



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

*Etude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante
Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'AutoRoute
Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 Au
PK36+800*

Présenté par :

ACHIR Farida

MEDJOU DJ Maliza

Encadré par :

M^r : KHEFFACHE Toufik

Promotion 2016/2017

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciement à ALLAH qui nous a donné la force, le courage puissant qui nous a donné la et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et particulière que nous remercions notre promoteur Mr KHEFFACHE.T (maitre de conférence à l'Université de Bejaia) pour son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permis de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous remercîments s'adressent aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier pour l'ensemble des enseignants, qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

Farida et Maliza.

DEDICACES

JE dédie ce précieux travail

*A mes chers PARENTS qui m'ont donné le
courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que
je réussisse*

Que Dieu les protège

*A mes chers frère : Ali, Kher eddin, Youcef et
AYOUB*

*A mes sœurs : Linda et Souma et sa petit fille
HADILE*

A mes cousins Fateh, Chaima, Dihiya, Aicha

*A tout la famille **ACHIR A KHERRATA***

A tous mes très chers amis

A ma Binôme MALIZA

A Tous ceux qui me sont chères

Farida

Dédicaces

Dieu le tout puissant, le clément et le miséricordieux

*Merci pour la force que tu m'as donné afin d'accomplir ce modeste travail
que Je dédie :*

*Aux DEUX rois de mon cœur, la lumière qui a éclairé mon parcours l'homme
qui a toujours été là pour moi mon très cher père, et la femme qui a toujours
veillé sur moi ma très chère mère.*

*A mes frères qui mon toujours aidé et qui ont été ma première source
d'inspiration et de courage, et à ma très chère sœur.*

*A ma deuxième moitié nouridine qui m'a beaucoup soutenues, et a toute ma
belle-famille.*

A toute ma familles oncles, tantes et cousins.

A tous mes amis et amies.

A tous ceux que J'ai côtoyé au cours de mes études, profs et étudiants.

A vous tous.

Maliza

Medjouj

Liste des symboles

E : Module préssiométrique

Pl : Pression limite

C : Cohésion totale (MPa)

Cc : Indice de compression (%)

Cg : Indice de gonflement (%)

CBR : Indice de portance imbibé (%)

Dmax : Diamètre maximal des grains (mm)

e : Indice des vides

EV2 : Module sous chargement à la plaque (bar)

G : Potentiel de gonflement (%)

ΔH : Tassement (mm)

IPI : Indice de portance immédiat (%)

IP : Indice de plasticité (%)

IR : Indice de retrait (%)

Pg : Pression de gonflement (kPa)

RC : Résistance à la compression (MPa)

VB : Valeur au bleu de méthylène (g /kg)

V : Vitesse de cisaillement (mm/min)

W : Teneur en eau (%)

γ_d : poids volumique sec

Sr: Degré de saturation du sol

WL : Limite de liquidité (%)

WP : Limite de plasticité (%)

WR : Limite de retrait (%)

ϕ : Angle de frottement interne (°)

σ : Contrainte normale du cisaillement à la boîte (bars)

R : Le rayon du cercle

W_i : Le poids de chaque tranche

n : La porosité

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

σ : La contrainte normale totale

σ' : La contrainte normale effective

F_s : Coefficient de sécurité

U : la pression interstitielle

γ' : le poids volumique déjaugé

γ_s : Poids volumique des grains

γ_h : Poids volumique humide

Listes des figures

Partie théorique

Figure I 1.Tracé en plan d'une route.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I 2.Les éléments du profil en travers.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I 3.Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches ...	6
Figure I 4.Chaussée souple	7
Figure I 5.Chaussée rigide.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 1:Pentes naturelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2: Pente artificiels.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3:Mouvement de terrain	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 4:Glissement plan	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 5:Glissement circulaire (rotationnel).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 6:Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 7:Glissement quelconque (aléatoire).	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 8:Effondrements des cavités souterraines	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 9:Schéma illustre une coulée de boue	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 10:Instabilités des talus (cas des routes).	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 11:calcul par la méthode des tranches	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 12:Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 13:Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS .	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 14:la représentation des forces horizontale sur une tranche	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 15:Travaux de déblai	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 16:Travaux de remblai de grande hauteur	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 17:Rotograde effectuant le réglage d'une couche de forme	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 18:Coupe type d'une tranchée drainant	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 19:drains subhorizontaux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 20:Galerie drainante	Erreur ! Signet non défini.

Listes des figures

- Figure II. 21:Galerie drainante. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 22:Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 23:Exemple de clouage d'un glissement..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 24:Allégement en tête **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 25:Reprofilage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Partie pratique

- Figure III 1. Figure III. 1.Localisation de la wilaya de Bejaia. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III 2.Figure III. 2. Daïra de la wilaya de Bejaia..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III 3.Figure III. 3. Géomorphologie de colline de Sidi Aiche.**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III 4. Figure III. 4.Marne totalement altérée **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.1:cercle de rupture, avec $R=31.61$ de 1^{ère} possibilité du profil PK35+210....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 2:cercle de rupture $R=25m$ de 2^{ème} possibilité du profil PK35+210.. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 3:cercle de rupture $R=20,7m$, de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+210.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 4:cercle de rupture $R=35.1m$, de la 1^{ère} possibilité du profil PK35+940**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 5:cercle de rupture $R=53.64m$, de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+940..**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 6:cercle de rupture $R=26.05m$, de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+940...**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 7:cercle de rupture $R=19,7m$, de la 1^{ère} possibilité du Profil PK36+650.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 8:cercle de rupture $R=19,7m$, de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+650.**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 9:cercle de rupture $R=19,7m$, de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+650**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 10:cercle de rupture $R=19,7m$, de 1^{ère} possibilité du profil PK35+571.8.....**Erreur ! Signet non défini.**

Listes des figures

- Figure V. 11: cercle de rupture $R=43,26\text{m}$, de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+571.8
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 12: cercle de rupture $R=43,26\text{m}$, de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+571.8
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 13: cercle de rupture $R=30\text{m}$, de la 1^{ère} possibilité du profil PK36+033.6... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 14: cercle de rupture $R=29,78\text{m}$, de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+033.6
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 15: cercle de rupture $R=23\text{m}$, de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+033.6... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 16: Profil de calcul au PK35+210 représente le terrain naturel (avant le terrassement). **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 17 : 1^{ère} possibilité de terrassement du profil PK35+210 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 18: 2^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+210 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 19: 2^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+210 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 20: 2^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+210 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 21: Profil de calcul au PK35+940 représente le terrain naturel (avant le terrassement). **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 22: 1^{ère} possibilité de terrassement du profil PK35+940. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 23 : 2^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+940 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 24: 3^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+940 **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 25: Figure résumant les trois différents terrassements de profil PK35+940... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 26: Profil de calcul au PK36+650 représente le terrain naturel (avant le terrassement) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V. 27: 1^{ère} possibilité de terrassement du profil de calcul au PK36+650..... **Erreur ! Signet non défini.**

Listes des figures

Figure V. 28: 2ème possibilité de terrassement du profil PK36+650**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 29:3ème possibilité de terrassement du profil PK36+650**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 30 :Figure récapitulatif des trois possibilités de terrassement de profil PK36+650**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 31: Profil de calcul au PK35+571.8 représente le terrain naturel. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 32:1ère proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 33:2ème proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 34:3ème proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8 ...**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 35:Récapitulatif des trois possibilités de remblaiement au PK35+571.8**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 36:Profil de calcul au PK36+033.6 représente le terrain naturel **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 37:1ère possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 38:2ème possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 39:3ème possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 40:Figure récapitulatif des trois possibilités de remblaiement de B3 au PK36+033.6.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 1: effet d'un remblai semi-infini**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 2:Géométrie de distribution des charges sur les couches de sol. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 3 :Tassement des couches du sol sous les défférentes surcharges.... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 4: la charge sur les couches de sol après le pré chargement.**Erreur ! Signet non défini.**

Listes des figures

Liste des tableaux

- Tableau I.1:La comparaison des différentes structures **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.1:Facteur de sécurité recommandées selon les risques liés à l'ouvrage**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .1. Récapitulatif des résultats des puits de reconnaissances.**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 2. Récapitulatif des résultats des sondages carottés. ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .3. Résultats de l'essai préssiométrique PSO 35 -1 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .4. Résultats de l'essai préssiométrique PSO 35 -2 **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .5. Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .6. Classification des sols selon γ_h et γ_d **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 7. Degré de plasticité des sols selon I_p **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .8. Gonflement potentiel des sols selon I_p **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 9 . Résultats de l'essai de cisaillement **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .10. Classification du sol selon C_c **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .11. Classification du sol selon C_g **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .12.Résultats de sondage RSO35 – 3, site PK 35 +393 D 16.5 m.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 13. Résultats de sondage RSO35 – 4, site PK 35 + 565 D 75 m.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 14.Résultats de sondage RSO36 – 2, site PK 36 +480 D 56 m.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .15. Résultats de sondage P 35– 2, site PK 35 +200.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .16.Résultats de sondage P 35 - 4, site PK 35 + 565.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III. 17.Résultats des puits de reconnaissances P 36 - 1, site PK 36 + 180.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III .18.Résultats des puits de reconnaissances P 36 - 4, site PK 36 + 660.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV. 1:Lithologie des formations dominantes..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV. 2:Caractéristiques physiques principales de l'argile peu plastique.**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV. 3:Caractéristiques de consolidation de l'argile **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Tableau IV. 4:Caractéristiques de résistance au cisaillement de l'argile.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 5:Caractéristiques de résistance au cisaillement de la marne..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 6:Caractéristiques de résistance au cisaillement de la marne..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 7:Site des déblais.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV. 8:Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature, suivant la norme NF P 11-300 (GTR)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 1 : Résultats de 1^{ère} possibilité du profil PK35+210....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 2: Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+210.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 3:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+210.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 4:Résultats de la 1^{ère} possibilité du profil PK35+940..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 5:Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+940**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 6:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+940.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 7:Résultats de la 1^{ère} possibilité du Profil PK36+650...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 8: Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+650.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 9:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+650..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 10:Résultats de 1^{ère} possibilité du profil PK35+571.8..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 11:Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+571.8.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 12:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+571.8.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 13:Résultats de la 1^{ère} possibilité du profil PK36+033.6.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 14:Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+033.6.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 15:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+033.6.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 16:Les données de résultats de logiciel.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 17:caractéristiques des couches**Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Tableau V. 18:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité PK de 35+210**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 19:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de PK 35+940**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 20:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de PK 36+650**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 21:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité dePK 35+5718.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 22:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de PK36+033.6.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 1 :Valeurs de coefficient α selon Menard **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 2:Résultats des tassements calculés on appliquant la charge de remblai seul.
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 3:Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 4:Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai, la charge des couches de forme de la route et la charge des véhicules.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 5: Résultats des tassements calculés in appliquant la charge du remblai...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 6: Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.7: Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai, la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 8: valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 9:Résultats des tassements calculés après le pré chargement. **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures.....	i
Liste des tableaux.....	ii
Sommaire.....	iii
Introduction générale.....	.00

Partie théorique

Chapitre I : Généralités sur les chaussés

I.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Définition de la route.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Les éléments géométrique de la route.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1. Le tracé en plan	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1.1. Règles à respecter dans le tracé en plan.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1.2. Eléments du tracé en plan	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Le profil en long	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2.1. Règle à respecter dans la trace du profil en long	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2.1. Les élément de composition du profil en long.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3. Le profil en travers	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3.1. Les éléments du profil en travers	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Dimensionnement de la chaussée	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1. Constitution d'une chaussée : les différentes couches	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2. Les différentes type de chussée	7
I.4.2. Les différents types de chaussée	10

Chapitre II : La stabilité des talus

II .1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.2 Définition d'une pente	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1 Pentes naturelles.....	Erreur ! Signet non défini.
II .2.2 Pentes artificiels	Erreur ! Signet non défini.
II.3 Mouvements de terrain	Erreur ! Signet non défini.

II.3.1 Classification des mouvements des terrains	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1.1 Les mouvements rapides et discontinus	Erreur ! Signet non défini.
II.4 Principales causes des mouvements de terrains en pentes.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1 Les causes dues à l'intervention humaine.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5 Méthodes de calcul de stabilité des pentes	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1 Elément de base de calcul	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2 Définition du coefficient de sécurité.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.3 Méthodes de calcul de la stabilité	Erreur ! Signet non défini.
II.5.3.1 Méthodes d'équilibres limites	Erreur ! Signet non défini.
II.5.4 Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte	Erreur ! Signet non défini.
II.5.5 Différents logiciels de calcul de stabilité	Erreur ! Signet non défini.
II.6 Terrassement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.1 Principes et séquences des opérations de terrassement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.2 L'organisation des travaux et le choix des équipements et des méthodes de terrassement	Erreur ! Signet non défini.
II.6.3 Les paramètres qui régissent l'organisation des travaux de terrassement	Erreur ! Signet non défini.
II.6.4 Equipements de terrassement [13]	Erreur ! Signet non défini.
II.7 Méthodes de confortement des talus	Erreur ! Signet non défini.
II.7.1 Drainage.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2 Renforcement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.1 Les ouvrages de soutènement rigides	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.2 Quelques exemples de murs souples	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.2 Confortement par système de parois	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.3 Renforcement par inclusions	Erreur ! Signet non défini.
II.7.3 Modifications géométriques (terrassement).....	Erreur ! Signet non défini.

Partie pratique

Chapitre III :Présentation,reconnaissance et etude géotechnique

III.1 Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.2 Situation du projet	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1 Situation géographique	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1 Hydrogéologie et hydrogéologie du site.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2 Topographie géomorphologie de la région.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4 Eaux superficielles et souterraines	Erreur ! Signet non défini.
III.5 Effets sismiques et catégorie de site.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6 Reconnaissance du sol.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1 Essais in- situ	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1.1 Puits de reconnaissance.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1.2 Sondages carottés.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.1.3 Essai préssiométrique.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2 Essai au laboratoire.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2.1 Essai d'identification	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2.2 Essais mécaniques.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2.2.1 Essai Proctor	Erreur ! Signet non défini.
III.6.2.2.2 Essai œdométrique	Erreur ! Signet non défini.
III.6.3 Les résultats des essais.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Caractérisation et classification des matériaux existants

IV.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Sols de la pénétrante Bejaia à Ahnif (PK 35+00 à PK 36+800)	Erreur ! Signet non défini.
IV.3 Formations lithologique de sol.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4 Reconnaissance du sol	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.1 Caractéristiques physiques de l'argile.....	Erreur ! Signet non défini.

IV.4.2	Caractéristiques de consolidation de l'argile.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.3	Caractéristiques de résistance au cisaillement de l'argile	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.4	Caractéristiques de résistance au cisaillement de la marne	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.5	Essai Proctor	Erreur ! Signet non défini.
IV.5	Situation des déblais.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6	classification du sol selon le GTR.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.7	Substitution pour la couche partie supérieure de terrassement (PST)	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1	Exigences techniques des matériaux de la PST (partie supérieure de terrassement)	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.2	Exigences techniques des matériaux de la couche de forme.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.8	Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Calcul de la stabilité des talus

V.1	Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.2	Analyse de la stabilité des talus.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1	Analyse de rupture par un calcul manuel	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.1.	Profil PK35+210	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.2.	Profil PK35+940	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.3.	Profil PK36+650	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V: Calcul de la stabilité des talus

V.2.1.4.	Le profil PK35+571.8	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.5.	Le profil PK36+033.6	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.	Analyse de la stabilité des talus par logiciel « Géo-Slope »	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.1.	Présentation de logiciel	Erreur ! Signet non défini.

V.2.2.2. L'interface du logiciel	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3. Application aux talus étudiés par "méthode ordinaire"	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3.1. Profil PK35+210.....	Erreur ! Signet non défini.
V. 2.2.3.2. Profil PK35+940.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3.3. Profil PK36+650.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3.4. Profil PK35+571.8.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.3.5. Profil PK35+940.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI : Calcul des tassements

VI.1. Introduction	Erreur ! Signet non défini.
VI.2 .Calcul de tassement.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1. Par la méthode œdométrique	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.4.Effet d'un remblai semi infini.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1.5.Etapes de calculs des tassements	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2.Par la méthode préssiométrique	Erreur ! Signet non défini.
VI .2.2.1.Calcul le module préssiométrique harmonique	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.Calcul du temps de consolidation (t).....	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion générale.....	00

Introduction générale

Introduction générale

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de tout politique d'aménagement du territoire et de développement d'un pays. L'Algérie a connue une forte croissance de sa population depuis son indépendance, nécessitant d'avantage de développement des grandes infrastructures de base surtout de transport, pour répondre aux besoins exprimées par la population.

Le travail que nous avons présenté dans ce mémoire a pour objet une étude géotechnique d'un tronçon de la pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif de PK35+000 au PK36+800.

De ce fait notre travail se divise en deux partis :

La première partie porte sur une étude bibliographique sur les chaussées, leurs constitutions, le dimensionnement et les différents types de chaussées, et aussi la stabilité des talus engendré par les terrassements et le remblaiement. On a exposé les différentes méthodes de calcul de la stabilité et les différentes méthodes de confortement et de stabilisation.

Dans la deuxième partie on a présenté étude géotechnique et la classification des sols du tronçon de la pénétrante de Bejaia. On a proposé plusieurs possibilités de terrassements aux trois profils et de remblaiements aux deux profils, puis on a déterminé la surface de rupture pour chaque possibilité. Cette étude a été commencée par un calcul manuel des surfaces de rupture et leurs coefficient de sécurité, avec la vérification des résultats par le logiciel « Géo-Slope ». On a calculé le tassement des remblais par deux méthodes, préssiométrique et oedométrique, comme ces remblais sont substitués par des matériaux de classe B3 (Graves silteuse).

Partie Théorique

Chapitre I

Généralités sur les chaussés

I.1.Introduction

Depuis la nuit des siècles, les romains construisaient les chaussées, pour la circulation impériale, avec un objectif essentiellement militaire, celui de permettre un déplacement rapide des légions en différents point de l'empire, et cela quelles que soient les conditions météorologiques. Les chaussées de cette époque constituaient les dallages d'une superposition de couches d'épaisseurs différentes, cette superposition a été transmise aux chaussées actuelles qui présente une structure multicouche surmontant un ensemble plate-forme support de chaussée.

I.2. Définition de la route

La route est une voie aménagée pour la circulation des véhicules automobiles ou autres ainsi que des piétons. A l'intérieur des agglomérations, la route prend le nom de rue, avenue, boulevard...etc.

I.3.Les éléments géométrique de la route

I.3.1. Le tracé en plan

Le tracé en plan est une succession des droites reliées par des liaisons. Il représente la projection de l'axe routier sur un plan horizontal qui peut être une carte topographique ou un relief schématisé par des courbes de niveau.

Les caractéristiques des éléments constituant le tracé en plan doivent assurer les conditions de confort et de stabilité et qui sont données directement dans les codes routiers en fonction de la vitesse de base et le frottement de la surface assuré par la couche de roulement.
[2](Figure I.1)

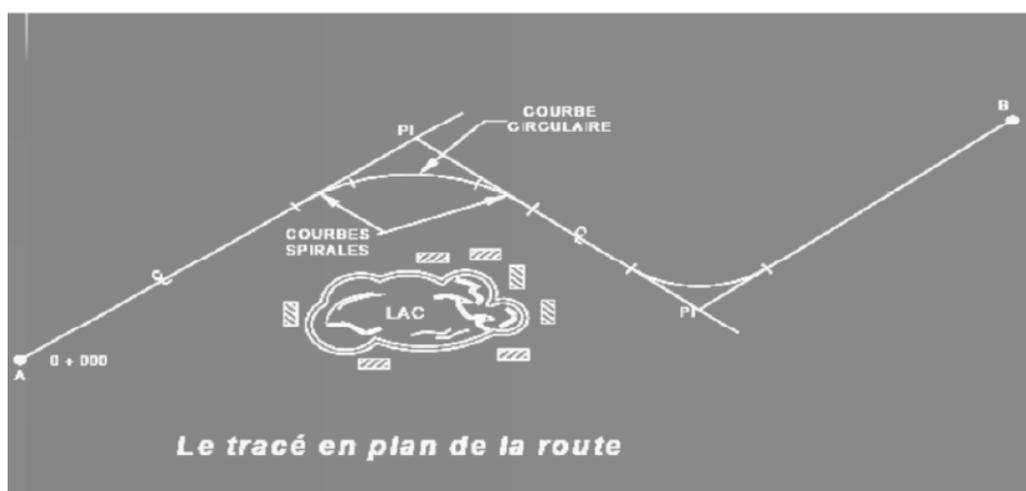


Figure I. 1. Tracé en plan d'une route.[10]

I.3.1.1.Règles à respecter dans le tracé en plan

- L'adaptation de tracé en plan au terrain naturel afin d'éviter les terrassements importants.
- Eviter de passer si possible sur des terrains agricoles et des zones forestières.
- Se raccorder au réseau routier existant.
- Eviter le franchissement des oueds afin d'éviter le maximum d'ouvrage d'arts et ce la pour des raisons économiques, si le franchissement est obligatoire essayer d'éviter les ouvrages biais.
- Remplacer deux cercles voisins de même sens et de rayon différent par un cercle unique.
- Eviter les sites qui sont sujet à des problèmes géologiques (présence de failles ou des matériaux pressentant des caractéristiques très médiocres).
- Il faut toujours appliquer les rayons supérieurs au rayon minimal normal.
- Eviter les très longs alignements droits. [10]

I.3.1.2. Eléments du tracé en plan

a) Alignement

Pendant longtemps on a préféré le tracé rectiligne parce qu'il est le plus court, mais maintenant les longs alignements sont à proscrire, car :

- Eblouissement causé par les phares (conduite de nuit).
- Mauvaise adaptation de la route au paysage.
- Esthétique difficile.
- Encourage les vitesses excessives.

Pour cela, on est amène à faire un tracé légèrement infléchi. On doit donc remplacer ces alignements droits trop longs par une succession d'alignements courts et de courbes. En faits, il est préférable d'avoir un pourcentage compris entre 20% et 60% en alignement droit, d'une section de route. [10]

b) Arc de cercle

Deux alignements droits de direction différente sont reliés par une courbe. Notre rôle est d'assurer une transition confortable et sécurisante d'un usager passant d'un alignement droit à un autre.

Pour cela, il y a lieu de choisir un rayon de la courbe assurant cette condition. Dans ce cas, trois éléments interviennent pour limiter la courbure :

- La stabilité des véhicules sous l'effet de l'accélération centrifuge.
- La visibilité dans les courbes.

On essaye de choisir les plus grands rayons possibles en évitant de descendre au-dessous du rayon minimum préconisé. [10]

c) Rayon en plan

Un véhicule qui se déplace dans un virage est soumis à différentes forces, parmi lesquelles figurent son poids propre **P** et la force centrifuge **F_c**.

Si la composante de la résultante des deux forces **R'** passe en dehors du polygone des roues, le véhicule perd sa stabilité et se renverse. [25]

I.3.2. Le profil en long

Le profil en long est une coupe longitudinale du terrain suivant un plan vertical passant par l'axe de la route. Il se compose de segments de droite de déclivité en rampe et en pente et des raccordements circulaire, ou parabolique. Ces pentes et rampes peuvent être raccordées entre elles soit par des angles saillants ou par des angles rentrants. La courbe de raccordement la plus courante utilisée est le parabolique qui facilite l'implantation des points du projet.

