4.[19]



Figure 6 : sondage 5.[19]