I.3.2.1. Règle à respecter dans le tracé du profil en long

L'élaboration du tracé de profil en long s'appuiera sur les règles suivantes [10] :

- Respecter les valeurs des paramètres géométriques préconisés par les règlements en vigueur.
- Éviter les angles rentrants en déblai, car il faut éviter la stagnation des eaux et assurer leur écoulement.
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.
- Pour assurer un bon écoulement des eaux, on placera les zones des dévers nul dans une pente du profil en long.
- Recherche un équilibre entre le volume des remblais et les volumes des déblais.
- Éviter une hauteur excessive en remblai.
- Assurer une bonne coordination entre le tracé en plan et le profil en long, la combinaison des alignements et des courbes en profil en long doit obéir à des certaines règles

- Eviter les lignes brisées constituées par de nombreux segments de pentes voisines, les remplacer par un cercle unique, ou une combinaison de cercles et arcs à courbures progressives de très grand rayon.
- Remplacer deux cercles voisins de même sens par un cercle unique.
- Adapter le profil en long aux grandes lignes du paysage.

I.3.2.1. Les élément de composition du profil en long

Le profil en long est constitué d'une succession de segments de droites (rampes et pentes) raccordés par des courbes circulaires, pour chaque point du profil en long on doit déterminer :

- L'altitude du terrain naturel.
- L'altitude du projet.
- La déclivité du projet.

I.3.3. Le profil en travers

Le profil en travers est défini comme étant la coupe suivant un plan vertical perpendiculaire à l'axe du projet.

La détermination du profil en travers constitue à définir la largeur de la chaussée et ses annexes, On distingue trois types de profils en travers :

- Profil en travers en déblai.
- Profil en travers en remblai.
- Profil en travers mixte (remblai et déblai).

I.3.3.1. Les éléments du profil en travers [27]

- **La chaussée :** C'est la partie renforcée et affectée à la circulation des véhicules. Pour subir directement les actions des véhicules et les facteurs naturels, sa largeur dépend essentiellement de considération de débit, elle est divisée en voies de circulations.
- **Les accotements :** Les accotements se trouvent aux cotés de la chaussée, ils étaient utilisés auparavant soit pour le dépôt des matériaux soit pour les piétons, maintenant, ils sont utilisés pour le stationnement. Sur les routes importantes la largeur des accotements est de 2 à 2.5m utilisés comme bande d'arrêt.

- **La plate-forme** : C'est l'ensemble de la chaussée et des accotements, elle est située entre les fossés ou les crêtes de talus de remblais.
- **L'assiette** : C'est la surface de la route délimitée par les terrassements.
- **L'emprise** : C'est la surface du terrain naturel affectée à la route et à ses dépendances (Talus, exutoires, etc....) limitée par le domaine public.
- **Le talus** : Le talus a une inclinaison qui dépend de la cohésion des sols qui le constitue, cette inclinaison est désignée par une fraction (A/B) tel que :
 A : la base du talus.
 B : hauteur du talus.
- **Le fossé** : C'est un ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement

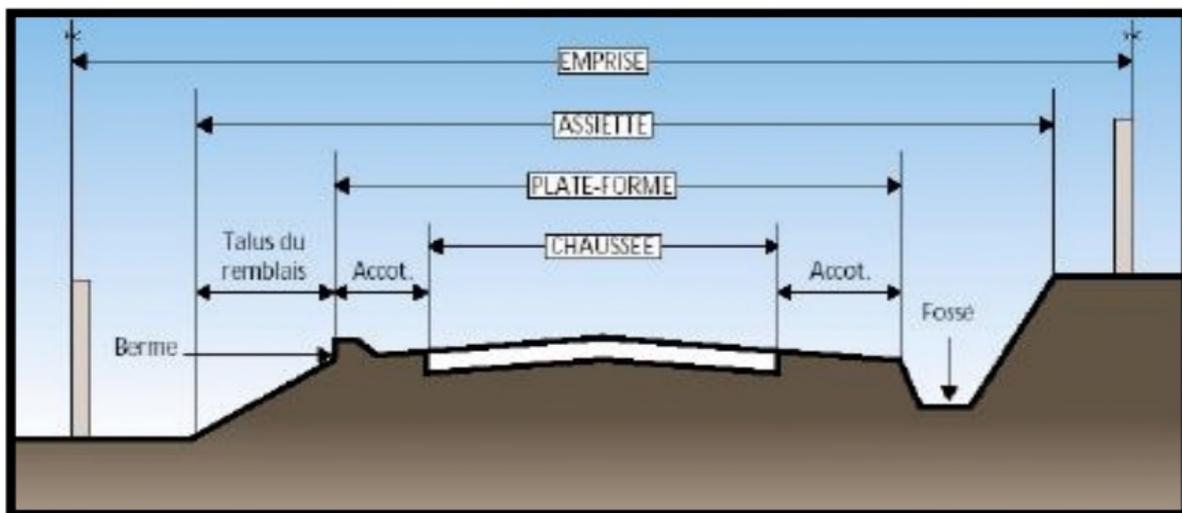


Figure I. 2. Les éléments du profil en travers. [27]

I.4. Dimensionnement de la chaussée

Une étude routière ne se limite pas en un bon tracé en plan et d'un bon profil en long, en effet, une fois réalisée, elle devra résister aux agressions des agents extérieurs et à la surcharge d'exploitation : action des essieux des véhicules lourds, effets des gradients thermiques, pluie, neige, verglas,....etc. Pour cela il faudra non seulement assurer à la route de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes ces charges pendant sa durée de vie. [8]

I.4.1. Constitution d'une chaussée : les différentes couches

Vue leur rôle les chaussées se présentent comme des structures multicouches dont les épaisseurs doivent être suffisantes de manière à supporter sans dégradation la pression verticale transmise au sol. Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur, on peut constituer une chaussée par la superposition de couche de caractéristiques mécaniques croissantes. En général, on rencontre les couches suivantes à partir du sol [6] (Voir la figure I.3) :

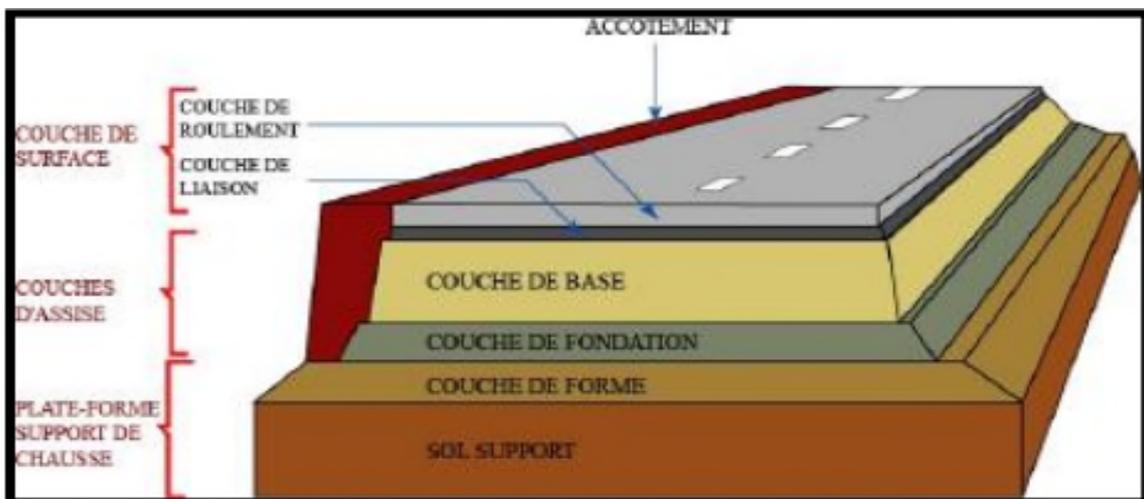


Figure I. 3. Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches [16]

a) sol support

Il est généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée.

b) Couche de forme

La couche de forme est un élément de transition qu'on introduit entre le sol support et les couche de sol afin d'améliorer et d'uniformiser la portance du sol. Cette couche, ne fait pas partie intégrante de la chaussée, elle est constituée soit de matériaux grenus roulés ou concassés, soit de matériaux traités au liant hydrauliques.

Elle a plusieurs fonctions :

- Lors des travaux elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier ;
- Elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

c) Les couches d'assise

L'assise de chaussée se décompose en deux sous-couches : La couche de fondation, surmonté de la couche de base.

- **Couche de fondation** : Elle est constituée de gravier concassé 0/40 d'une épaisseur de 20 cm. Elle répartit la pression sur le support, afin de maintenir les déformations.
- **Couche de base** : Elle est constituée de gravier 0/25 et bitume elle est d'une épaisseur de 20 cm, cette couche supporte exactement l'action des véhicules à l'intérieur de laquelle la pression élevée s'atténuent avant d'être transmise à la couche de fondation.

d) La couche de surface

A son tour la couche de surface a généralement une structure bicouche :

- **La couche de roulement** : C'est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat ;
- **La couche de liaison** : l'apport structurel de cette couche est secondaire sauf les chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée

I.4.2. Les différents types de chaussée

a. Les chaussées souples

Ce sont les structures dites traditionnelles composées d'une couche bitumineuse (BB) mince (< 15 cm) pour la couche de roulement, et d'un corps de chaussée, assise, constitué d'une ou plusieurs couches de grave non traité (GNT). L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 30 et 60 cm. Figure (I.4) [2]

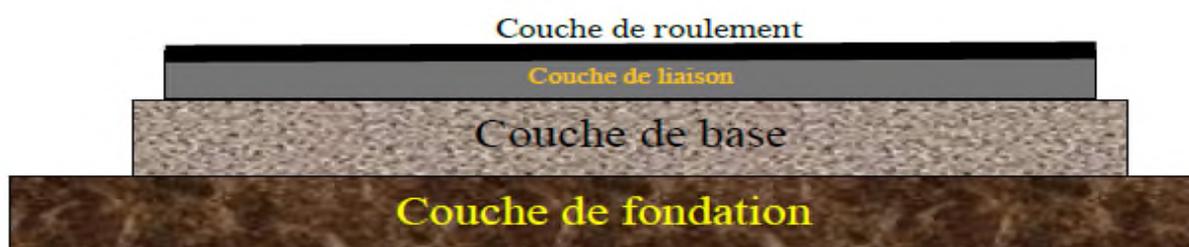


Figure I. 4. Chaussée souple. [17]

b. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou plusieurs couches. L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

c. Les chaussées mixtes

Elles sont composées d'une couche de roulement et d'une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. Le rapport K de l'épaisseur des matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de l'ordre de 0,5. Ces structures allient le comportement des deux types de matériaux et limite la vitesse de remontée des fissures.[2]

d. Les chaussées semi-rigides

Ce sont les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques. Elles comportent une couche de surface bitumineuse et une ou deux couches d'assise en matériaux traités au liant hydraulique (MTLH) dont l'épaisseur est de 20 à 50 cm. [2]

e. Les chaussées à structure inverse

Leur structure est composée de couches bitumineuses (surface et une couche d'assise) sur une couche de GNT (de 10 à 12 cm d'épaisseur) reposant sur une couche de fondation en MTLH. L'interposition d'une couche granulaire (absente de la structure mixte comportant également une couche de matériaux traités au liant hydrocarboné et une couche de MTLH) permet de réduire efficacement la vitesse de remontée des fissures. Cette structure est une configuration utilisée pour les chaussées autoroutières. [2]

f. Les chaussées rigides (en béton de ciment)

Ces chaussées comportent une couche de base de roulement en béton de ciment de plus de 12 cm. La couche de béton repose sur une couche de fondation qui est soit en MTLH, soit en béton maigre, soit une couche drainant (GNT ou autre) ; soit elle repose directement sur le support de chaussée avec interposition d'une couche bitumineuse d'assise (environ 5 cm). La structure est constituée de dalles goujonnées (prise en compte des joints et bords de dalles dans le dimensionnement), ou de béton armé continu. (Figure I.5) [2]

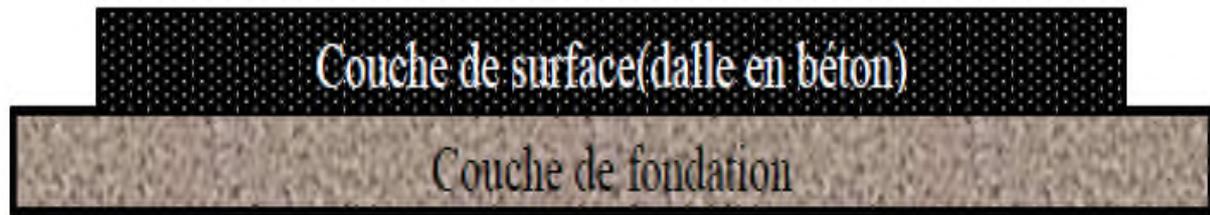


Figure I. 5. Chaussée rigide. [15]

Tableau I.4.2 : Comparaison des différentes structures [6]

Type de chaussées	Nature des couches		Domaine d'utilisation usuelle	Condition aux interfaces	Commentaires
	Surface	Fondation / Base			
Souples	Bitumineuse	GNT	Trafic faible à moyen faible	Interfaces collées	Epaisseur total : 30 à 60 m
Bitumineuses épaisses	Matériaux bitumineux	Matériaux bitumineux (GT)	Tous types sauf : trafic très faible, charge lourdes exceptionnelles. contextes spécifiques : aéronautiques, tramways.	Toutes les couches sont considérées comme collées	Epaisseur de la couche d'assise : 15 à 40 cm
Semi-rigide	Bitumineuses	MTLH	Trafics moyens	Collées Semi-collées	Ep de la couche d'assise : 20 à 50 cm
Rigide	Béton de ciment (15 à 40 cm)	MTLH GNT Bitume	Trafics moyens forts à forts trafics spéciaux et charges lourdes : aéroports, plate-formes industrielles..... Etc	L'interface entre les couches de fondation-base : décollée	Couche de forme en MTLH Dépositions particulière afin d'assurer une continuité mécanique d'une fissure due au retrait du béton
Mixte	Matériaux bitumineux	MLH	Trafic forts et très forts	L'interface entre les couches de fondation-base : collée	Rapport de 0.5 entre l'épaisseur de matériaux bitumineux et celle de la structure de chaussée
Inverse	Bitumineuse GNT	MTLH	Trafic forts et très forts	Bitumineuse-GTN : collée GNT-fondation : décollée	Ep de la GNT (environ 12 cm)

I.4. 3.La démarche

La démarche de dimensionnement reste sensiblement la même quelle que soit la technique de chaussée. [6]

Etape 1 : consiste à choisir la couche de roulement puis au pré dimensionnement de la structure.

Etape 2 : modélisation de la structure : il s'agit de la présentation de l'empilement de la chaussée puis le calcul des contraintes et des déformations,

Etape 3 : vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support : les contraintes et les déformations calculées doivent être inférieures aux valeurs admissibles.

Etape 4 : ajustement des épaisseurs calculées qui a pour but de :

- Tenir compte des contraintes technologiques d'épaisseur minimale et maximale pour atteindre les objectifs de compacité.
- Minimiser les risques de défauts de collage aux interfaces.
- Protéger les assises traitées de la remontée des fissures.

Etape 5 : vérification de la tenue au gel-dégel.

Etape 6 : définition de la coupe transversale de la chaussée

Chapitre II

stabilité des talus

II.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente les types de mouvement qui se divisent en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux de talus artificiels, Puis on présente les méthodes de calcul de stabilité des pentes, nous terminons par les principes et séquences des opérations de terrassement.

II.2 Définition d'une pente

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain [18]

II.2.1Pentes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles

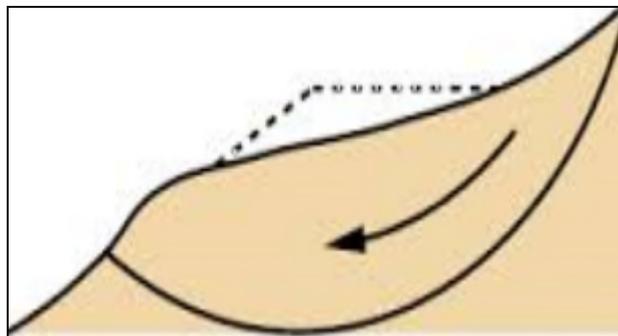


Figure II. 1:Pentes naturelles.[18]

Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories : plane, circulaire et quelconque.

- Les écoulements et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage). La majorité du glissement observé se rattache assez correctement à l'une des familles précédentes, la première étant la plus répandue.

II .2.2 Pentés artificiels

Les pentés artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible
- Dignes et barrages en terre [4]

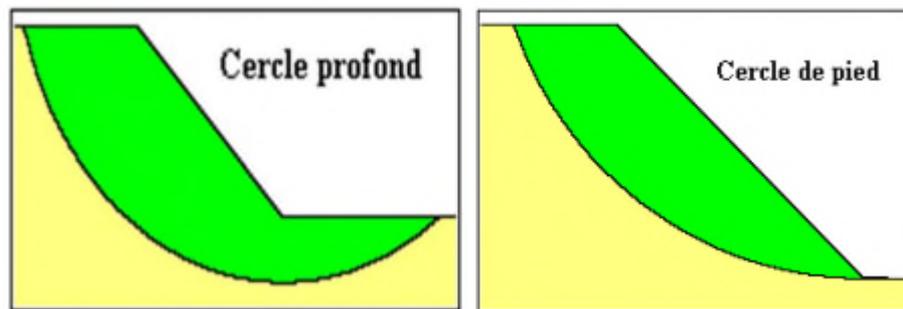


Figure II. 2: Penté artificiels. [12]

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils son distingués ci-dessous

a) Penté en déblais

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires , on distingue :

- Les cercles de pentés qui se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistant ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants) ;
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas ou le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

b) Penté en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans les remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à(1), il peut se produire un fluage du sol de fondation entrainant un tassement anormal du

remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux [10].

c) Digues et barrages en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différent cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

II.3 Mouvements de terrain

II.3.1 Classification des mouvements des terrains

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.). Ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure .

De nombreuses classifications ont été faites sur les mouvements de terrain qui sont à la base de l'analyse des instabilités, ces analyses sont fondées sur différents critères : morphologique, cinématique, nature des matériaux.

La classification des mouvements de terrain basée sur le critère cinématique, c'est-à-dire la vitesse de déplacement de la masse de sol distingue deux grandes catégories : les mouvements rapides qui sont extrêmement dangereux et peuvent entraîner des pertes en vie humaine et des biens matériels, les mouvements lents (les affaissements, tassement, glissement ...)

a) L'affaissement

c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments. Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres

b) Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).[16]

c) Le glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an. Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

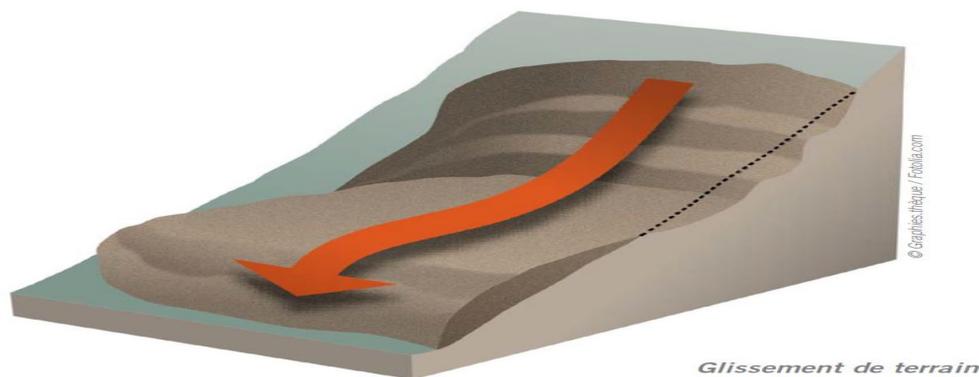


Figure II. 3:Mouvement de terrain [28]

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements :

- Les glissements plans
- Les glissements circulaires ou rotationnels
- Le glissement quelconque (aléatoire)

✚ **Le glissement plan** : est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes). (voir figure II.4)

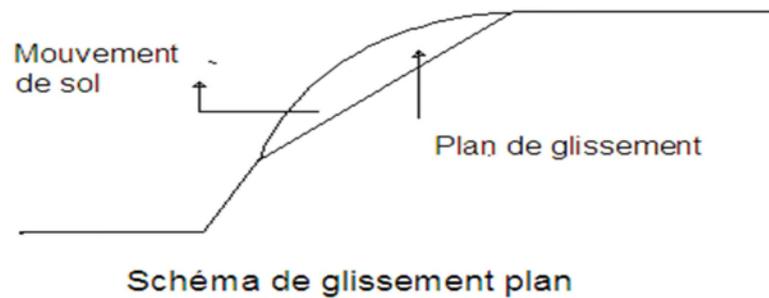


Figure II. 4:Glissement plan

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

Le glissement circulaire ou rotationnel : Dans ce cas de mouvement (voir figure II.5), la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



Figure II. 5:Glissement circulaire (rotationnel) [18] .

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (voir figure II.6).

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

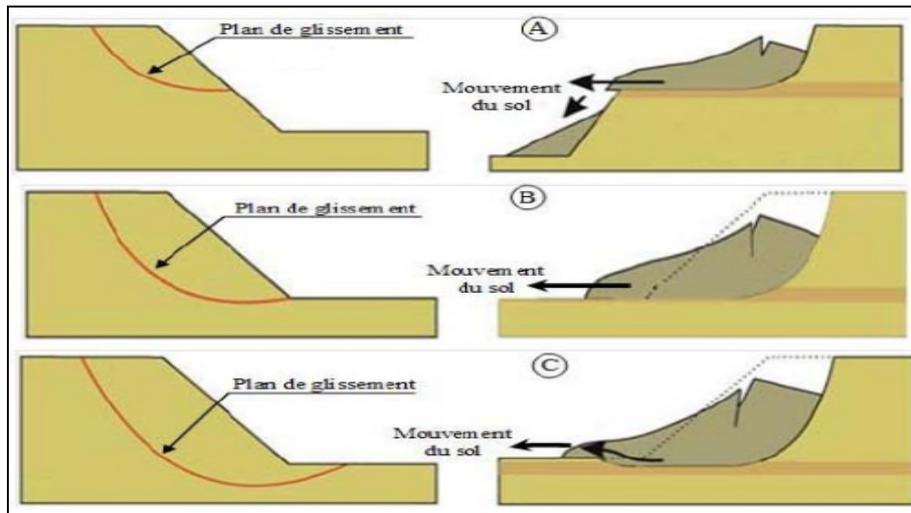


Figure II. 6: Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B - au pied du talus et C- en profondeur.[18]

- + **Le glissement quelconque (aléatoire) :** Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. (Voir figure II.7)

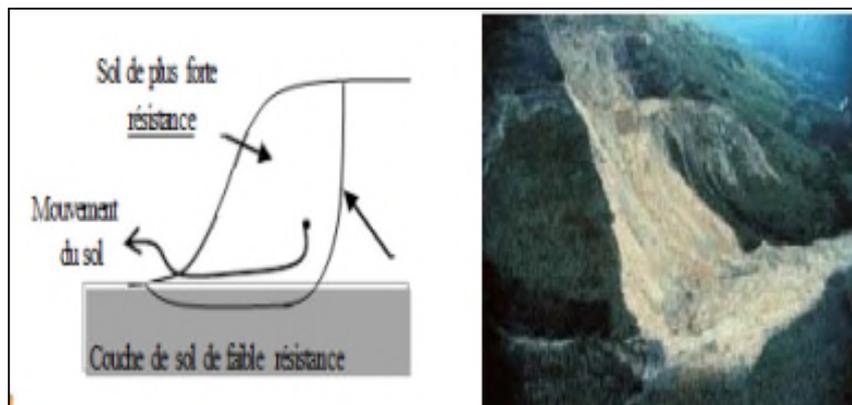


Figure II. 7: Glissement quelconque (aléatoire). [18]

d) Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués

(contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

II.3.1.1 Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

a) Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. (Figure II.8)

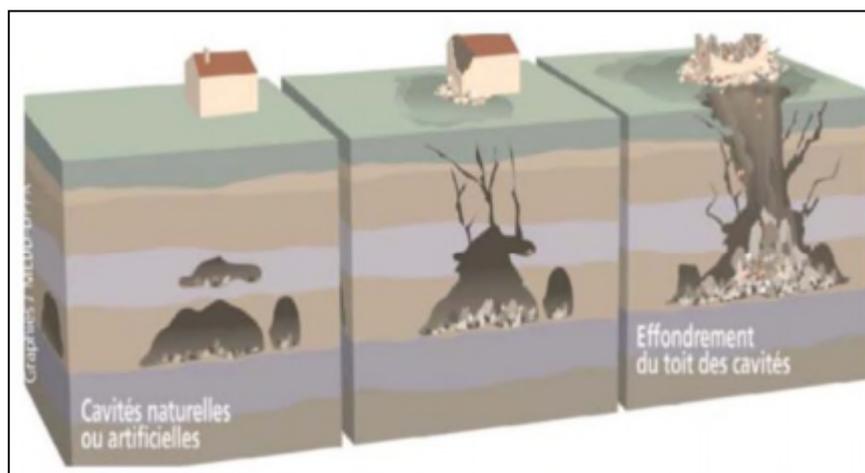


Figure II. 8: Effondrements des cavités souterraines [18]

b) L'écroulement et chutes de blocs

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses. L'écroulement type est représenté par l'effondrement de pans de falaise en plusieurs blocs. Les terrains les plus propices à ces manifestations sont les formations massives, fracturées pouvant former de hautes falaises (calcaires, roches cristallines et cristallophylliennes) [3].

Les masses en jeu sont très variables, elles varient de quelques mètres cubes pour les petits écroulements à plusieurs centaines de millions de mètres cubes. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches. Les chutes de blocs sont des mouvements ponctuels en milieu rocheux fracturé et fissuré.

c) Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

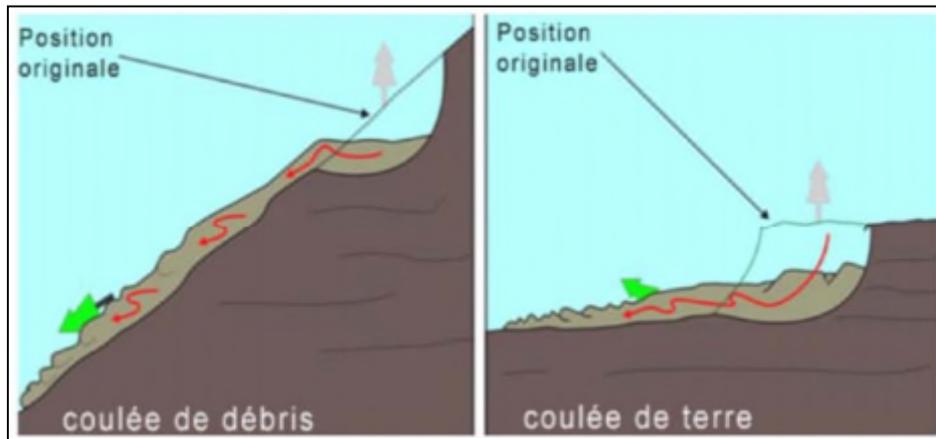


Figure II. 9:Schéma illustre une coulée de boue [20]

II.4 Principales causes des mouvements de terrains en pentes

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais



Figure II. 10:Instabilités des talus (cas des routes).[18]

II.4.1 Les causes dues à l'intervention humaine

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général. Les causes qui interviennent par homme sont :

- Les surcharges au sommet du talus
- Les déblais ou les excavations à la base du talus
- La concentration d'eau vers la pente
- La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse

II.5 Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Le calcul de stabilité des pentes est basé sur la détermination du coefficient de sécurité ainsi que la surface de rupture correspondant à cette valeur. Plusieurs méthodes ont été proposées, on présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements.

II.5.1 Élément de base de calcul

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître :

- La géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités ;
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ;
- La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus ;
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements) ;

II.5.2 Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : Coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}} \quad (\text{II-1})$$

Il peut être défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme suit :

$$f_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{II-2})$$

Où :

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol.

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau_{max} = c + \sigma tg\varphi \quad (\text{II} - 3)$$

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable, elle être exprimer par :

$$\tau = \frac{c + \sigma tg\varphi}{F_s} \quad (\text{II} - 4)$$

Ou c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives, l'équation (4) devient :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u)tg\varphi'}{F_s} \quad (\text{II-5})$$

Ou c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.

U est la pression interstitielle de l'eau.

Le facteur de sécurité F_s à adopter de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F_s < 1$: la rupture est inévitable ;
- Si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre ;
- Si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif est stable.

Mais, dans le cas des ouvrage importants ou la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement de 1.4 à 1.5. Le tableau (II.1) donne les différentes valeurs de F_s requises pour certains ouvrages en fonction du risque.

Tableau II. 1:Facteur de sécurité recommandée selon les risques liés au glissement [7]

Facteur de sécurité global		Risques humain		
		négligeables	Moyens	Elevés
Risques économiques	Négligeables	1.1	1.2	1.4
	Moyens	1.2	1.3	1.4
	Elevés	1.4	1.4	1.5

II.5.3 Méthodes de calcul de la stabilité

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

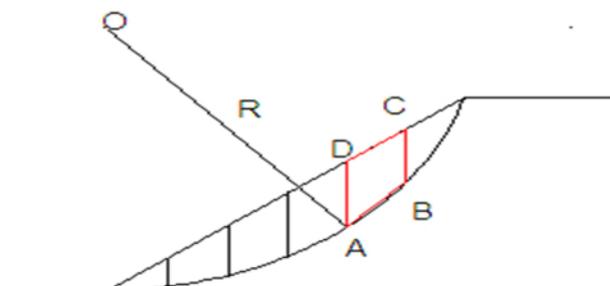
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite (Fellenius, Bishop; Janbu , globales)
- Les méthodes des éléments finis ;
- Les méthodes basées sur des abaques.

II.5.3.1 Méthodes d'équilibres limites

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale dans laquelle on considère de façon globale.

II.5.3.1.1 Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure II -11).

**Figure II. 11:** Principe de méthode des tranches

Cette méthode consiste à découper la masse glissante en certain nombre des tranches verticales, une tranche(n) est soumise à (figure II.12) :

- Son poids $w = \gamma_n h_n b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} ;
- U : pression interstitielle au milieu de l'arc de rupture de la tranche ;
- α : angle entre l'arc de la tranche et le horizontale ;
- b : épaisseur de la tranche ;
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

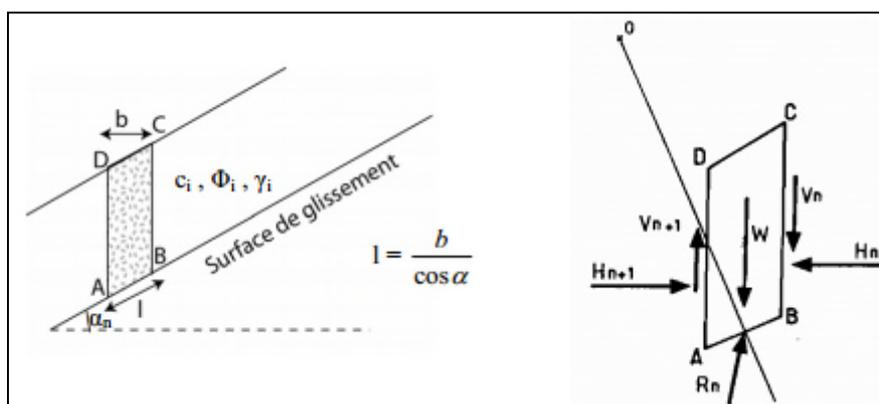


Figure II. 12:Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [20]

➤ La méthode de FELLENIUS

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de la stabilité des talus, elle consiste à découper la surface de rupture en n tranches, chaque tranche est considérée comme un solide indéformable. Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont La ligne de glissement est de forme circulaire ;

- On néglige totalement les efforts inter-tranches ;
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

On décompose le poids W en une composante normale $N=W \cos \alpha$ et une composante tangentielle $T=W \sin \alpha$. Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement. Voir la figure(II.13)

Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximal de R_n est donné d'après la loi de coulomb par :

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n$$

$$\text{Avec : } N_n = W_n \cos \alpha_n$$

$$\text{Donc : } R_n = C_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n$$

$$\text{D'autre part on a : } AB = L_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

Avec :

C_n : cohésion de la couche

φ_n : l'angle de frottement de la couche

W_n : poids de la couche

α_n : angle entre l'arc de la tranche horizontale

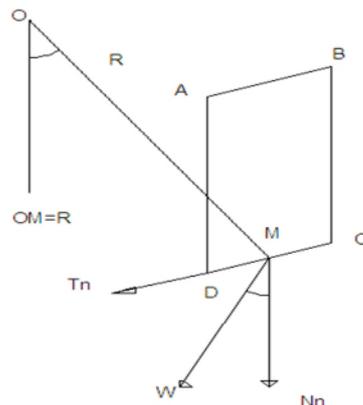


Figure II. 13: Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS [22]

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$M_r = \sum_{n=1}^K R(C_n l_n + w_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n)$$

Où :

k = nombre total de tranches.

C_n , φ_n = caractéristiques mécaniques (cohésion et l'angle de frottement) de la couche dans laquelle est situé l'arc AB

Le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n \cdot R$ Par ailleurs : $T_n = W_n \sin \alpha_n$, $M_n = T_n \cdot R$,

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante : $F_s = \frac{M_r}{M_m}$

Donc :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \cdot l_i + w_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

➤ Méthode de BISHOP simplifiée

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + w_n \operatorname{tg} \varphi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m w_n \sin \alpha_n}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \varphi_i}{F_s} \right]$$

Etant donné que F_s se retrouve dans les deux côtés de l'équation, on obtient la valeur initiale de F_s en utilisant la méthode de Fellenius, on la remplace ensuite dans la partie de droite de l'équation et on calcule la valeur de F_s de gauche. On procède par itération jusqu'à ce que les deux valeurs de F_s soient égales. L'erreur est approximativement de 1%. La méthode de Fellenius donne des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de Bishop. Les écarts sont d'ordre de 10%.

➤ La méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe avec les forces inter-tranches à la fois

$$F_s = \frac{\sum (cl + (N - ul)tg\varphi)seca}{\sum (w - (v_n - v_{n+1})tg\alpha + \sum (H_n - H_{n+1}))}$$

Avec :

$$Sec\alpha = 1/\cos\alpha$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter-tranche de cisaillement (v) comme :

$$N = \frac{1}{\cos\alpha(1 + \frac{tg\alpha tg\varphi}{F})} [w - (v_n - v_{n+1}) - \frac{1}{F}(cl - ultg\varphi)\sin\alpha]$$

➤ La méthode Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (v) (voir figure). La force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\sum c_n \cdot l_n + (N - ul)tg\varphi seca}{\sum wtg\alpha + \sum \Delta E}$$

Avec :

$$\sum \Delta E = E_i - E_{i+1}$$

E_i et E_{i+1} : Forces normales horizontales inter-tranche

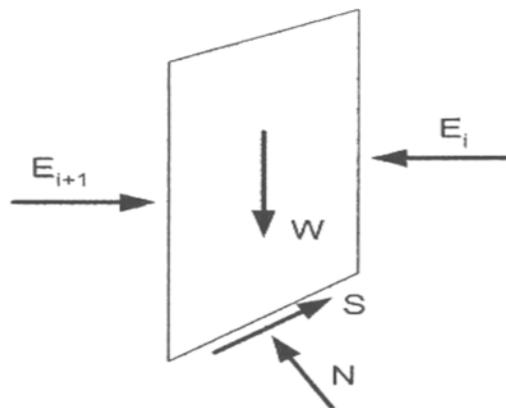


Figure II. 14: la représentation des forces horizontales sur une tranche [22]

II.5.3.1.2 Méthode globale

Les méthodes globales sont les méthodes des coins et du cercle de glissement (TAYLOR) puis de la spirale logarithmique. Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- D'un terrain homogène et isotrope défini par ces caractéristiques : ϕ , c , γ et par la pression U de l'aquifère ;
- D'un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simples (méthode de Taylor ou de Biarrez).

II.5. 4 Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u , ϕ_{uu}). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristique mécaniques (C_{CD} , ϕ_{CD}) ou (C' , ϕ').

II.5.5 Différents logiciels de calcul de stabilité

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 ; à l'image de TALREN 97 qui intègre les conditions hydrauliques et la sollicitation sismiques selon la méthode pseudo-statique. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes :

- Talren
- Geostudio
- Nixes et Trolls
- Géoslope

II.6 Terrassement

a) Définition

Le terrassement consiste à modifier la topographie d'un site conformément aux indications prescrites par des plans et des devis. Ces modifications peuvent être modestes (excavation requise pour installer les fondations superficielles d'un bâtiment), linéaires (aménagement d'une structure routière, construction d'une digue) ou complexes (construction des approches d'un échangeur routier multiple). [24]

II.6.1 Principes et séquences des opérations de terrassement

On distingue deux opérations majeures dans les activités de terrassement, le déblai et le remblai. Le déblai consiste à retirer et à transporter sur le site du projet ou à l'extérieur de celui-ci, des sols décapés ou excavés (**figure II.15**). Le remblai consiste à transporter à partir du site du projet ou de l'extérieur de ce dernier, notamment des bancs d'emprunt, des matériaux conformes à l'usage et aux spécifications prescrites par les plans et devis du projet (**figure II.16**)



Figure II. 15:Travaux de déblai [15]



Figure II. 16:Travaux de remblai de grande hauteur [15]

D'autres opérations complémentaires au déblai et au remblai peuvent également être considérées lors du terrassement [24]:

-Le débroussaillage consiste à abattre et à retirer les arbres et les arbustes qui se trouvent sur le site des travaux et pour lesquels il n'est pas prévu de les mettre en valeur. L'abattage des arbres est confié à des équipes de forestiers et la mise en tas des arbustes est habituellement réalisée à l'aide de boteur.

-L'essouchement est l'opération qui permet de retirer du sol, les souches des arbres abattues. Cette opération peut se faire à l'aide de pousseur si le nombre de souches est important et leur taille modeste ou encore avec une pelle hydraulique lorsque le nombre de souches est modeste. Lors de l'opération de décapage, on retire la couche de sol organique qui se trouve sur le site des travaux de terrassement. Ce sol organique est soit entassé pour servir ultérieurement lors de l'aménagement final, soit transporté à l'extérieur du site des travaux.

- Le réglage/profilage/compactage consiste à déplacer grossièrement les remblais puis à les compacter en vue d'obtenir la configuration topographique souhaitée.

-Finalement, l'aménagement final consiste à compléter les aménagements prévus aux plans et devis. L'aménagement final peut inclure la plantation d'arbres et arbustes, le gazonnement, du pavage, la construction de réseaux de drainage ou électrique (éclairage) et de la construction de trottoirs et de bordures.



Figure II. 17:Rotograde effectuant le réglage d'une couche de forme [23]

Lors de l'opération de décapage, on retire la couche de sol organique qui se trouve sur le site des travaux de terrassement. Ce sol organique est soit entassé pour servir ultérieurement lors de l'aménagement final, soit transporté à l'extérieur du site des travaux. Le réglage/profilage consiste à déplacer grossièrement les remblais en vue d'obtenir la configuration topographique souhaitée.

Si on les place en séquence chronologique, les opérations de terrassement se réalisent selon l'ordre suivant :

1. Débroussaillage et essouchement
2. Décapage
3. Déblai et transport
4. Transport et remblai
5. Régalage/profilage
6. Compaction
7. Aménagement final

II.6.2 L'organisation des travaux et le choix des équipements et des méthodes de terrassement

S'appuient sur certains principes importants [15] :

- Le coût unitaire des travaux de terrassement doit être le plus bas possible;
- Le temps requis pour l'exécution du terrassement doit se conformer à celui qui a été programmé et planifié;
- Les matériaux de remblai doivent être transportés le plus près possible de leur position finale;
- Les méthodes de terrassement retenues doivent être respectueuses de la réglementation (environnement, signalisation, horaire établi) en vigueur.

II.6.3 Les paramètres qui régissent l'organisation des travaux de terrassement

- Les caractéristiques et la nature du sol de déblai [15];
- Les caractéristiques du site de construction (encombrement, sécurité, exigüité);
- Les volumes de déblai et de remblai en regard de la durée prévue des travaux;
- Les ressources disponibles (équipements et main d'œuvre spécialisée);
- Les distances à franchir pour le déblai et le remblai.

II.6.4 Equipements de terrassement [15]

- Les pousseurs
- Les pelles hydrauliques
- Les chargeuses
- Les décapeuses
- Les niveleuses
- Les camions

- Les compacteurs
- Les paveuses

II.7 Méthodes de confortement des talus

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

- Drainage
- Renforcement
- Modifications géométriques (terrassment)

II.7.1 Drainage

L'eau est l'un des facteurs principaux dans le déclenchement des glissements de terrain. Les pluies d'hiver et la fonte des neiges engendrent d'importants ruissellements et infiltrations ; ce qui provoque l'altération, l'oxydation, la saturation et la mise en mouvement des terres. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

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 des précipitations et des eaux de ruissellement. Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux.

b) 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 frottant apportent également un gain de stabilité.

c) 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 courir dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,...).Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

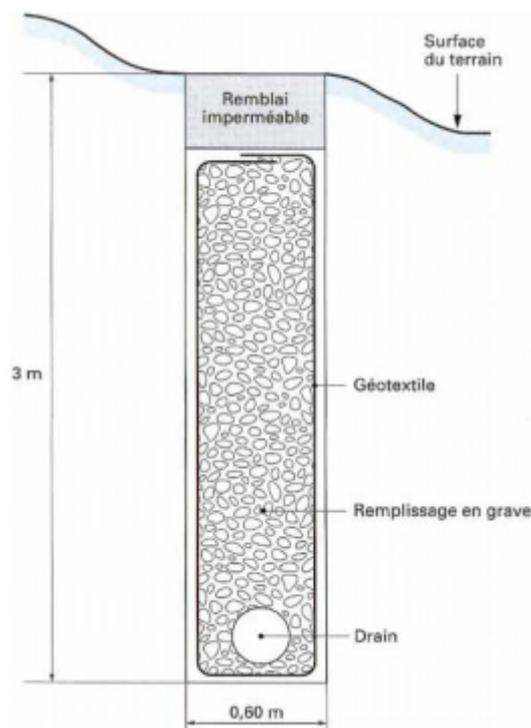


Figure II. 18:Coupe type d'une tranchee drainant [9]

d) Drains subhorizontaux

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- Une protection contre le gel à la sortie des drains
- Une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires)

- Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

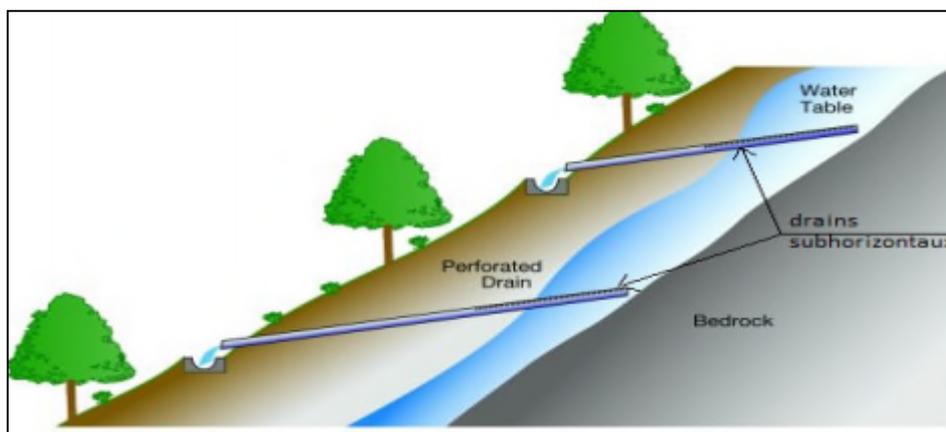


Figure II. 19:drains subhorizontaux.[28]

e) Drains verticaux, puits et 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 siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).[1]

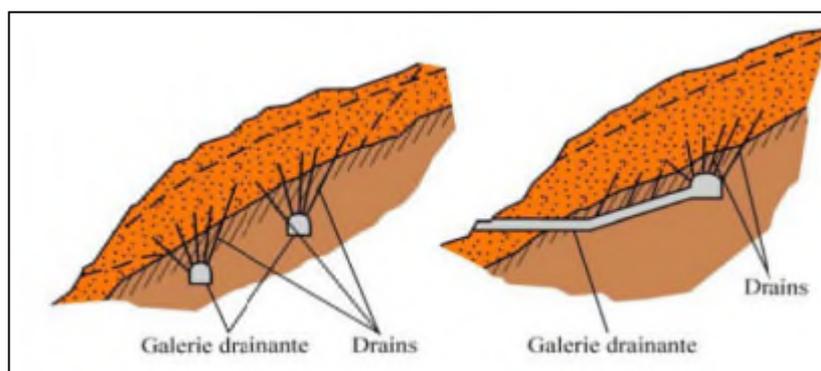


Figure II. 20:Galerie drainante [28]

II.7.2 Renforcement

II.7.2.1 Les ouvrage de soutènement rigides

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de

remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [5]. Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classées selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles (Murs rigides, murs souples).

a) Les ouvrages rigides

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières, trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée);
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées);
- la poussée est reprise par des ancrages.

b) Ouvrages de soutènements souples

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués murs renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques...etc.Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

II.7.2.2 Quelques exemples de murs souples

- **Gabions**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple. C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur de la stabilité interne des nappes.



Figure II. 21:Galerie drainante.

- **Murs Tervoile**

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux (procédé Tervoile). Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais à cause de la géométrie de mur s'apparente aussi à un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.

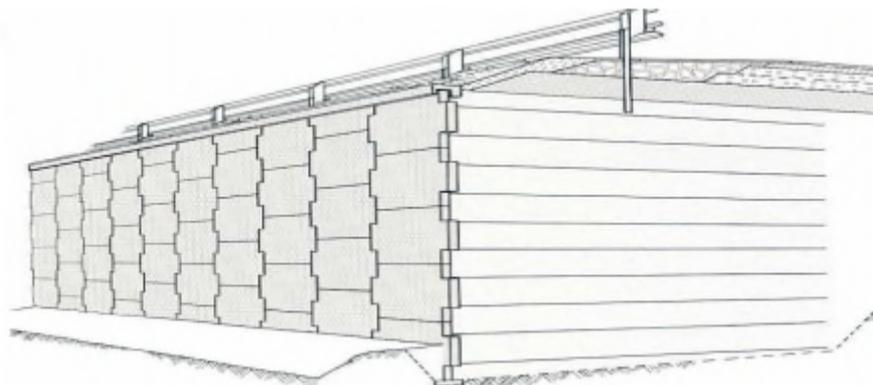


Figure II. 22:Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux.

II.7.2.2 Confortement par système de parois

On distingue plusieurs techniques de renforcement par parois :

- Paroi berlinoise
- Les parois moulées
- La paroi lutécienne
- Palplanche
- Le voile préfabriqué

- La paroi clouée

II.7.2. 3Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site [50]. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

a) Les clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

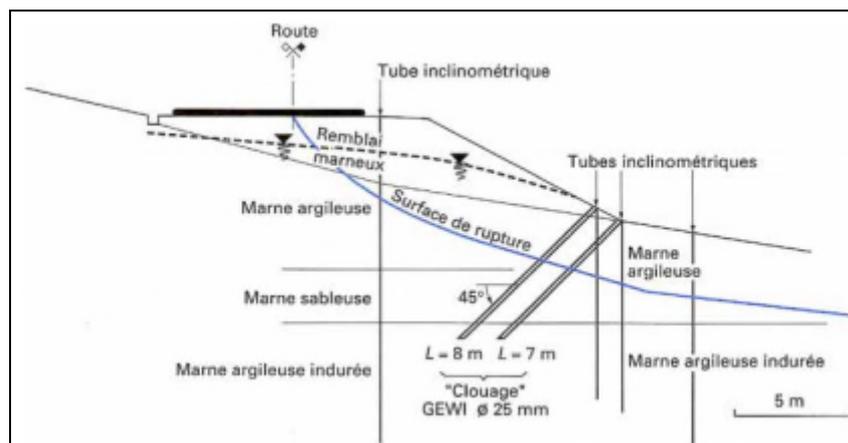


Figure II. 23:Exemple de clouage d'un glissement.

c) Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

II.7.3 Modifications géométriques (terrassement)

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. 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 [3]

a) Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de 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:

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

b) Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à 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 la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire,...).

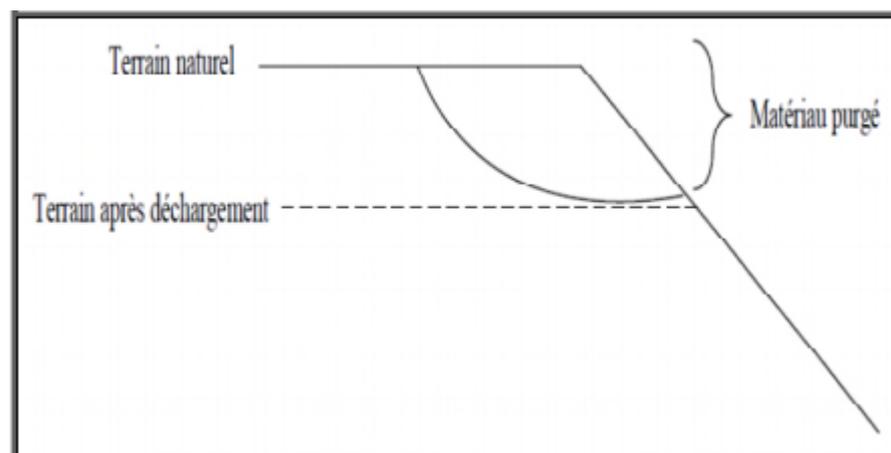


Figure II. 24: Allègement en tête [28]

c) 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.

d) Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a 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.

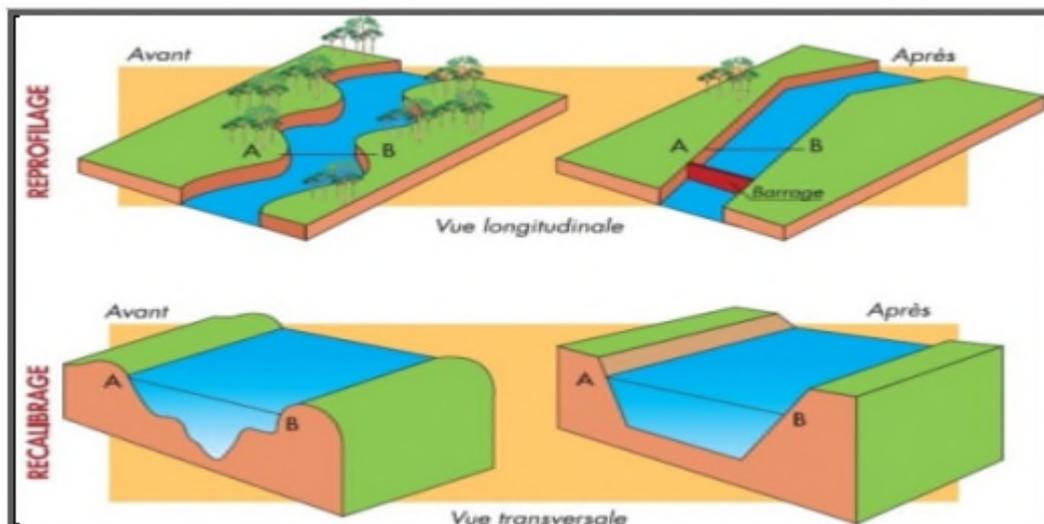


Figure II. 25:Reprofilage.

e) Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le

substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de dèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

Partie Pratique

Chapitre III

Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

III.1 Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui se posent lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

III.2 Situation du projet

Dans le cadre des études du tronçon de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif, le groupement CRCC (China Railway construction corporation) et SAPTA (Société Algérienne des Ponts et Travaux D'arts (spa)) a exécuté les travaux de reconnaissance géologique et géotechnique de ce tronçon (PK 35+000 au PK 36+800) sis entre *Témzrit* et *Sidi Aiche*, (W) de Bejaia.

III.2.1 Situation géographique

La wilaya de *Bejaia* se situe au nord du pays. Elle est délimitée au nord par la *Méditerranée*, à l'ouest par les wilayas de *Tizi-Ouzou* et *Bouira*, à l'est par les wilayas de *Sétif* et *Jijel* et du sud par la wilaya de *Bordj Bou Arreridj*. (Voir figure III.1)



Figure III.1 : Localisation de la wilaya de Bejaia.

Bejaia est située sur le rebord d'un plateau côtier, d'une superficie de 3268 Km² (36^{ème} en Algérie). Sa population totale est de 912577 habitation (12^{ème} Algérie) avec une densité de 279hab/Km². Est constituée de 19 daïra et 52 communes. (Voir **figure .II.2**).

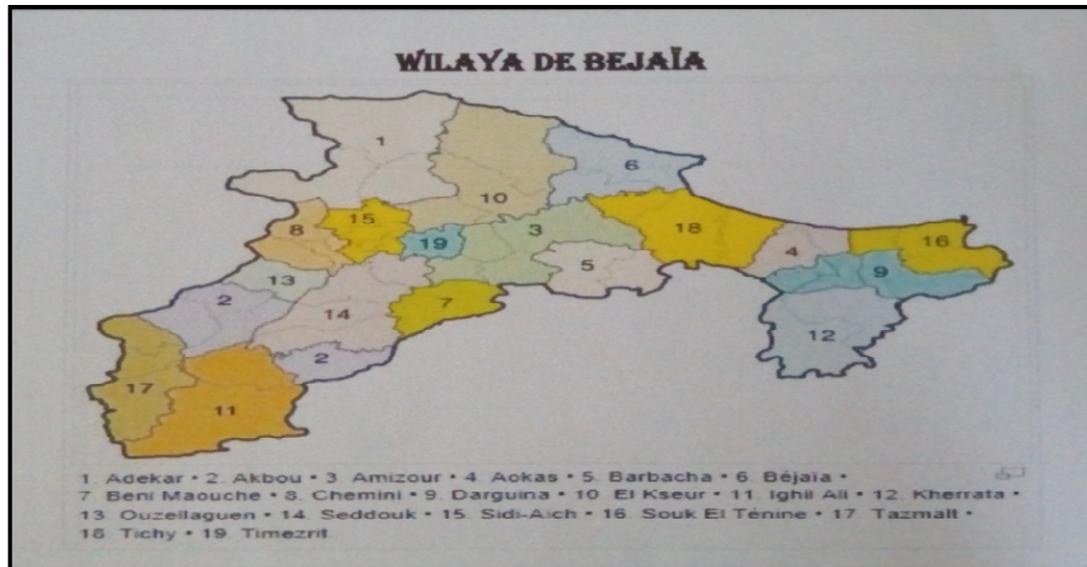


Figure III.2 :Daïra de la wilaya de Bejaia.

III.3.1 Hydrogéologie et hydrogéologie du site

a) Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et le type d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaire observés.

b) Hydrologie

La wilaya de Bejaia est traversée par de nombreux ravins et oueds. La plupart d'entre eux sont temporairement sec en période sèche.

III.3.2 Topographie et géomorphologie de la région

Le relief est représenté par des coteaux bas. La pente pour le talus naturel est environs 15°. L'altitude minimale sur l'axe de tracé est de 95.1m et l'altitude maximale de 135.2m. (Voir **Figure II.3**)

Dans cette section, la hauteur maximale de remblai et de déblai est respectivement de 15.80m et de 20.20m. Il n'existe pas de risques géologiques défavorables.



Figure III.3 : Géomorphologie de la colline de Sidi Aiche.

III.4 Eaux superficielles et souterraines

- **Eaux de surface:** Dans la zone d'étude, les ravins ne sont pas développés, généralement il n'existe pas d'eau de surface, mais des ruissellements pendant la période pluvieuse, c'est facile de trouver des collections des eaux provisoires sur les surfaces basses après la pluie.
- **Eaux souterraines:** Il est constaté selon le forage que la profondeur d'eau est de 11.90m, qui fait partie de l'eau cachée sous le terrain interstitiel quaternaire.

III.5 Effets sismiques et catégorie de site

Selon les dispositions techniques de Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008), cette section est classée dans la zone **II**, le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux $A=0.20g$, site meuble, site en **classe S3**.

III.6 Reconnaissance du sol

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

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

Cette reconnaissance géotechnique doit donner des indications qualitatives (paramètre mécanique de résistance et de rhéologique), et quantitatives (compacité, perméabilité) sur la nature des terrains rencontrés.

III.6.1 Essais in- situ

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ :

- Les puits de reconnaissance ;
- Les sondages carottés ;
- Les essais préssiométrique.

III.6.1.1 Puits de reconnaissance

D'après les observations visuelles sur le site (PK 35 +200 à PK 36 +660) de (5) puits de reconnaissance de (2) m de profondeur, nous pouvons tirer les conclusions suivantes dans le tableau (III- 1).

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats des puits de reconnaissances.

Puits N°	Localisation (pk)	Profondeur (m)	Nature du sol
P 35-2	PK 35+200	0.50 - 0.70	Argile peu plastique
		1.50 - 2.00	
P 35-4	PK35+565	0.50 - 0.70	Argile peu plastique
		1.20 - 1.40	
P 35-7	PK35+930	0.00 - 0.40	Argile peu plastique
		0.40 - 2.00	Marne totalement altérée
P 36-1	PK 36+180	0.00 - 0.50	Remblai
		0.50 - 0.90	Argile peu plastique
		0.90 - 1.70	Marne totalement altérée
P 36-4	PK 36+660	0.50 - 0.90	Argile peu plastique
		0.90 - 2.00	Marne totalement altérée

Les coupes lithologiques établies à partir des puits de reconnaissance effectués dans le tronçon, permettent de distinguer les formations suivantes :

- Argile peu plastique : est un sol rouge brun, dur, la qualité des sols non homogène contenant des graviers.

- Marne : est un sol brun, la carotte est altérée en forme de sol, les composants sont principalement des minéraux argileux et des calcites, il est difficile de creuser par le pic, avec une altération forte.

III.6.1.2 Sondages carottés

Les sondages permettent de reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leur propriété mécanique.

a) But de sondage

Les sondages ont pour but de :

- Compléter la connaissance géotechnique du sous-sol ;
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches ;
- Déterminer la nature du sous-sol ;
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire, la Figure suivante représente des échantillons du sondage carotté.



Figure III.4 : Marne totalement altérée

Les 07 sondages carottés réalisés de PK 35+000 jusqu'à PK 36+800 nous donnent la description géologique du sol en place. La profondeur de ces sondages varie de 15.20 m à 20.70 m, le tableau ci-dessous présente, les résultats des sondages carottés.

Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats des sondages carottés.

Sondage N°	Localisation (PK)	Profondeur (m)	Nature du sol
RSO 35 - 1	PK 35 + 210 G 40 m	0.00 – 11.70	Argile peu plastique
		11.70 – 20.20	Grave
RSO 35 - 3	PK 35 + 393 D 16.5 m	0.00 – 11.90	Argile peu plastique
		11.90 – 15.20	Grave
RSO 35 - 4	PK 35 + 565 D 75 m	0.00 – 15.20	Argile peu plastique
RSO 35 - 2	PK 35 + 930 G 40 m	0.00 – 17.60	Marne totalement altérée
		17.60 – 20.20	Grés
RSO 36 - 1	PK 36 + 480 G 46 m	0.00 – 20.70	Marne totalement altérée
RSO 36 - 2	PK 36 + 480 G 56 m	0.00 – 3.20	Argile peu plastique
		3.20 – 13.80	Marne totalement altérée
		13.80 – 15.70	Grés
RSO 36 - 4	PK 36 + 660 G 50 m	0.00 – 20.00	Argile peu plastique

Les coupes lithologiques établies à partir des sondages carottés effectués dans le tronçon, permettent de distinguer les formations suivantes :

- Argile peu plastique : est un sol rouge, brun, ferme, contenant des graviers ;
- Marne : est un sol jaune gris intercalant verte grise, la composition principale est un minéral argileux et calcite, totalement altérée, la carotte est formée des couches minces moyennement altérée, la carotte est en forme de cylindre ;
- Grave : est un sol jaune gris intercalée avec jaune brune, en forme sub-angulaire et sub-ronde en particulier humide, consolidation dense, la teneur en eau est de 30% ;
- Grés : est un sol jaune brun et clair, la composition est principalement en quartz, carotte en forme de sable, la formation de grés est extrêmes mauvaise.

III.6.1.3 Essai préssiométrique

Les essais préssiométrique ont été réalisés conformément aux dispositions de la Norme (NF P94 – 110). C'est un essai de chargement in situ effectué aux seins même du terrain grâce à la réalisation préalables des forges. L'analyse des résultats permet d'obtenir,

pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécanique du sol et d'effectuer les calcul de fondation .Trois caractéristique du sol sont ainsi déduites :

- Le module préssiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- La pression limite P_L qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo- élastique et l'état plastique.

Les deux sondages préssiométrique sont réalisés de pk 35+000 jusqu'à PK 36+800, la profondeur de ces sondages varie de 11.00 à 15.70 m et le niveau de la nappe d'eau est de 11.90 m ; ces sondages ont été réalisés comme l'indique les tableaux (II-3 et II- 4), tel que :

$$Pl^* = P_1 - P_0 \text{ (V.1)}$$

Avec :

Pl^* : pression limite nette ;

P_1 : pression limite ;

P_0 : pression horizontal des terres au repos ; dépends de la nature de sol

- Si le sol est homogène sec (teneur en eau est nulle $W=0$), la pression horizontale des terres au repos égale $p_0 = K_0 \gamma_d H$ (V-2)
- Si le sol est humide (tenure en eau défèrent de zéro $W \neq 0$), la pression horizontale des terres au repos égale $p_0 = K_0 \gamma_h H$ (V-3)
- Si le sol est saturé totalement, pression horizontale des terres au repos égale

$$P_0 = K_0 \gamma' H + K_w \gamma_w H \quad \text{(V-4)}$$

- Si le sol partiellement saturé la pression horizontale des terres au repos égale

$$P_0 = K_0 (\gamma_h H_w + \gamma' (H - H_w) + \gamma_w (H - H_w)) \quad \text{(V-5)}$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos ($K_0 = 0.5$) ;

γ' : Poids volumique déjaugé $\gamma' (\gamma_h - \gamma_w)$;

γ_h : Poids volumique humide du sol ;

H_w : Profondeur de la nappe ;

H : Profondeur ou on a réalisé l'essai ;

Tableau III.3 : Résultats de l'essai préssiométrique PSO 35 -1

Sondage préssiométrique PSO 35 -1					
Profondeur	Module préssiométrique E_m (bars)	Pression limite P_1 (bars)	E_m/P_1	P_0 (bars)	PI^* (bars)
1.14	303	10.80	28.06	0.08	10.72
2.27	214	11.00	19.45	0.17	10.83
4.42	178	22.60	7.88	0.33	22.27
5.55	449	28.80	15.60	0.42	28.38
7.69	255	14.50	17.60	0.58	13.92
8.82	78.1	15.10	5.17	0.66	14.44

Les valeurs de pression limite et de modules préssiométrique varie avec la variation de profondeur et le rapport E_m/P_1 défié l'état de consolidation de sol

Tableau III.4 : Résultats de l'essai préssiométrique PSO 35 -2

Sondage préssiométrique PSO 35 -2					
Profondeur (m)	Module préssiométrique E_m (bars)	Pression limite P_1 (bars)	E_m/P_1	P_0 (bars)	PL^* (bars)
2.08	227	12.70	17.90	0.16	12.54
4.00	189	19.20	9.84	0.30	18.90
6.08	512	42.10	12.16	0.61	41.49
8.00	481	29.90	16.09	0.80	29.10
10.00	265	23.70	11.18	1.00	22.70
12.00	491	30.50	16.09	1.20	29.30
13.44	209	23.00	09.09	1.42	21.56

Les valeurs de pression limite et de modules préssiométrique varie avec la variation de profondeur et le rapport E_m/P_1 défié l'état de consolidation de sol

III.6.2 Essai au laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physique et mécanique du sol en vue d'estimer son état naturel. Les échantillons prélevés à partir (puits de reconnaissance, sondage carotté ...) ont été acheminés au laboratoire en vue de subir les essais suivant :

III.6.2.1 Essai d'identification

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques, Ces essais sont [14] :

- Analyses granulométriques ;
- Mesure de la teneur en eau et des densités ;
- Mesure des limites d'Atterberg ;
- Essai de cisaillement.

a) Analyses granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des grains du sol en fonction de leurs dimensions. Les grains sont séparés en classes, chaque classe représentant un pourcentage en poids du maté, la nature du sol peut déduire d'une analyse granulométrie, les particules les plus grosses étant séparés par tamisage et les plus fins par sédimentation.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients :

- **Coefficient d'uniformité** : Il est noté par C_U tel que :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Avec :

D_{60} est le diamètre du tamis qui laisse passer 60% de l'échantillon.

D_{10} est le diamètre du tamis qui laisse passer 10% de l'échantillon.

- **Coefficient de courbure** : Il est noté par C_C tel que :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60} \times D_{10})}$$

Avec :

D_{30} est le diamètre du tamis qui laisse passer 30% de l'échantillon.

Pour

$c_u > 5$: La granulométrie est dite étalée (continue).

$c_u < 2$: La granulométrie est dite étroite (uniforme).

Pour un sol bien gradué : $c_u > 5$ et $1 < C_c < 3$

b)La teneur en eau

Elle définit le rapport en pourcentage (%) du poids d'eau W_w que le sol contient, au poids W_s de ses éléments secs, on a :

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Avec :

W_w : Poids de l'eau dans l'échantillon

W_s : Poids des grains solide dans l'échantillon.

La teneur en eau est le paramètre le plus important, sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans lequel le sol se trouve, à titre d'exemple le tableau (II-5) donne une classification adoptée.

Tableau III.5 :Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau.

Teneur en eau %	Etat
01-25 %	Légèrement humide
25 -50 %	Humide
50 -75 %	Mouillé
75 -90 %	Détrempé
100 %	Saturé

c)Les densités

L'essai de densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjaugée).

- La densité humide γ_h

C'est le poids volumique du sol à l'état humide : $\gamma_h = W / V$

Avec :

W : poids de l'échantillon humide

V : volume total.

- La densité sèche γ_d

C'est le poids volumique du sol à l'état sec : $\gamma_d = W_s / V$

Avec :

W_s : poids des grains solides

V : volume total.

Le tableau (V-6) ci – après donne une classification du sol selon ces deux paramètres.

Tableau III.6 : Classification des sols selon γ_h et γ_d

Nature du sol	γ_h	γ_d
Sable	17 à 20 KN / m ³	14 à 18 KN / m ³
Argile	16 à 22 KN / m ³	10 à 20 KN / m ³
Tourbe	13 à 17 KN / m ³	03 à 10 KN / m ³

d) Limite d'Atterberg

Limite d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondantes aux limite entre les trois états et la nature de sol. La consistance d'un sol va donc varier en fonction de la teneur en eau. On définit des limites d'Atterberg pour qualifier ces différents états :

- Limite de liquidité W_L : c'est le passage de l'état liquide à l'état plastique ;
- Limite de plasticité W_P : c'est le passage de l'état plastique à l'état solide ;

Les limites d'Atterberg nous aident aussi à calculer d'autre paramètres très importants pour la classification des sols, l'essai est réalisé selon la norme (NF P 94- 051).

- L'indice de plasticité I_p

C'est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Le tableau ci-dessous indique les degrés de plasticité d'un sol.

Tableau III.7 : Degré de plasticité des sols selon I_p

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
>40	Très plastique

- Estimation du gonflement des sols

Selon les valeurs de l'indice de plasticité I_p , on peut évaluer le gonflement possible des sols. Généralement les sols gonflants ont un très grand indice de plasticité.

Tableau III.8 : Gonflement potentiel des sols selon I_p

I_p (%)	Gonflement potentiel
0 -15	Faible
15 – 25	Moyen
25 – 55	Elevé
>55	Très élevé

- L'indice de consistance I_c :

Pour apprécier le degré de consistance d'un sol, on a comme indication l'indice de consistance $I_c = (W_L - W) / I_p$

e) Essai de cisaillement à la boîte

Dans toute étude géotechnique, on doit déterminer les caractéristiques de cisaillement (c , φ) qui permettant de calculer le coefficient de sécurité pour la stabilité de terrain étudié ces caractéristiques peuvent être déduire des essais suivante :

- Pour les calculs à court terme, on utilise les essais de type UU ou CU (essai non drainé) qui nous donne les valeurs C_u et φ_u ;
- Pour les calculs à long terme, on utilise les essais de type CD (essai drainé) qui nous donne les valeurs C' et φ' .

❖ Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes 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 constante durant la durée de l'essai ($\sigma = N/s$) ;
- Produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontale de glissement des deux demi-bottes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif σ_l à vitesse constante ;

- Mesurer l'effort (T) correspondant ($\tau = T/s$).

Les résultats de l'essai de cisaillement à court et à long terme sont identifiés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Résultats de l'essai de cisaillement

N° de couche	Type de sol	γ (g/cm ³)	A courte terme		A long terme	
			C(kpa)	Φ (°)	C'(kpa)	Φ' (°)
①(A _p)	Argile peu plastique	1.81	20.8	17.4	26.6	16.7
② (G)	Grave	2.20	5.0	32.0	5.0	32.0
③ (Ma)	Marne totalement altérée	2.00	32.8	18.6	24.1	18.5

Les paramètres de calcul adoptés pour la couche de gravier est la valeur empirique.

III.6.2.2 Essais mécaniques

III.6.2.2.1 Essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore d'avoir une capacité portante maximale.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits :

- Essai Proctor normale : résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé.
- Essai Proctor modifié : forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique en fonction de la teneur en eau.

III.6.2.2.2 Essai œdométrique

L'essai de compressibilité à l'oedomètre a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sol intacts, soumis à des charges verticale, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée ;
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement d'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

A partir de la courbe œdométrique (indice de vide en fonction du logarithme décimale de la contrainte verticale appliquée), on peut déduire plusieurs paramètres nécessaires pour le calcul du tassement ou pour la classification des sols : l'indice de compressibilité C_c et l'indice de gonflement C_g et la contrainte de pré consolidation σ'_p .

On représente ci-après une classification des sols selon l'indice de compressibilité

Tableau III.10 : Classification du sol selon C_c

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

Le tableau suivant représente la classification des sols selon leurs coefficients de gonflements

Tableau III.11 : Classification du sol selon C_g

Coefficient de gonflement	Susceptibilité
$C_g < 0.025$	Faible
$0.025 < C_g < 0.035$	Moyenne
$0.035 < C_g < 0.055$	Forte
$C_g > 0.055$	Très forte

III.6.3 Les résultats des essais

Les résultats détaillés des essais, effectués sur les échantillons prélevés de différents sondage carottés réalisées et puits de reconnaissance ont été insérés dans les tableaux (III-12 ...III-18)

Tableau III.12 : Résultats de sondage RSO35 – 3, site PK 35 +393 D 16.5 m

Nature de sol	Profondeur		Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		Cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _c	C _G	C _c	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile peu plastique	0.8 – 1.25	Résultat	1.99	1.74	14.60	42.90	24.00	18.9	7.5	2.55	0.025	0.123	/	/
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement de sol moyen	La granulométrie est dite étalée	bien sol gradué	Faible	Sol moyennement compressible	/	/
	3.5 – 3.95	Résultat	2.01	1.65	22.10	40.80	24.90	15.90	13.75	0.42	0.046	0.167	12.70	21.40
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement de sol moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	Sol moyennement compressible	/	/

5.4 - 5.85	Résultat	1.89	1.54	22.6	37.00	22.8	14.2	13.50	0.45	0.049	0.186	/	/
	classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Peu plastique, Gonflement faible	granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	moyennement compressible	/	/
9.55 - 10.00	Résultat	2.04	1.75	16.60	43.70	24.40	19.30	7.50	0.75	0.051	0.177	/	/
	classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement de sol moyen	granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	moyennement compressible	/	/
11.30 - 11.75	Résultat	1.99	1.65	20.30	48.80	26.90	21.90	4.50	0.42	0.034	0.155	/	/
	classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement de sol moyen	/	Sol mal gradué	Moyenne	moyennement compressible	/	/

Grave	14.70 - 14.85	Résultat	/	/	/	/	/	/	35	2.85	/	/	/	/
		classe	/	/	/	/	/	/	granulométrie est dite étalée	bien sol gradué	/	/	/	/

Tableau III.13 : Résultats de sondage RSO35 – 4, site PK 35 + 565 D 75 m

Nature de sol	Profondeur		Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _C	C _G	C _c	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile peu plastique	1.60 - 2.20	Résultat	1.87	1.59	17.90	40.60	23.70	16.90	13.75	0.45	0.023	0.217	20.80	13.80
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement de sol moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Faible	Sol assez fortement compressible	/	/
	4.00 - 4.60	Résultat	1.81	1.38	30.70	41.00	26.00	15.00	45	0.088	0.040	0.202	/	/
		classe	Argile	Argile	Humide	/	/	Peu Plastique, Gonflement Faible	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	Sol assez fortement compressible	/	/
	5.80 - 6.40	Résultat	1.75	1.37	27.7	46.5	26.00	20.50	4	0.42	0.042	0.276	/	/
		classe	Argile	Argile	Humide	/	/	plastique, Gonflement Moyen	/	Sol mal gradué	Forte	Sol assez fortement compressible	/	/
8.20 - 8.80	Résultat	1.60	1.33	20.10	39.50	21.70	17.80	14	0.28	0.019	0.373	/	/	

		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Faible	Sol très compressible	/	/
	9.90 - 10.50	Résultat	1.99	1.65	20.30	48.80	26.90	23.10	4.25	0.39	0.034	0.155	/	/
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	/	Sol mal gradué	Moyenne	Sol incompressible	/	/
	11.30 - 11.90	Résultat	2.10	1.75	14.60	41.30	20.70	20.60	12.5	0.46	0.027	0.173	/	/
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Moyenne	moyennement compressible	/	/
	13.4 - 14.00	Résultat	1.84	1.53	20.30	40.20	22.10	18.10	17.5	0.60	0.022	0.194	/	/
classe		Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Faible	moyennement compressible	/	/	

Tableau III.14: Résultats de sondage RSO36 – 2, site PK 36 +480 D 56 m

Nature de sol	Profondeur (m)	Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement		
		γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _c	C _G	C _c	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu} °	
Argile peu plastique	0.50 - 0.95	Résultat	1.59	1.30	22.7	42.70	24.60	18.1	17.50	0.60	0.039	0.289	24.30	20.00
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	Sol assez fortement compressible	/	/
	1.50 - 1.95	Résultat	1.83	1.48	24.00	40.90	23.30	17.60	20.00	0.80	0.037	0.223	30.70	20.20
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Forte	Sol assez fortement compressible	/	/

Tableau III.15: Résultats de sondage P 35– 2, site PK 35 +200

Nature de sol	Profondeur (m)		Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _c	C _G	C _c	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile peu plastique	0.50 – 0.70	Résultat	1.59	1.29	22.80	36.90	21.70	15.20	21.00	0.96	0.016	0.181	/	/
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	Faible	Sol incompressible	/	/
	1.50 - 1.70	Résultat	1.69	1.46	15.50	37.60	19.50	18.10	24.00	1.04	0.020	0.200	/	/
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Plastique, gonflement moyen	La granulométrie est dite étalée	Sol bien gradué	Faible	Sol moyennement compressible	/	/

Tableau III.16 : Résultats de sondage P 35 - 4, site PK 35 + 565

Nature de sol	Profondeur (m)		Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _C	C _G	C _C	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile peu plastique	0.50 – 0.70	Résultat	/	/	/	31.10	18.2	12.90	180	0.35	/	/	/	/
		classe	/	/	/	/	/	Peu Plastique, gonflement faible	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	/	/	/	/
	1.20 - 1.40	Résultat	/	/	/	32.20	19.20	13.00	10.00	0.576	/	/	/	/
		classe	/	/	/	/	/	Peu Plastique, gonflement faible	La granulométrie est dite étalée	Sol mal gradué	/	/	/	/

Tableau III.17 : Résultats des puits de reconnaissances P 36 - 1, site PK 36 + 180

Nature de sol	Profondeur (m)		Densité		Teneur en	Limite d'Atterberg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _C	C _G	C _c	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile Peu Plastique	0.50 – 0.70	Résultat	1.81	1.48	22.20	34.40	19.80	14.60	/	/	0.029	0.203	50.00	18.80
		classe	Argile	Argile	Légèrement humide	/	/	Peu Plastique, gonflement faible	/	/	moyenne	Sol assez fortement compressible	/	/

Tableau III.18 : Résultats des puits de reconnaissances P 36 - 4, site PK 36 + 660

Nature de sol	Profondeur (m)		Densité		Teneur en	Limite d'Atterbeg			Granulométrie		Oedomètre		cisaillement	
			γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	C _U	C _C	C _G	C _C	C _{UU} (kpa)	Φ_{uu}°
Argile Peu Plastique	0.50 – 0.70	Résultat	1.57	1.31	19.60	36.50	21.00	15.50	/	/	0.040	0.248	41.4	23.40
		classe G	Argile	Argile	Légèrement humide /	/	/	Plastique, gonflement moyen	/	/	Forte /	Sol assez fortement compressible	/	/

III.6.3.1 Interprétation des essais de laboratoire

La reconnaissance géotechnique du site au moyen des essais in situ et essais de laboratoire a permis de dégager les conclusions suivant :

a) Argile peu plastique

- Pour le sol argile peu plastique donner des densités humides moyenne et les résultats d'identification physique indiquent que le sol est légèrement humide
- Les résultats d'essai de limite d'Atterberg indiquent que l'argile est plastique et le gonflement de sol moyen ;
- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car le taux d'éléments qui passent au tamis 80 μ est supérieure à 50 % ;
- L'essai de cisailent à la boîte a donné une cohésion égale à 0.208 bar et un angle de frottement de l'ordre de 17.4°. c'est un sol frottant et chèrement.

b) Grave

- Ces sols sont sableux et graveleux avec fin de classe B₃
- Les analyses granulométrique indiquent des sols sableux et graveleux car le taux d'éléments qui passent au tamis 80 μ est inférieur à 50 %, et la granulométrie est dite étalée.

Chpitre IV

Carctérisation et classification des matériaux existants

IV.1 Introduction

Quelque soient les objectifs recherchés dans une étude géotechnique, il est de règle d'effectuer initialement l'identification des sols concernés. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques ultérieures et surtout d'effectuer une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien de natures physico-chimiques et mécaniques.

Ce chapitre est consacré à l'identification des matériaux des déblais qui sont l'argile peu plastique et la marne totalement altérée

IV.2 Sols de la pénétrante Bejaia à Ahnif (PK 35+00 à PK 36+800)

Dans le tronçon autoroutier de la pénétrante Bejaia à Ahnif (PK 35+00 à PK 36+800) on définit 4 type de sol :

a) Argiles

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 0,005 mm, contenant au moins 50 % de silicate d'alumine. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, coloriée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert.

Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à craqueler en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol. Les argiles représentent en général une assise acceptable à médiocre lorsqu'elles sont recouvertes par d'autres couches de terrain. En revanche, elles sont dangereuses lorsqu'elles affleurent au niveau du sol, du fait de leur instabilité, se traduisant par des variations de volume et un fluage dans les terrains en pente. D'autres types de sédiments à grains fins contiennent des argiles telles que les marnes [21].

b) Grave

Un grave est un granulat composé d'un mélange de sable et de gravillons. Celui-ci est utilisé principalement dans l'exécution des corps de chaussées (route et autoroutes) de plateforme (parcs de stationnement ; aires de stockage ...). Les graves peuvent être naturelles

reconstituées en centrale, traitées aux liants hydraulique (ciment) ou à la chaux ; ou encore traitées aux liants hydrocarbonés (bitume).

c) Marnes

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaireuse. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert ou en souterrain pour donner respectivement : de la chaux avec les marnes argileuses ; de la chaux hydraulique avec les marnes proprement dites ; et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux. Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis.

Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité.[26].

d) Grès

Les grès sont des roches sédimentaires détritiques composées d'une grande majorité de grains de quartz. Ils proviennent de la consolidation d'un ancien sable meuble. Cette diagenèse s'opère par circulation d'eau, dépôt d'un ciment naturel entre les grains et compaction. La nature du ciment qui lie les grains varie d'un grès à un autre : siliceux, calcaire, ferrugineux... Les arkoses sont des grès riches en feldspaths. Les grès très riches en quartz et très durs sont souvent qualifiés de grès quartziques.

IV.3 Formations lithologique de sol

La couche supérieure de cette section (PK 35+000 à PK36+800) est l'argile peu plastique et grave. Enfin on rencontre des marnes et les grès. Les marnes et les grès sont totalement altérés.

Voir les détails de lithologie dans le tableau VI.1 :

Tableau IV. 1:Lithologie des formations dominantes.

N° de couche	Nom géotechnique	Symbole lithologique	Profondeur (m)	Couleur	Statut
①	Argile peu plastique	Ap	0.4-15.2m	Rouge brune	Dure
②	Grave	G	11.9-15.2m	Brune gris	Densité moyenne
③	Marne totalement altérée	Ma	/	Jaunâtre	Dure
④	Grès totalement altérée	Gr	/	jaune brunâtre	Densité moyenne

IV.4 Reconnaissance du sol

Pour caractériser un sol ,il faut déterminer ses paramètres de nature et ses paramètres d'état . Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol . Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solide , granularité ,argilosité , limite d'Atterbege ...ect).

Les paramètres d'état sont en fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau , indice des vide , porosité ... ect) .

Dans les tableaux qui suivent, on a défini les caractéristiques physiques , de consolidation , et de résistance au cisaillement des sols (argile peu plastique,marne) :

IV.4.1 Caractéristiques physiques de l'argile

Tableau IV. 2:Caractéristiques physiques principales de l'argile peu plastique.

Paramètre	W (%)	γ	γ_d	γ_s	e	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	I _c
		g/cm ³							
Nombre d'échantillon	18	18	20	20	18	20	20	20	20
Valeur max, X _{max}	30.7	2.04	1.75	2.73	1.099	48.8	26.9	23.1	2.48
Valeur min, X _{min}	14.6	1.57	1.29	2.70	0.557	31.1	18.2	12.9	0.69
Valeur X _{moy}	20.9	1.81	1.50	2.72	0.829	40.07	22.7	17.7	1.25
Valeur Proposé	20.9	1.81	1.50	2.72	0.829	40.07	22.7	17.7	1.25

IV.4.2Caractéristiques de consolidation de l'argile

Pour calculer ces caractéristiques, on a utilisé les relations suivantes :

n : le nombre de l'échantillon de l'argile

x_i : la valeur de consolidation de sol

M_x : la moyenne de consolidation

$$M_x = \sum \frac{X_i}{n}$$

S_x : Ecart type entre les valeurs de consolidation

$$S_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \times \sum (X_i - M_x)^2}$$

Valeur caractéristique ×5% = x_{moy} ± 1.64 $\frac{s}{\sqrt{N}}$

Tableau IV. 3:Caractéristiques de consolidation de l'argile

Paramètre	① (A _p)		
	c _c	c _g	c _v (× 10 ⁻³ cm ² /s)
Nombre d'échantillon	18	18	12
Valeur max ; x _{max}	0.372	0.051	6.21
Valeur min, x _{min}	0.123	0.016	2.45
Valeur moyenne x _{moy}	0.215	0.033	5.16
Ecart type, s	0.059	0.011	1.24
Valeur caractéristique, x5%(-)	0.192	0.029	4.57
Valeur caractéristique, x 5% (+)	0.238	0.038	5.75
Valeur proposé	0.238	0.038	5.75

IV.4.3 Caractéristiques de résistance au cisaillement de l'argile**Tableau IV. 4:**Caractéristiques de résistance au cisaillement de l'argile.

Paramètre	① (A _p)			
	C _{uu} KN/m ²	φ _{uu} ^o	C' KN/m ²	Φ ^o
Nombre d'échantillon	6	6	3	2
Valeur max ; x _{max}	50.0	23.4	28.5	21.4
Valeur min, x _{min}	12.7	13.8	24.1	11.9
Valeur moyenne x _{moy}	30.0	19.6	26.6	16.7
Ecart type, s	13.8	3.2	/	/
Valeur caractéristique, x5%(-)	20.8	17.4	/	/
Valeur caractéristique, x 5% (+)	39.3	21.8	/	/
Valeur proposé	20.8	17.4	26.6	16.7

IV.4.4 Caractéristiques de résistance au cisaillement de la marne

Tableau IV. 5:Caractéristiques de résistance au cisaillement de la marne.

Paramètre	③ (Ma)			
	C_{uu} KN/m ²	ϕ_{uu}°	C KN/m ²	Φ °
Nombre d'échantillon	5	5	4	4
Valeur max, x_{max}	43.4	24.4	29.6	21.1
Valeur min, x_{min}	15	11.5	20.5	16.8
Valeur moyen, x_{moy}	32.8	18.6	24.1	18.5
Valeur proposée	32.8	18.6	24.1	18.5

IV.4.5 Essai Proctor

Tableau IV. 6:résultant de l'essai Proctor.

N°sondage	PK	Profondeur (m)	Type de sol	Essai Proctor	
				γ_{dmax} g/cm ³	W_{opt} %
RSO35-1	PK35+210G40m	0.5-5.0	Ap	1.95	14.9
RSO35-1	PK35+201G40m	5.0-10.0	Ap	1.93	11.7
RSO35-2	PK35+930G40m	5.0-10.0	Ap	1.92	10.2
RSO35-2	PK35+930G40m	10.0-15.0	Ap	1.89	14.8
P36+4	PK36+660	0.5-0.7	Ap	1.88	12.3

IV.5 Situation des déblais

Les déblais de la pénétrante autoroutière de Bejaia à Ahnif de PK 35 +200 à PK 36 +800 sont situés dans le tableau suivant :

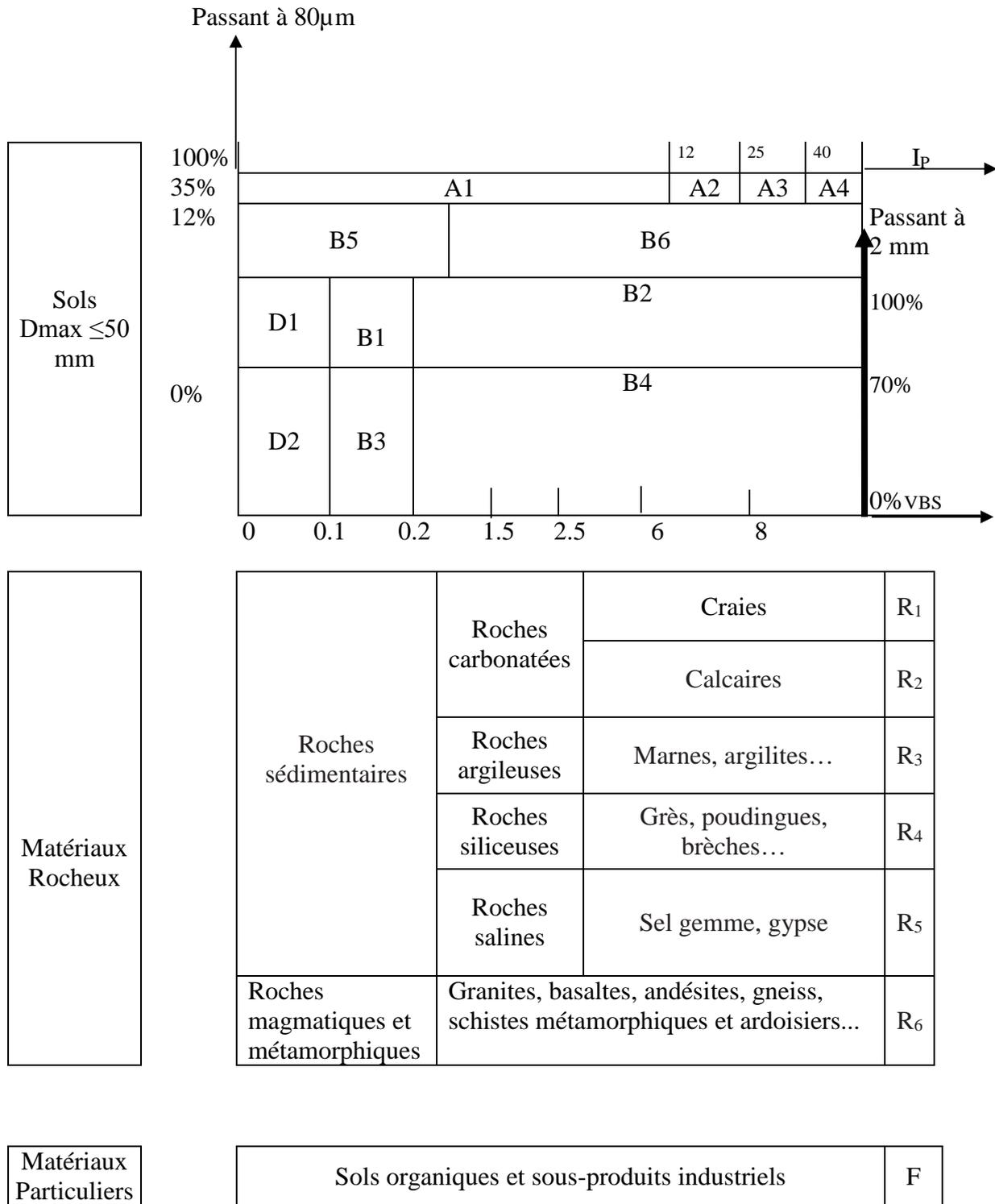
Tableau IV. 7:Site des déblais.

Puits	Site	Profondeur (m)	Matériaux
P 35-2	PK 35+200	0.50 - 0.70	Argile peu plastique
		1.50 - 2.00	
P 35-7	PK35+930	0.00 - 0.40	Argile peu plastique
		0.40 - 2.00	Marne totalement altérée
P 36-4	PK 36+660	0.50 - 0.90	Argile peu plastique
		0.90 - 2.00	Marne totalement altérée

IV.6 classification du sol selon le GTR

L'utilisation des terres en remblai est liée directement à leur classification et à leur comportement lors de leur mise en place. Le GTR 92 (Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC, SETRA, 1992) et la norme qui en découle NF- P 11-300 (septembre 1992) proposent une classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. Ils permettent de définir la classe du matériau à partir des résultats de plusieurs types d'essais. la classification primaire des matériaux, basée sur leur granulométrie, leur argilosité et leur nature pétrographique. Le tableau suivant présente la classification des matériaux.

Tableau IV. 8: Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature, suivant la norme NF P 11-300 (GTR)



Les matériaux pour lesquels la mesure de l'**IP** est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la **VBS**.

- A la lumière des résultats trouvés (indice de plasticité de L'argile **17.4%**, et passant à **0.08 mm de 80 %**) et selon la première partie du tableau (IV 8) pour les éléments inférieurs à 50 mm, l'argile est de la classe **A2** ;
- Les éléments rocheux de la marne (les éléments supérieurs à 50 mm), suivant la classification de **GTR** cette roche est de classe **R3**, d'après le tableau (IV 8) ce classement est désigné pour les roches argileuses.

D'après le GTR les matériaux de la classe **A2** sont caractérisés par une plasticité moyenne et les matériaux de classe **R3** sont caractérisés par un état en place sur consolidé semi rocheux avec des états hydriques très secs. Donc sont inutilisables en remblai.

Ils sont d'autant collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier et de manipulations en laboratoire ; ils peuvent conduire à des glissements d'autant plus grands que les remblais sont élevés.

Leur réemploi en l'état naturel pour la construction des remblais pose des problèmes délicats au moment de la mise en œuvre, mais surtout à long terme perdant la vie de l'ouvrage ; du fait de la présence d'un matériau semi rocheux, et la première interrogation réside dans la nature évolutive utilisée en remblai pouvant conduire à un risque d'évolution granulométrique dans le temps une fois mise en remblai.

Les matériaux rocheux à caractère évolutif peuvent changer l'état à l'intérieur de l'ouvrage. Conformément au G.T.R ces matériaux sont inutilisables dans l'état.

- ✚ Dans notre étude on a proposé la substitution avec des matériaux conforme aux exigences de la route.

IV.7 Substitution pour la couche partie supérieure de terrassement (PST)

La couche PST (partie supérieure de terrassement) doit satisfaire à une épaisseur de 1m pour la section de remblai, sinon il faut une substitution.

La substitution de la tranchée de la section en déblai sera déterminée après la fouille. Premièrement la fouille est effectuée jusqu'à l'assise de la couche de forme pour la présente section. On fera des essais de classification selon GTR pour le sol sous la couche de forme afin de déterminer si le sol peut satisfaire à la demande de la PST, puis on mesurera les valeurs de l'essai de planque EV2 pour définir l'épaisseur de substitution. Le principe de substitution est défini ci-après :

- Si le sol au niveau de la PST est classé en A1, A2, A3, A4 et B6, ou qu'ils 'agit d'une zone de roches souples totalement ou fortement altérées, on procède à une purge et puis une substitution avec les matériaux conformes à ceux requis pour la PST. L'épaisseur de substitution est de 1m.
- Si le sol au niveau de la PST est d'une classe GTR conforme à la PST, ou s'il s'agit d'une zone de roches souples légèrement ou peu altérées, ou de roches dures totalement ou fortement altérées, l'épaisseur de la PST sera déterminée en fonction de la valeur de l'essai de planque EV2 mesurée sur place, c'est à dire :
 - Si $EV2 < 30\text{MPa}$, il faut faire une purge et puis monter une PST de 1m ;
si $30\text{MPa} \leq EV2 < 50\text{MPa}$, il faut faire une purge et puis monter une PST de 0,5m si $EV2 \geq 50\text{MPa}$, la PST peut être supprimée.
 - Dans la zone de roches souples sensibles à l'eau, légèrement ou peu altérées, comme des schistes, mudstones, marnes, etc., il faut procéder à un remblaiement de substitution avec une épaisseur de 50cm, avec des matériaux conformes aux exigences du GTR.
- Dans les zones de roches dures et massives légèrement ou peu altérées, on procède à un minage pour ameublir le sol sous la couche de forme sur une épaisseur de 50cm. Cette couche de sol peut aussi servir de la couche de réglage.

IV.7.1 Exigences techniques des matériaux de la PST (partie supérieure de terrassement)

Selon la classification de GTR, les matériaux adoptés au niveau de la PST appartiennent à:

- B2, B3, B4, B5
- C1B1, C1B2, C1B3, C1B4, C1B5, C1B6
- C2B1, C2B2, C2B3, C2B4, C2B5
- En général, ce sont des matériaux de classe D

Les matériaux adoptés doivent satisfaire aux exigences des conditions d'extraction, de réutilisation, de mise en œuvre et de compactage conformément au **GTR-fascicule II**. Au niveau de la PST, le diamètre maximum des matériaux doit être de 30cm.

IV.7.2 Exigences techniques des matériaux de la couche de forme

Les matériaux pour la couche de forme seront issus de GNT(grave non traité),B3(grave silteuse) et les remblai naturel, roches concassée, ils devront respecter les critères de granularité de la norme NF P 98-129.

IV.8 Conclusion

En vertu de tout ce qui précède, et en conformité avec l'analyse de l'ensemble des informations recueillies à partir des différents résultats ; il y a lieu de conclure que le réemploi des matériaux évolutifs en remblai risque de poser des problèmes délicats au moment de la mise en œuvre, mais surtout à long terme pendant la vie de l'ouvrage. Donc leur réemploi dans un remblai routier est valorisé par un traitement avec les différents liants ...

Chapitre V

Calcul de la stabilité des talus

V.1 Introduction

Le calcul de la stabilité des talus est basé sur les caractéristiques géotechniques du terrain (cohésion C , angle de frottement ϕ ...etc.) et la géométrie du versant instable. Toutes ses méthodes permettent de chiffrer la valeur de F correspondent à la rupture observée.

De nos jours, les logiciels informatiques facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement des sols. Dans ce chapitre ; le logiciel de calcul Géo-Slope, développé par Géo-slope international, est utilisé pour effectuer les calculs de stabilité du talus, en introduisant la géométrie réelle du terrain ainsi que les paramètres des sols rencontrés.

En plus nous avons fait un calcul manuel de la stabilité par la méthode de FELLENIUS afin de comparer entre le facteur de sécurité et d'approcher la ligne de rupture probable, dans notre cas la surfaces de rupture est circulaire.

V.2 Analyse de la stabilité des talus

V.2.1 Analyse de rupture par un calcul manuel

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par corrélation ou en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces, on commence par une analyse manuel de trois possibilités de terrassement et de remblaiement et on calcule leurs coefficient de sécurité en appliquant la méthode des tranches, dite de « Fellenius ».

a) Méthode d'analyse à surface circulaire [4]

Plusieurs méthodes de calcul des glissements circulaires, ont été établies pour le calcul de coefficient de sécurité F_s . On a choisi la méthode des tranches de FELLENIUS qui consiste à diviser le volume instable en un certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de rupture.

b) Méthodes de Fellenius

b.1) Principe de la méthode

La méthode de Fellenius, consiste à diviser le volume instable en certain nombre de tranches verticales, le calcul ce fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de glissement. Le mode de divise et le nombre

de tranche adoptés sont arbitraires, leur choix tient compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

b.2) Calcul de coefficient de sécurité

Soit un talus, ayant pour caractéristiques :

-Poids humide $;\gamma h$.

-La cohésion C .

-L'angle de frottement : φ .

Le poids W_i de chaque tranche se calcule indépendamment

$$W_i = S_i \gamma h \cdot l_m$$

Tel que S_i est la surface latérale de chaque tranche.

La valeur de coefficient de sécurité a pour formule :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot l_i + w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

Avec :

$$L_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

C : la cohésion de la tranche

l : la longueur de la tranche

Dans notre cas, on opte cinq (5) profils, trois profils de déblai (PK35+210, PK35+940 et PK36+650) et deux profils de remblai (PK35+571.8 et PK35+940). Pour chaque profil on a proposé trois possibilités de terrassement pour les déblais, et de remblaiement pour les remblais. A chaque fois on terrasse plus profondément pour les déblais, et de mettre des quantités de matériaux de classe (B3) différemment pour les remblais. On cherche la surface de rupture, on trace le cercle de centre O , de coordonnées (X, Y) et de rayon R , on divise le sol en un nombre de tranches de même épaisseur, on calcule (le poids W , la longueur L , et l'angle α) de chaque tranches. On calcule le coefficient de sécurité par la méthode de tranches (Fellenius), puis on choisit le profil qui répond aux conditions de l'économie en termes de l'exécution rapide.

V.2.1.1. Profil PK35+210 (talus en déblai)

Dans ce profil on a considéré trois (3) possibilités de terrassement et on calcule leurs coefficients de sécurité par la méthode de Fellenius.

- 1^{er} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 31,61m

-Centre 0 de coordonnées (35.75 ; 35.39)

On divise la surface en 12 tranches(**Figure1.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$-\gamma h = 18,1 \text{ kN/m}^3$
 $-C = 26,6 \text{ kPa}$
 $-\phi = 16,7^\circ$

} → Argile peu plastique

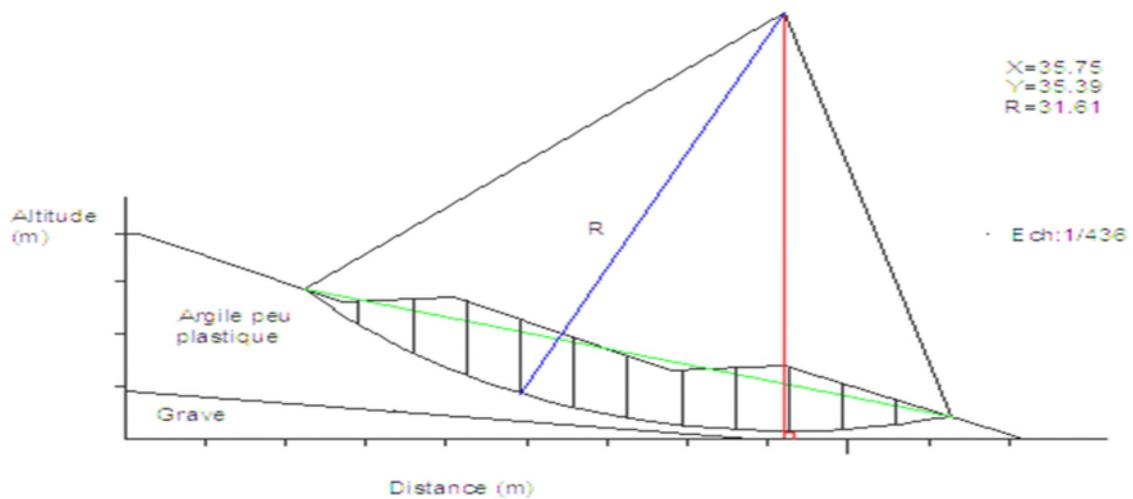


Figure V.1: cercle de rupture, avec R=31.61 (1ère possibilité du profil PK35+210).

Tableau V. 1 : Résultats de 1ère possibilité du profil PK35+210.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	Bi	CiLi	ϕ
1	415,21	45,00	293,60	293,60	4,11	26,60	2,91	109,32	16,70
2	1697,40	38,00	1337,57	1045,02	3,69	26,60	2,91	98,15	16,70
3	2888,94	33,00	2422,87	1573,43	3,47	26,60	2,91	92,30	16,70
4	3248,40	27,00	2894,35	1474,74	3,27	26,60	2,91	86,98	16,70
5	3242,97	22,00	3006,83	1214,84	3,14	26,60	2,91	83,52	16,70
6	2893,46	17,00	2767,03	845,97	3,04	26,60	2,91	80,86	16,70
7	2502,32	11,00	2456,35	477,47	2,96	26,60	2,91	78,73	16,70
8	2563,14	7,00	2544,03	312,37	2,93	26,60	2,91	77,93	16,70
9	2782,15	2,00	2780,46	97,10	2,91	26,60	2,91	77,40	16,70
10	2387,20	-3,00	2383,93	-124,94	2,91	26,60	2,91	77,40	16,70
11	1526,01	-8,00	1511,16	-212,38	2,94	26,60	2,91	78,20	16,70
12	531,23	-13,00	517,61	-119,50	2,99	26,60	2,91	79,53	16,70
Σ			24915,78	6877,71				1020,32	

$$F_s = \frac{1020,32 + 24915,78 * \text{tg}16,7}{6877,71} = 1,23$$

- 2^{ème} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 25m

-Centre 0 de coordonnées (36.32 ; 25.39)

On divise la surface en 12 tranches(**Figure2.V**)

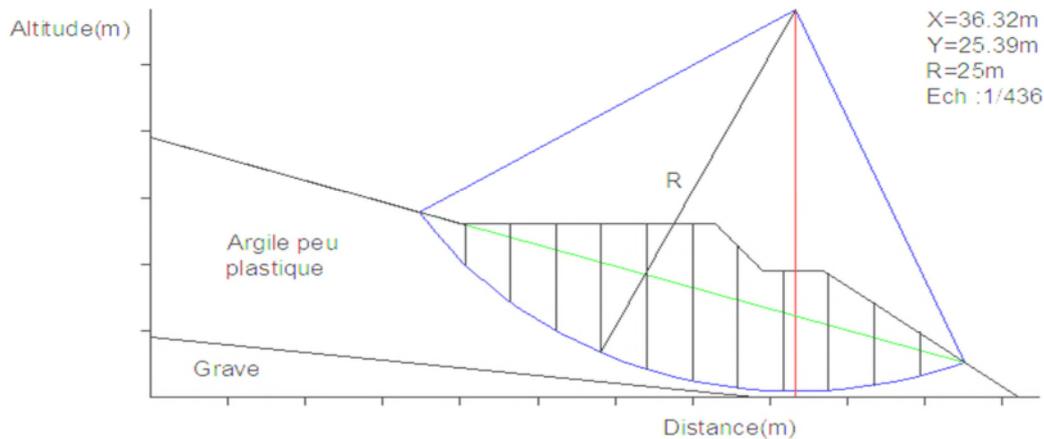


Figure V. 2: cercle de rupture R=25m (2^{ème} possibilité du profil PK35+210)

Tableau V. 2: Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+210.

Nde tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wisin α	Li	Ci	bi	CiLi	ϕ
1	592,41	53	356,52	473,12	4,25	26,6	2,56	113,05	16,7
2	1786,47	44	1285,08	1240,99	3,56	26,6	2,56	94,69	16,7
3	1786,47	36	1445,28	1050,06	3,16	26,6	2,56	84,05	16,7
4	358,99	29	313,98	174,04	2,93	26,6	2,56	77,93	16,7
5	4163	23	3832,06	1626,61	2,78	26,6	2,56	73,94	16,7
6	4588,71	16	4410,95	1264,82	2,66	26,6	2,56	70,75	16,7
7	4709,62	10	4638,07	817,82	2,60	26,6	2,56	69,16	16,7
8	3808,96	5	3794,47	331,97	2,57	26,6	2,56	68,36	16,7
9	3635,02	-1	3634,47	-63,44	2,56	26,6	2,56	68,06	16,7
10	3014,01	-7	2991,54	-367,32	2,58	26,6	2,56	68,62	16,7
11	1902,49	-13	1853,73	-427,97	2,63	26,6	2,56	69,95	16,7
12	657,36	-19	621,55	-214,02	2,71	26,6	2,56	72,08	16,7
Σ			29177,70	5906,69				930,67	

$$F_s = \frac{930,67 + 29177,70 * \text{tg}16,7}{5906,69} = 1,64$$

- 3^{ème} Cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 20,7 m

-Centre 0 de coordonnées (28 ; 28,82)

On divise la surface en 6tranches (Figure3.V)

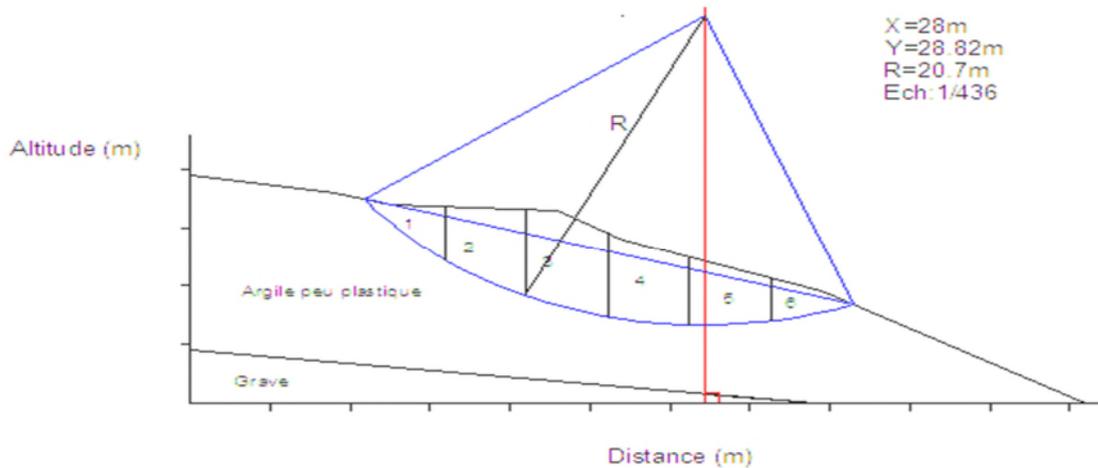


Figure V. 3:cercle de rupture R=20,7m, (3^{ème} possibilité du profil PK35+210)

Tableau V. 3:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+210.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	bi	Ci Li	φ
1	1520,76	45	1075,34	1075,34	6,27	26,6	4,44	166,78	16,7
2	4163	31	3568,39	2144,10	5,17	26,6	4,44	137,52	16,7
3	5303,3	19	5014,37	1726,59	4,69	26,6	4,44	124,75	16,7
4	455,13	8	450,70	63,34	4,48	26,6	4,44	119,16	16,7
5	3296,73	-4	3288,70	-229,97	4,45	26,6	4,44	118,37	16,7
6	1371,79	-15	1325,05	-355,05	4,59	26,6	4,44	122,09	16,7
Σ			14722,54	4424,36				788,67	

$$F_s = \frac{788,67 + 14722,54 * \text{tg}16,7}{4422,36} = 1,18$$

✚ Résultats de calcul

Les trois (3) cercle de rupture donnent des coefficients de sécurité ($F_s=1.23$ pour $R=31.61$), ($F_s=1.64$ pour $R=25$) et ($F_s=1.18$ pour $R= 20.7$). Les résultats montrent que les talus sont en équilibre stable.

V.2.1.2. Profil PK35+940 (talus en déblai)

Dans ce profil on a considéré trois (3) possibilités de terrassement et on calcule leurs coefficients de sécurité par la méthode de Fellenius.

On divise la surface en plusieurs tranches (**Figure4.V, 5.V, 6.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$$\left. \begin{array}{l} -\gamma h=20\text{KN/m}^3 \\ -C=24,1 \text{ kPa} \\ -\varphi=18,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Marne totalement altérée}$$

- **1^{er} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 35,1m

-Centre 0 de coordonnées (31.61 ; 36.92)

On divise la surface en 13 tranches(**Figure4.V**)

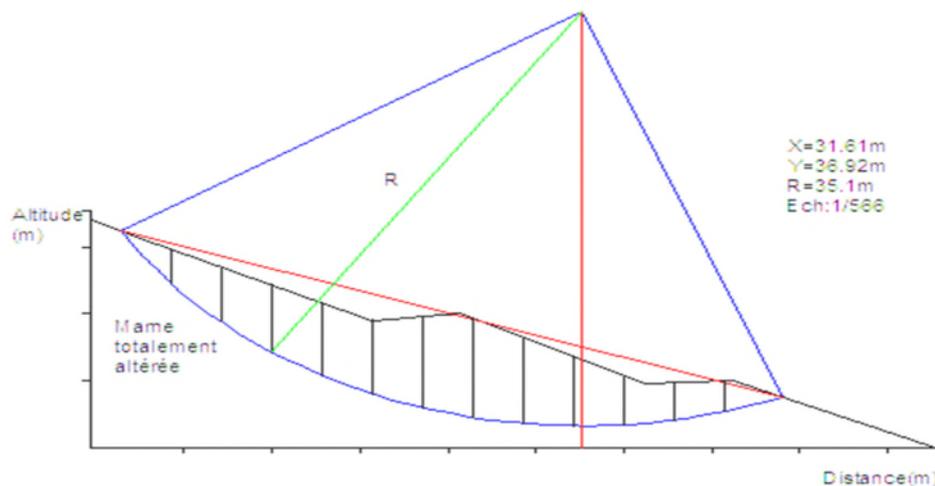


Figure V. 4:cercle de rupture $R=35.1\text{m}$, (1^{ère} possibilité du profil PK35+940)

Tableau V. 4:Résultats de la 1^{ère} possibilité du profil PK35+940

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	Bi	Cili	ϕ
1	928,4	52	571,58	731,59	5,26	24,1	3,24	126,76	18,5
2	2431,2	44	1749,52	1688,17	4,50	24,1	3,24	108,45	18,5
3	3343,8	37	2671,14	2011,47	4,06	24,1	3,24	97,84	18,5
4	3843,6	31	3295,15	1978,70	3,78	24,1	3,24	91,09	18,5
5	4062,4	25	3682,16	1716,03	3,57	24,1	3,24	86,03	18,5
6	4461,2	19	4218,39	1451,72	3,43	24,1	3,24	82,66	18,5
7	5321,8	14	5163,88	1286,82	3,34	24,1	3,24	80,49	18,5
8	5051,4	8	5002,29	702,66	3,27	24,1	3,24	78,80	18,5
9	4255,6	3	4249,77	222,61	3,24	24,1	3,24	78,08	18,5
10	3255,6	-2	3253,62	-113,56	3,24	24,1	3,24	78,08	18,5
11	2221,4	-8	2199,80	-309,00	3,27	24,1	3,24	78,80	18,5
12	1832,4	-13	1785,48	-411,99	3,33	24,1	3,24	80,25	18,5
13	1072,2	-18	1019,78	-331,17	3,97	24,1	3,78	95,67	18,5
			38862,56	10624,05				1163	

$$F_s = \frac{1163 + 38862,56 * \text{tg}18,5}{10624,05} = 1,44$$

- **2^{ème}cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 53.64m

-Centre 0 de coordonnées (53.89 ; 54.37)

On divise la surface en **12 tranches (Figure 5.V)**

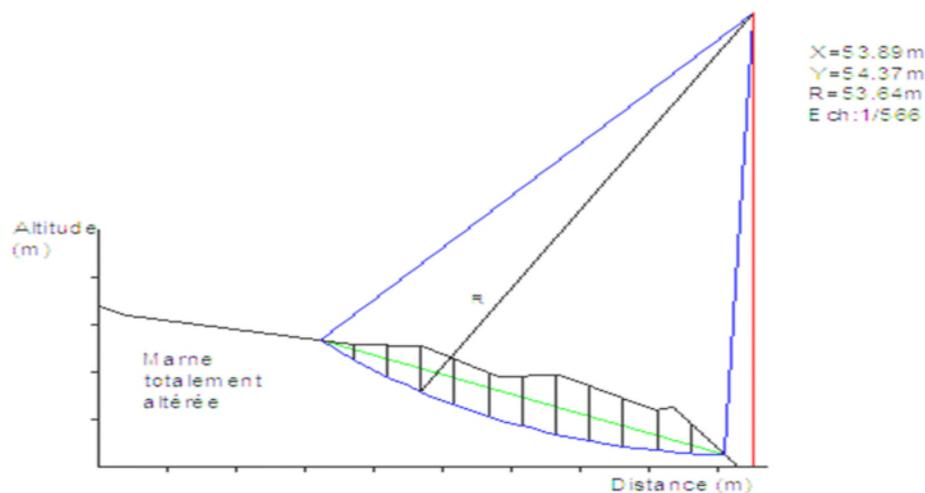
**Figure V. 5:**cercle de rupture R=53.64m, (2^{ème} possibilité du profil PK35+940)

Tableau V. 5:Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+940

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi cos α	Li	Ci	bi	Ci Li	ϕ
1	517,4	40	396,35	332,58	3,63	24,1	2,78	87,48	18,5
2	1569,8	37	1254,01	944,32	3,48	24,1	2,78	83,86	18,5
3	2565,4	33	2151,93	1396,59	3,31	24,1	2,78	79,77	18,5
4	3037,2	29	2656,77	1471,78	3,18	24,1	2,78	76,63	18,5
5	2942,6	26	2645,09	1289,34	3,09	24,1	2,78	74,46	18,5
6	2958,8	23	2723,82	1155,54	3,02	24,1	2,78	72,78	18,5
7	3626,8	19	3429,41	1180,19	2,94	24,1	2,78	70,85	18,5
8	3842,2	16	3693,51	1058,53	2,89	24,1	2,78	69,64	18,5
9	3432,8	13	3344,91	771,83	2,85	24,1	2,78	68,68	18,5
10	2868	10	2824,47	497,77	2,82	24,1	2,78	67,96	18,5
11	2616	7	2596,52	318,65	2,80	24,1	2,78	67,48	18,5
12	9886,6	4	9862,54	689,31	2,79	24,1	2,78	67,23	18,5
			37579,33	11106,43				886,82	

$$F_s = \frac{886,82 + 37579,33 * \text{tg}18,5}{11106,43} = 1,21$$

- **3^{ème}cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 26.05m

-Centre 0 de coordonnées (42.29 ; 27.08)

On divise la surface en 13 tranches (**Figure 6.V**)

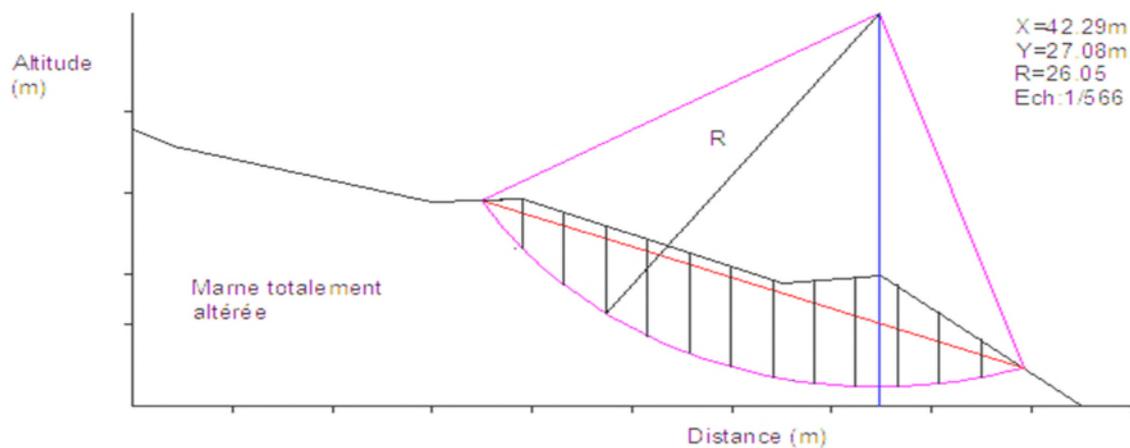


Figure V. 6:cercle de rupture R=26.05m, (3^{ème} possibilité du profil PK35+940).

Tableau V. 6:Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+940.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	bi	CiLi	ϕ
1	837	55	480,08	685,63	4,11	24,1	2,36	99,05	18,5
2	2022,6	47	1379,41	1479,24	3,46	24,1	2,36	83,38	18,5
3	2652	40	2031,55	1704,67	3,08	24,1	2,36	74,22	18,5
4	3032,6	33	2543,35	1651,67	2,81	24,1	2,36	67,72	18,5
5	3236,4	27	2883,65	1469,29	2,65	24,1	2,36	62,66	18,5
6	3294,2	22	3054,33	1234,03	2,55	24,1	2,36	61,45	18,5
7	3225,4	16	3100,45	889,04	2,46	24,1	2,36	59,28	18,5
8	3211,2	11	3152,20	612,73	2,40	24,1	2,36	57,84	18,5
9	3467,6	5	3454,40	302,22	2,37	24,1	2,36	57,11	18,5
10	3563,4	0	3563,40	0,00	2,36	24,1	2,36	56,87	18,5
11	2821	-5	2810,27	-245,87	2,37	24,1	2,36	57,11	18,5
12	1782	-10	1754,93	-309,44	2,40	24,1	2,36	57,84	18,5
13	636,2	-16	611,55	-175,36	2,52	24,1	2,42	60,73	18,5
			30819,58	9297,86				855,26	

$$F_s = \frac{855,26 + 30819,58 * \text{tg}18,5}{9297,86} = 1,2$$

✚ Résultat de calcul

Les trois (3) cercle de rupture donnent des coefficients de sécurité ($F_s=1.44$ pour $R=35.1$), ($F_s=1.21$ pour $R=53.64$) et ($F_s=1.2$ pour $R= 26.05$). Les résultats montrent que les talus sont en équilibre stable.

V.2.1.3. Profil PK36+650 (talus en déblai)

Dans ce profil on a considéré trois (3) possibilités de terrassement et on calcul leurs coefficients de sécurité par la méthode de Fellenius.

On divise la surface en plusieurs tranches (**Figure 7.V, 8.V, 9.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$$\left. \begin{array}{l} -\gamma h=20\text{KN/m}^3 \\ -C=24,1 \text{ kPa} \\ -\phi=18,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Marne totalement altérée}$$

- **1^{er} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 19,7m

-Centre 0 de coordonnées (31.57 ; 22.56)

On divise la surface en 11 tranches (**Figure 7.V**)

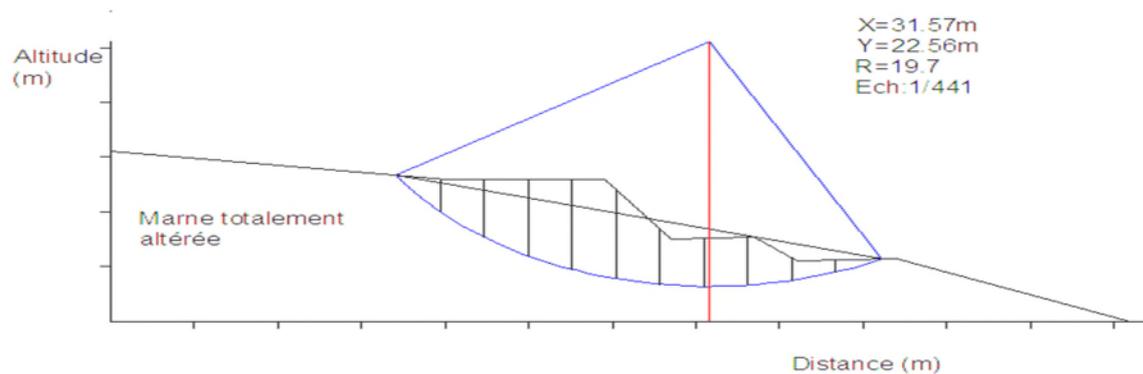


Figure V. 7: cercle de rupture R=19,7m, (1^{ère} possibilité du Profil PK36+650).

Tableau V. 7: Résultats de la 1^{ère} possibilité du Profil PK36+650.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wisin α	Li	Ci	bi	Ci li	ϕ
1	60,74	51	38,22	47,20	3,68	24,1	2,32	88,68	18,5
2	1683,4	41	1270,48	1104,41	3,07	24,1	2,32	73,98	18,5
3	2501,6	33	2098,02	1362,47	2,77	24,1	2,32	66,75	18,5
4	3105,6	25	2814,63	1312,48	2,56	24,1	2,32	61,69	18,5
5	3481,6	18	3311,20	1075,87	2,44	24,1	2,32	58,80	18,5
6	2683,6	11	2634,29	512,06	2,36	24,1	2,32	56,87	18,5
7	1782	4	1777,66	124,31	2,33	24,1	2,32	56,15	18,5
8	1802	-3	1799,53	-94,31	2,32	24,1	2,32	55,91	18,5
9	1376,4	-9	1359,45	-215,32	2,35	24,1	2,32	56,63	18,5
10	583,4	-16	560,80	-160,81	2,41	24,1	2,32	58,08	18,5
11	231,4	-23	213,00	-90,42	2,52	24,1	2,32	60,73	18,5
Σ			17877,29	4977,95				694,27	

$$F_s = \frac{694,27 + 17877,29 * \text{tg}18,5}{4977,95} = 1,34$$

- 2^{ème} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 30,66m

-Centre O de coordonnées (40,42 ; 33,74)

On divise la surface en 8 tranches (**Figure 8.V**)

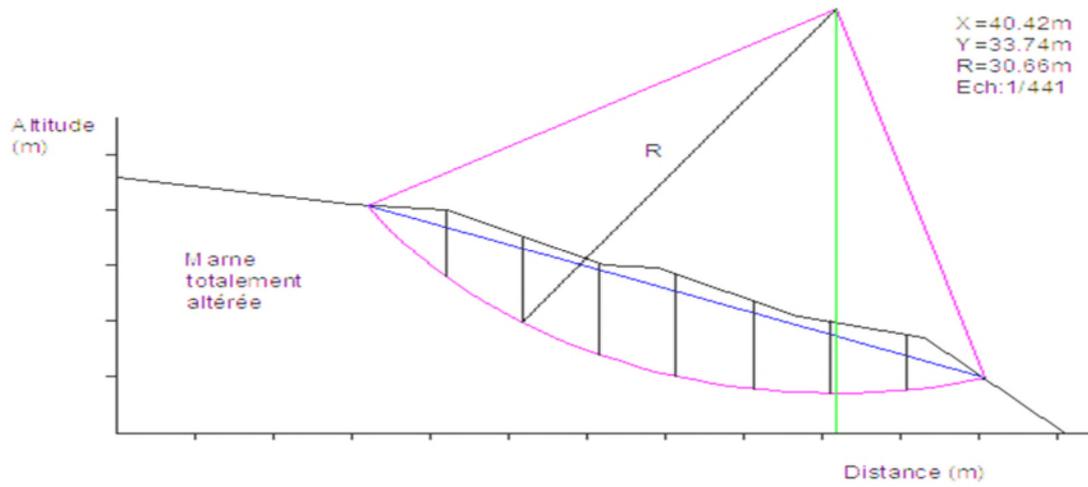


Figure V. 8: cercle de rupture R=19,7m, (2^{ème} possibilité du profil PK36+650).

Tableau V. 8: Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+650.

N de tranche	α (°)	Wi	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	bi	Lici	ϕ
1	52	22682	13964,43	17873,66	7,02	24,1	4,32	169,18	18,5
2	40	5184	3971,17	3332,21	5,64	24,1	4,32	135,92	18,5
3	30	6022,6	5215,72	3011,30	4,99	24,1	4,32	120,25	18,5
4	21	6550,6	6115,51	2347,53	4,63	24,1	4,32	111,58	18,5
5	13	65254,4	63581,93	14679,05	4,43	24,1	4,32	106,76	18,5
6	5	5381,8	5361,32	469,05	4,34	24,1	4,32	104,59	18,5
7	-3	43342,2	43282,80	-2268,36	4,33	24,1	4,32	104,35	18,5
8	-12	2116,4	2070,15	-440,02	4,42	24,1	4,32	106,52	18,5
Σ			143563,05	39004,42				959,15	

$$F_s = \frac{959,15 + * 143563,05 \text{tg}18,5}{39004,42} = 1,25$$

- 3^{ème} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 28.35m

-Centre O de coordonnées (24.01 ; 32.27)

On divise la surface en 11tranches (Figure 9.V)

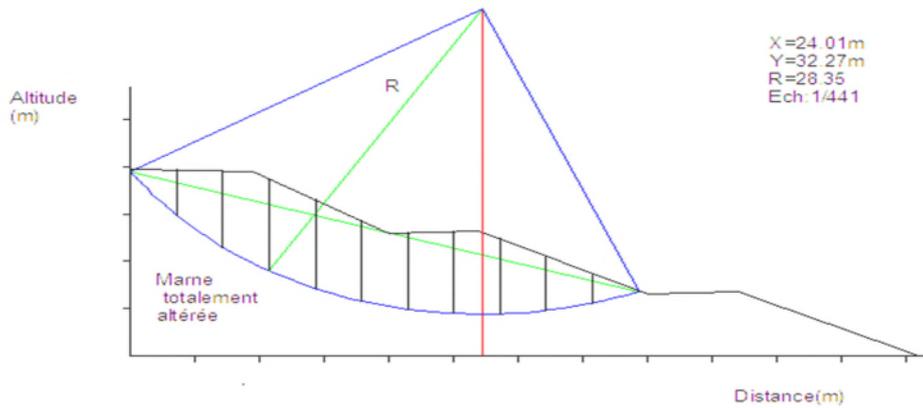


Figure V. 9: cercle de rupture R=19,7m, (3^{ème} possibilité du profil PK36+650)

Tableau V. 9: Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+650.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	bi	Ci li	φ
1	1409,2	52	867,59	1110,46	5,12	24,1	3,15	123,39	18,5
2	3583,4	43	2620,73	2443,87	4,31	24,1	3,15	103,87	18,5
3	5076,2	35	4158,18	2911,59	3,85	24,1	3,15	92,78	18,5
4	5305,6	27	4727,32	2408,69	3,54	24,1	3,15	85,31	18,5
5	4958	20	4659,00	1695,74	3,35	24,1	3,15	80,73	18,5
6	4443	12	4345,91	923,75	3,22	24,1	3,15	77,60	18,5
7	46462	7	46115,68	5662,29	3,17	24,1	3,15	75,67	18,5
8	4748,2	1	4747,48	82,87	3,15	24,1	3,15	75,91	18,5
9	3807	-6	3786,14	-397,94	3,17	24,1	3,15	76,67	18,5
10	2468,8	-13	2405,52	-555,36	3,23	24,1	3,15	77,84	18,5
11	871	-19	823,55	-283,57	3,33	24,1	3,15	80,25	18,5
Σ			79257,11	16002,40				950,02	

$$F_s = \frac{950,02 + 79257,11 * \text{tg}18,5}{16002,40} = 1,71$$

✚ Résultat de calcul

Les trois (3) cercle de rupture donnent des coefficients de sécurité ($F_s=1.34$ pour $R=19.7$), ($F_s=1.25$ pour $R=30.66$) et ($F_s=1.71$ pour $R= 28.35$). Les résultats montrent que les talus sont en équilibre stable.

V.2.1.4. profil PK35+571.8 (talus en remblai)

Dans ce profil on a considéré trois (3) possibilités de remblaiement de matériaux B3 du hauteur 11.3 m et on calcule leurs coefficients de sécurité par la méthode de Fellenius.

On divise la surface en plusieurs tranches (**Figure10.V, 11.V, 12.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$-\gamma_h=20\text{KN/m}^3$
 $-C=5\text{kPa}$
 $-\varphi=33^\circ$

} → Matériaux de classe B3 (remblai)

- **1^{er} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 34,35m

-Centre 0 de coordonnées (85,91m ; 52,47m)

On divise la surface en **10 tranches (Figure10.V)**

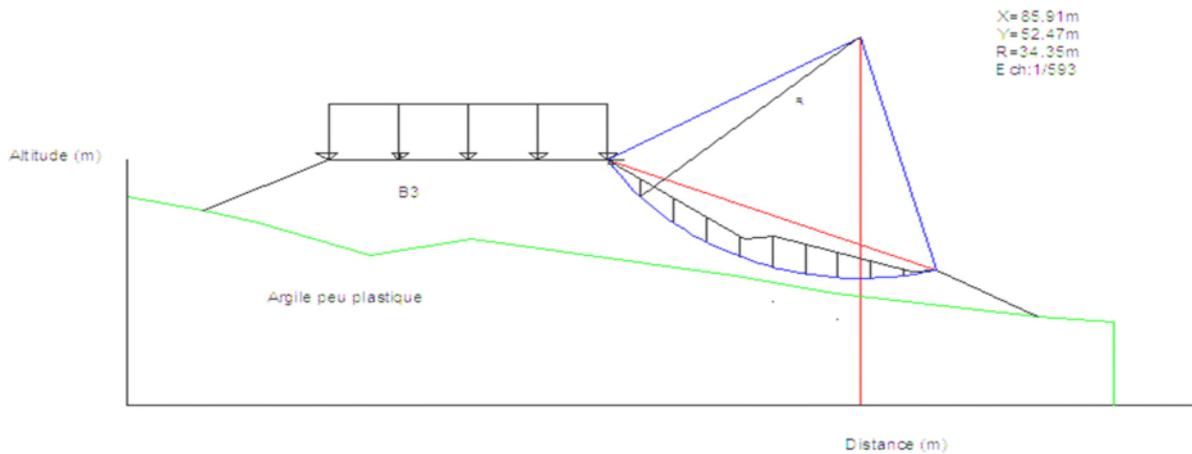


Figure V. 10: cercle de rupture $R=19,7\text{m}$, (1^{ère} possibilité du profil PK35+571.8).

Tableau V. 10: Résultats de 1^{ère} possibilité du profil PK35+571.8.

N de tranche	W_i	α (°)	$W \cos \alpha$	$W \sin \alpha$	L_i	C_i	b_i	L_{ci}	φ
1	991,6	54	582,85	802,22	6,55	5	3,85	32,75	33
2	2371,4	44	1705,84	1647,31	5,35	5	3,85	26,75	33
3	2776,6	36	2246,32	1632,04	4,76	5	3,85	23,80	33
4	2538,8	28	2241,63	1191,89	4,36	5	3,85	21,80	33
5	2638,6	21	2463,35	945,59	4,12	5	3,85	20,6	33
6	3297,6	14	3199,65	797,76	3,97	5	3,85	19,85	33
7	2940	8	2911,39	409,17	3,89	5	3,85	19,45	33
8	2234,44	1	2234,10	39,00	3,85	5	3,85	19,25	33
9	1193,8	-5	1189,26	-104,05	3,86	5	3,85	19,30	33
10	180	-12	176,07	-37,42	3,94	5	3,85	19,7	33
Σ			18950,44	7323,52				223,24	

$$F_s = \frac{223,24 + 18950,44 * \text{tg}33}{7323,52} = 1,71$$

- **2^{ème} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 43,26m

-Centre O de coordonnées (93,58m ; 56,66m)

On divise la surface en **14** tranches (**Figure11.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$-\gamma_h=20\text{KN/m}^3$
 $-C=5\text{kPa}$
 $-\varphi=33^\circ$

→ B3 (remblai)

$-\gamma_h=18,1\text{KN/m}^3$
 $-C=26,6\text{kPa}$
 $-\varphi=16,7^\circ$

→ Argile peu plastique (terrain naturel)

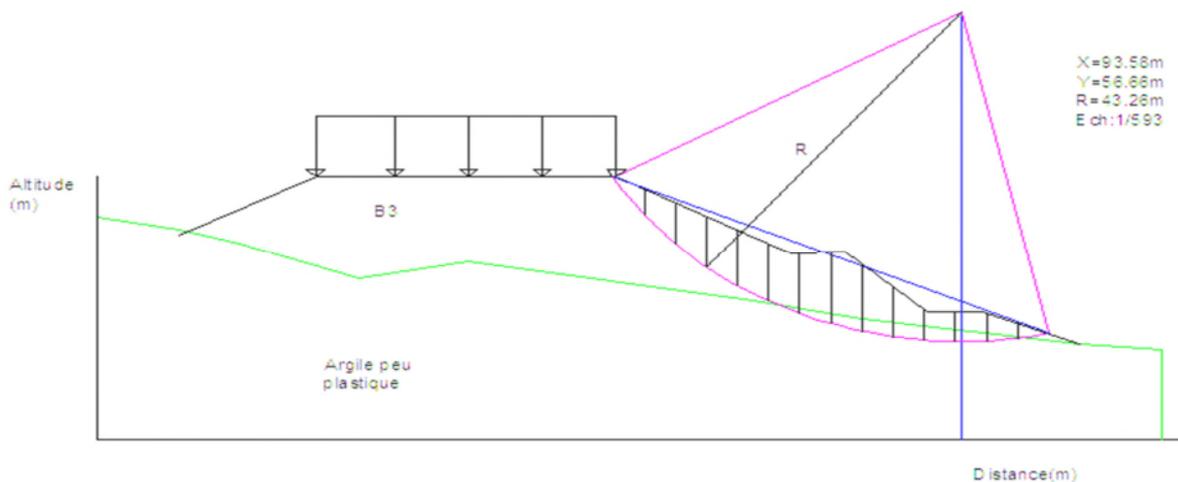


Figure V. 11: cercle de rupture $R=43,26\text{m}$, (2^{ème} possibilité du profil PK35+571.8)

Tableau V. 11:Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK35+571.8.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	Bi	Ci Li	φ	Wi cos α *tg φ
1	1206,8	56	674,83	1000,48	6,04	5	3,38	30,2	33	438,24
2	2990,4	49	1961,88	2256,88	5,15	5	3,38	25,75	33	1274,06
3	4105,6	42	3051,06	2747,18	4,55	5	3,38	22,75	33	1981,38
4	4764,6	37	3805,18	2867,41	4,23	5	3,38	21,15	33	2471,11
5	5073,4	31	4348,75	2612,99	3,94	5	3,38	19,70	33	2824,11
6	4657,49	26	4186,12	2041,71	3,76	26,6	3,38	100,01	16,7	1255,90
7	5354,34	21	4998,71	1918,82	3,62	26,6	3,38	96,29	16,7	1499,68
8	5842,68	17	5587,38	1708,23	3,53	26,6	3,38	93,89	16,7	1676,30
9	4759,03	12	4655,03	989,46	3,46	26,6	3,38	92,03	16,7	1396,58
10	3237,9	8	3206,39	450,63	3,41	26,6	3,38	90,7	16,7	961,96
11	2415,44	3	2412,13	126,41	3,38	26,6	3,38	89,90	16,7	723,67
12	2382,86	-1	2382,50	-41,59	3,38	26,6	3,38	89,90	16,7	714,78
13	1676,78	-6	1667,59	-175,27	3,40	26,6	3,38	90,44	16,7	500,30
14	6689,4	-10	6587,77	-1161,60	3,43	5	3,38	17,15	33	4278,15
Σ			49525,33	17341,76				879,89		21996,23

$$F_s = \frac{879,89 + 21996,23}{17341,76} = 1,32$$

- **3^{ème} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 45,54m

-Centre 0 de coordonnées (96,39m ; 57,39m)

On divise la surface en **9** tranches (**Figure12.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$\left. \begin{array}{l} -\gamma h = 20 \text{ kN/m}^3 \\ -C = 5 \text{ kPa} \\ -\varphi = 33^\circ \end{array} \right\} \longrightarrow \text{B3 (remblai)}$

$\left. \begin{array}{l} -\gamma h = 18,1 \text{ kN/m}^3 \\ -C = 26,6 \text{ kPa} \\ -\varphi = 16,7^\circ \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Argile peu plastique (terrain naturel)}$

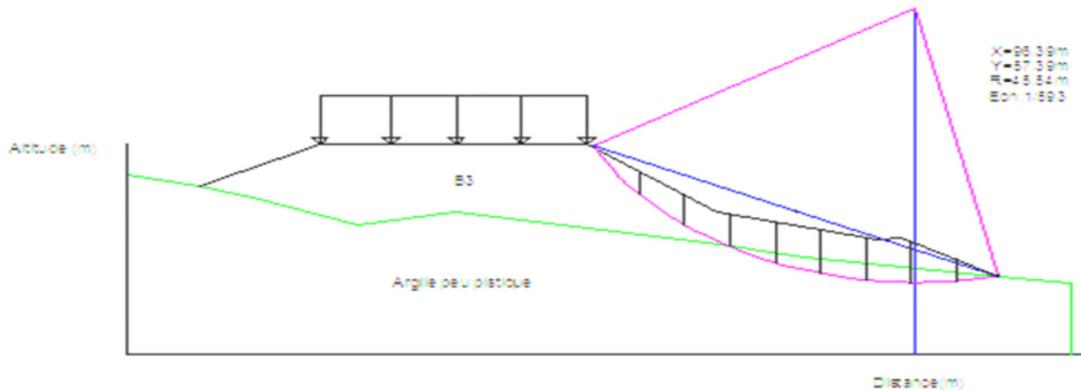


Figure V. 12: cercle de rupture $R=43,26m$, (3^{ème} possibilité du profil PK35+571.8)

Tableau V. 12: Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK35+571.8.

N de tranche	Wi	α (°)	Wi cos α	w sin α	Li	Ci	Bi	Cili	ϕ	Wi cos α *tg ϕ
1	2188,4	54	1286,31	1770,45	9,39	5	5,52	46,95	33	835,34
2	486,6	43	355,88	331,86	7,55	5	5,52	37,75	33	231,11
3	5538,8	34	4591,87	3097,26	6,66	5	5,52	33,30	33	2982,00
4	6181,87	26	5556,23	2709,95	6,14	26,6	5,52	163,32	16,7	1666,95
5	7101,71	19	6714,80	2312,09	5,84	26,6	5,52	155,34	16,7	2014,54
6	7110,76	12	6955,37	1478,41	5,64	26,6	5,52	150,02	16,7	2086,71
7	7076,01	4	7058,77	493,60	5,53	26,6	5,52	147,09	16,7	2117,73
8	5193,79	-3	5186,67	-271,82	5,53	26,6	5,52	147,09	16,7	1556,08
9	1582,84	-10	1558,79	-274,86	5,39	26,6	5,31	143,37	16,7	467,66
Σ			39264,70	11646,94				1024,23		13958,11

$$F_s = \frac{1024,23 + 13958,11}{11646,94} = 1,286$$

✚ Résultat de calcul

Les trois (3) cercle de rupture donnent des coefficients de sécurité ($F_s=1.71$ pour $R=34.35$), ($F_s=1.32$ pour $R=43.26$) et ($F_s=1.286$ pour $R=45.54$). Les résultats montrent que les talus sont en équilibre stable.

V.2.1.5. profil PK36+033.6 (talus en remblai)

Dans ce profil on a considéré trois (3) possibilités de remblaiement de B3 et on calcule leurs coefficients de sécurité par la méthode de Fellenius.

On divise la surface en plusieurs tranches (**Figure13.V, 14.V, 15.V**)

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche avec les résultats obtenus au laboratoire :

$-\gamma h=20\text{KN/m}^3$
 $-C=5\text{kPa}$
 $-\varphi=33^\circ$

} → B3 (remblai)

$-\gamma h=20\text{KN/m}^3$
 $-C=24,1\text{kPa}$
 $-\varphi=18,5^\circ$

} → Marne totalement altérée (terrain naturel)

- **1^{er} cas** : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 30m

-Centre 0 de coordonnées (80m ; 41,18m)

On divise la surface en **10** tranches (**Figure13.V**)

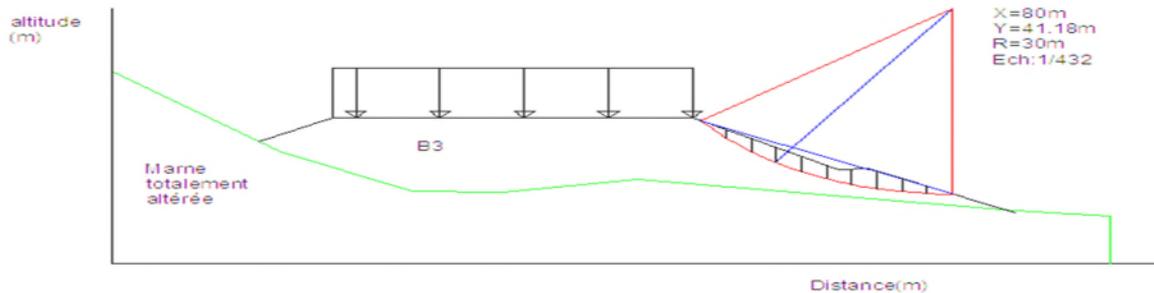


Figure V. 13: cercle de rupture $R=30\text{m}$, (1^{ère} possibilité du profil PK36+033.6).

Tableau V. 13:Résultats de la 1^{ère} possibilité du profil PK36+033.6.

N de tranche	W_i	α (°)	$W_i \cos \alpha$	$W_i \sin \alpha$	L_i	C_i	b_i	L_{ci}	φ
1	316,8	49	207,84	239,09	3,64	5	2,39	18,2	33
2	813,2	43	594,74	554,60	3,27	5	2,39	16,35	33
3	1071,4	37	855,66	644,78	2,99	5	2,39	14,95	33
4	1148,6	31	984,54	591,57	2,79	5	2,39	13,95	33
5	1078	26	968,90	472,56	2,66	5	2,39	13,30	33
6	997,6	21	931,34	357,51	2,56	5	2,39	12,80	33
7	1359	16	1306,35	374,59	2,49	5	2,39	12,45	33
8	1224,8	12	1198,04	254,65	2,44	5	2,39	12,2	33
9	821,8	7	815,67	100,15	2,41	5	2,39	12,05	33
10	324,2	2	324,00	11,31	2,39	5	2,39	11,95	33
Σ			8187,08	3600,83				138,20	

$$F_s = \frac{138,20 + 8187,08 * \text{tg}33}{3600,83} = 1,51$$

- 2^{ème} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 29,78m

-Centre 0 de coordonnées (81,38m ; 38,03m)

On divise la surface en **11 tranches (Figure14.V)**

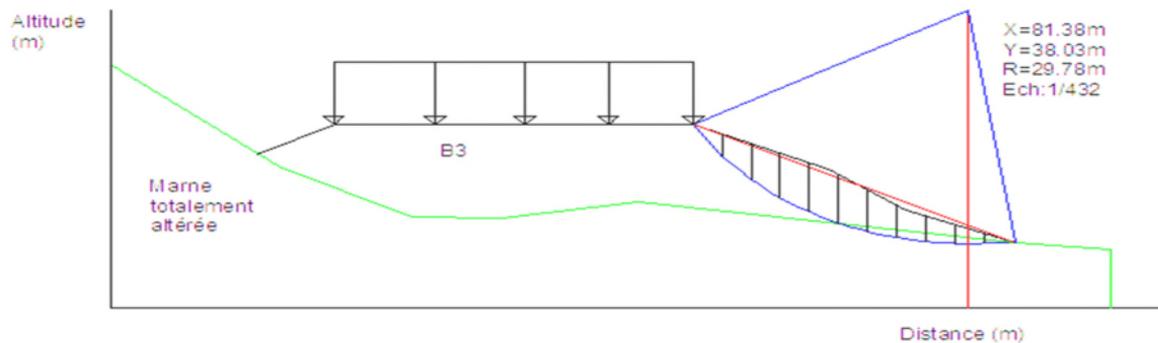


Figure V. 14: cercle de rupture R=29,78m,(2^{ème} possibilité du profil PK36+033.6)

Tableau V. 14: Résultats de la 2^{ème} possibilité du profil PK36+033.6.

N de couche	Wi	α (°)	Wi cos α	Wi sin α	Li	Ci	bi	Ci Li	φ	Wi cos α*tgφ
1	742	56	414,92	615,15	4,95	5	2,77	24,75	33	269,45
2	2043	48	1367,03	1518,24	4,14	5	2,77	20,70	33	887,76
3	2838,8	40	2174,65	1824,75	3,62	5	2,77	18,1	33	1412,23
4	3302	34	2737,48	1846,45	3,34	5	2,77	16,7	33	1777,74
5	3481,2	28	3073,72	1634,32	3,14	5	2,77	15,7	33	1996,10
6	3176,6	22	2945,29	1189,98	2,99	24,1	2,77	72,05	18,5	985,48
7	2586,2	16	2486,01	712,85	2,88	24,1	2,77	69,40	18,5	831,81
8	3809,4	11	3739,41	726,87	2,82	24,1	2,77	67,96	18,5	1251,19
9	1557,4	5	1551,47	135,74	2,78	24,1	2,77	66,99	18,5	519,12
10	1018,8	0	1018,80	0,00	2,77	24,1	2,77	66,75	18,5	340,89
11	356,8	-5	355,44	-31,10	2,78	24,1	2,77	66,99	18,5	118,93
Σ			21864,23	10173,25				506,13		10390,69

$$F_s = \frac{506,13 + 10390,69}{10173,25} = 1,07$$

- 3^{ème} cas : les paramètres qu'on a pris sont :

-Rayon : 23m

-Centre 0 de coordonnées (78,1m ; 30,08m)

On divise la surface en 10 tranches (Figure 15.V)

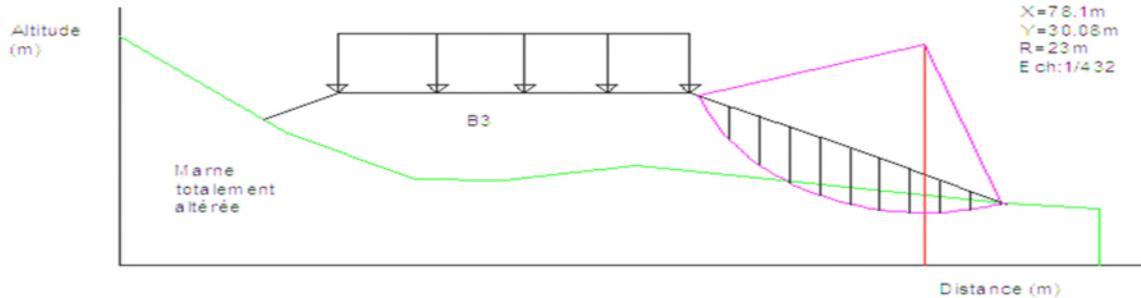


Figure V. 15: cercle de rupture R=23m, (3^{ème} possibilité du profil PK36+033.6).

Tableau V. 15: Résultats de la 3^{ème} possibilité du profil PK36+033.6.

N de tranche	Wi	a	Wi cos	Wi sin	Li	Ci	bi	Ci Li	φ	Wi cos α*tg φ
1	1333,4	63	605,35	1188,07	6,43	5	2,92	32,15	33	393,12
2	3272	50	2103,20	2506,50	4,54	5	2,92	22,70	33	1365,83
3	4164,44	39	3236,38	2620,77	3,76	5	2,92	18,8	33	2101,73
4	4545,4	31	3896,17	2341,05	3,41	24,1	2,92	82,18	18,5	1303,64
5	4573,2	22	4240,20	1713,15	3,15	24,1	2,92	75,91	18,5	1418,75
6	4307,8	15	4161,02	1114,94	3,02	24,1	2,92	72,78	18,5	1392,26
7	3775,2	7	3747,06	460,08	2,94	24,1	2,92	70,85	18,5	1253,75
8	3006,6	0	3006,60	0,00	2,92	24,1	2,92	70,37	18,5	1005,99
9	2019,4	-7	2004,35	-246,10	2,94	24,1	2,92	70,85	18,5	670,65
10	735,6	-15	710,54	-190,39	3,02	24,1	2,92	72,78	18,5	237,74
Σ			27710,85	11508,07				589,37		11143,46

$$F_s = \frac{11143,46 + 589,37}{11508,07} = 1,019$$

🔧 Analyse des résultats

Le calcul manuelle de cercle de rupture (basé sur la méthode des tranches) donne des coefficients de sécurité (Fs=1.51 pour R=30), (Fs=1.019 pour R=23) et (Fs=1.07 pour R=29.78). Les résultats montrent que les talus sont en équilibre stable

Ce coefficient ne donne pas des résultats fiables pour juger la situation du talus, il faut vérifier plusieurs cercles à des rayons différents. Ce qui demande d'utilisation d'un logiciel qui peut balayer tous les cercles en quelque minute, ainsi on a proposé Géo-Slope pour faire cette opération.

V.2.2. Analyse de la stabilité des talus par logiciel « Géo-Slope »

V.2.2.1. Présentation du logiciel

Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel [11]:

- **SLOPE/W** : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classique.
- **SEEP/W** : permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W** : permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes /déformation (par la méthode des éléments finis).
- **QUAKE/W** : permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).
- **TEMP/W** : permet d'analyse les problèmes Géothermique du sol (par la méthode des éléments finis)...et autre logiciels.

Les données nécessaires à saisir et les résultats donnés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16:Les données de résultats de logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats donnés par logiciel
-Les paramètres géotechniques de chaque couche γ_h (KN/m ²), c (KN/m ²), φ° -Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique.	-Le facteur de sécurité. -Les cercles de ruptures. -Les sollicitations sur les tranches. -La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. -La pression interstitielle le long du talus.

V.2.2.2. L'interface du logiciel

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants :

- **File (fichier)** : ouvre et enregistrer les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin ;
- **Edit (édition)** : permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows ;
- **Set (définir)** : définit les paramètres du gille, le zoom, les axes et de la page ;
- **Vieu (Afficher)** option d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points,
- **Keyin (entre)** : permet d'introduire automatique à l'aide des tableaux des paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristique mécanique des différentes couches constituant le talus ;
- **Draw (dessin)** : permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements ;
- **sketch (croquis)** : définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème ;
- **Modify (modifier)** : permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.

V.2.2.3. Application aux talus étudiés par la méthode ordinaire

Le logiciel Géo- Slope nécessite l'introduction des paramètres suivants :

- Les paramètres géotechniques de chaque couche :
 - Le poids volumique : γ (KN/m³) ;
 - La cohésion : C (KN/m²) ;
 - L'angle de frottement ϕ (°).
- Les coordonnées X_i (la distance), Y_i (altitude) de chaque profil ;
- Les coordonnées de la nappe X_i , Y_i en (m) ;
- Une surcharge appliquée au niveau de la chaussée.

Le tableau suivant indique les paramètres géotechniques de chaque couche.

Tableau V. 17:caractéristiques des couches

Couche	Couleur	γ (KN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)
Argile peu plastique		18.10	26.60	16.70
Grave		22.00	5.00	32.00
Marne totalement altérée		20.00	24.10	18.50
Sol de classe B ₃		20.00	5.00	33.00

V.2.2.3.1. Profil PK35+210

A cause de la grande hauteur du déblai au niveau du PK35+210 en section PK35+000 au PK35+300, ce qui est représentatif pour l’analyse de stabilité de talus en section PK35+000 au PK35+300.

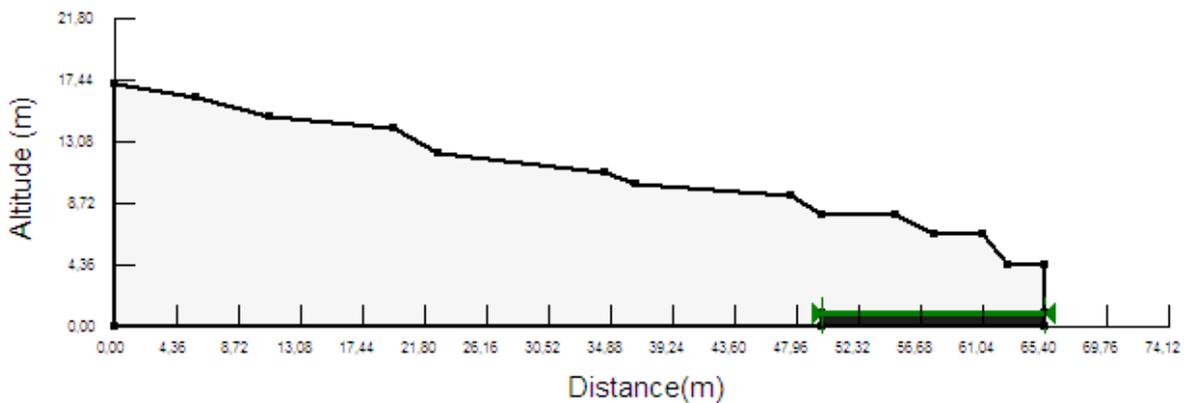


Figure V. 16:Profil de calcul au PK35+210 représente le terrain naturel (avant le terrassement).

L’implantation de 0.5 de la route est celle représenté en vert dans ce profil

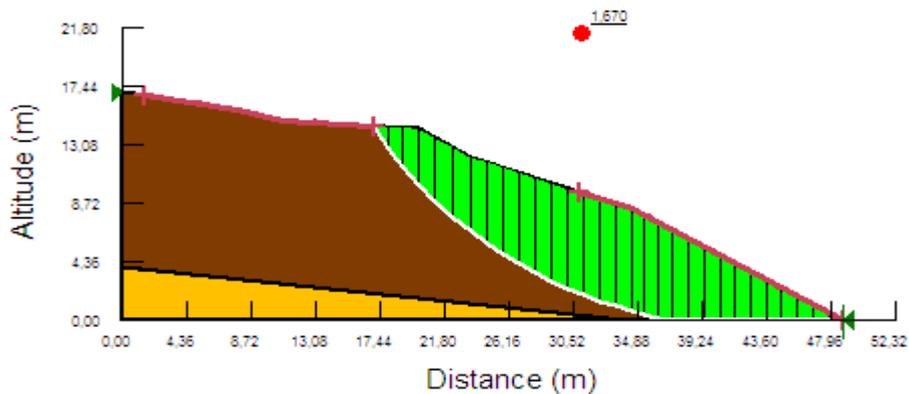


Figure V. 17 :1ère possibilité de terrassement du profil PK35+210

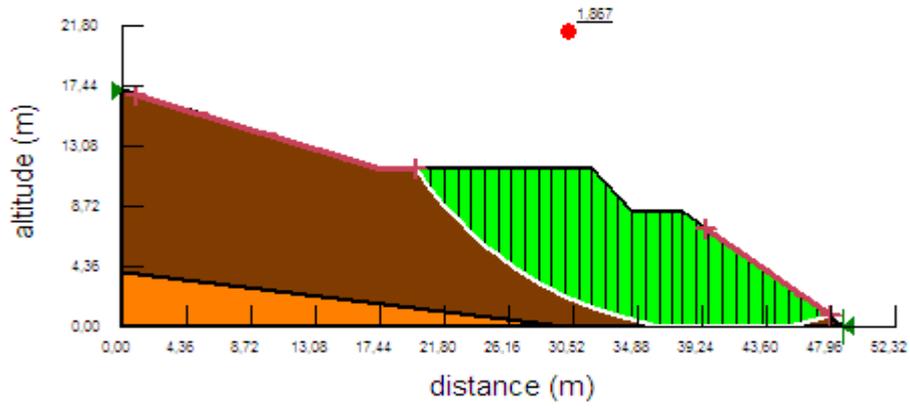


Figure V. 18: 2ème possibilité de terrassement du profil PK35+210

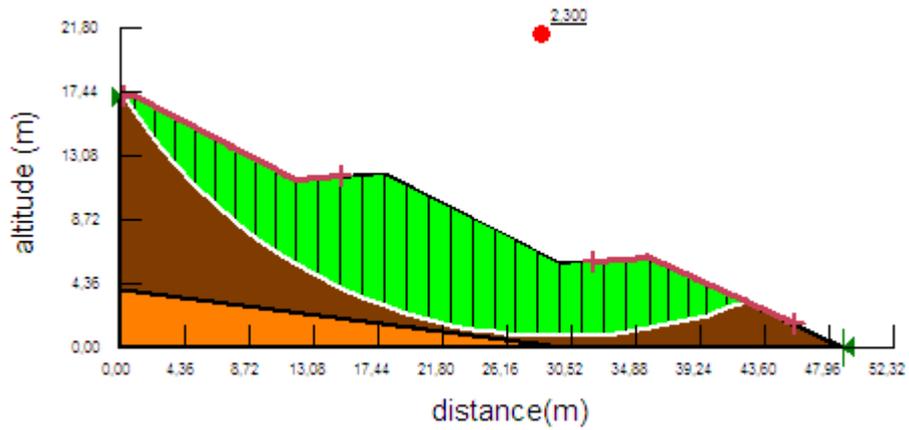


Figure V. 19: 3ème possibilité de terrassement du profil PK35+210

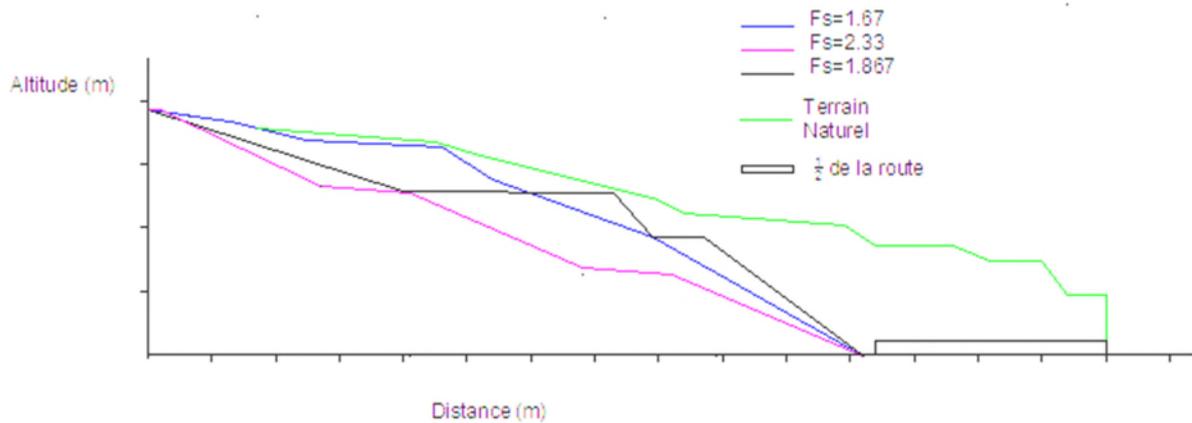


Figure V. 20: Figure récapitulatif des trois possibilités de terrassement du profil PK35+210

Pour vérifier la stabilité du talus PK35+210, on a pris trois déblais différents au niveau de terrassement. On a constaté trois possibilités expliquées comme suit :

- La 1^{ère} possibilité (**figure 17**), on a terrassé une couche d'épaisseur mince, ce dernier nous a donné un coefficient de sécurité ($F_s=1,67$) qui est favorable à la stabilité demandée.
- La 2^{ème} possibilité (**figure 18**), on a approfondi dans le terrassement, ce qui nous a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égal à 1,867.
- La 3^{ème} possibilité (**figure 19**), on a taillé plus profondément par rapport aux deux autres étudiés précédemment.

Comme conclusion, le profil le plus abordable est celui qui a un $F_s=1,67$, parce qu'il répond aux conditions de l'économie en terme d'exécution rapide (gagne du temps, éviter les frais des engins...).

Le tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel « Géo-slope » de la 1^{ère} possibilité du profil PK35+210.

Tableau V. 18: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de la 1^{ère} possibilité

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Fellenius.	1,67
Bishop	1,607
Janbu	1,511
Morgenstern-Price	1,602

V.2.2.3.2. Profil PK35+940

Plate-forme en déblai de PK35+700 au PK36+000; a cause de la grande hauteur du déblai au niveau du PK35+940 en section PK35+7 00 au PK36+000, ce qui est représentatif pour l'analyse de stabilité de talus en section PK35+700 au PK36+000.

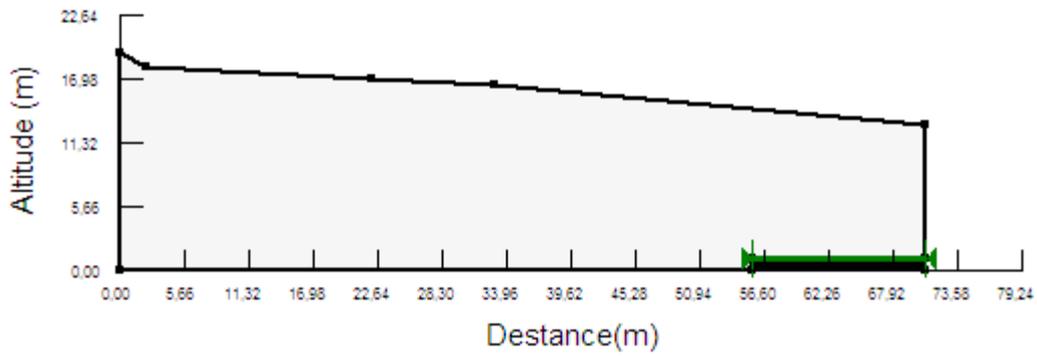


Figure V. 21: Profil de calcul au PK35+940 représente le terrain naturel (avant le terrassement).

L'implantation de 0.5 de la route est celle représenté en vert dans ce profil

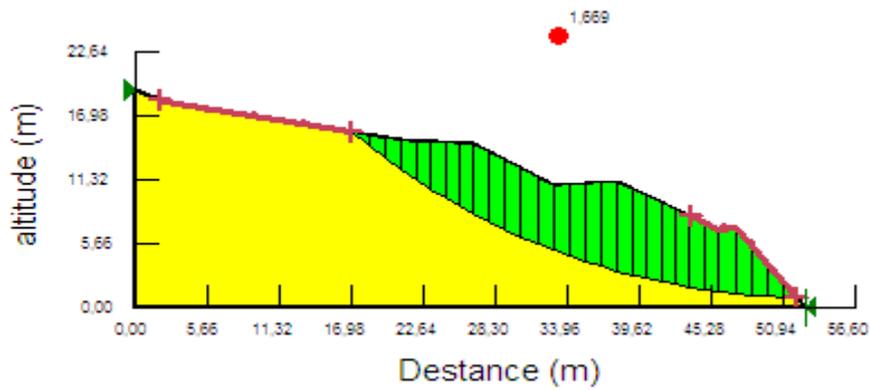


Figure V. 22: 1ère possibilité de terrassement du profil PK35+940.

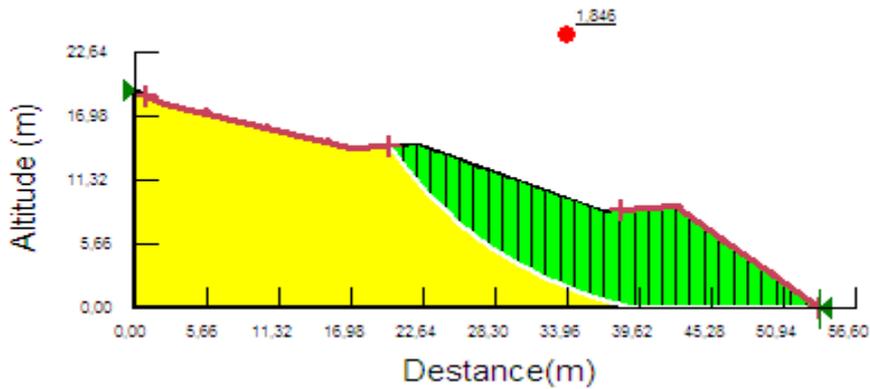


Figure V. 23 : 2ème possibilité de terrassement du profil PK35+940

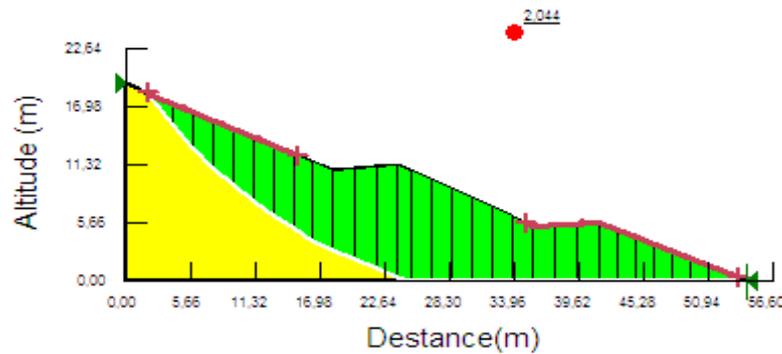


Figure V. 24: 3^{ème} possibilité de terrassement du profil PK35+940.

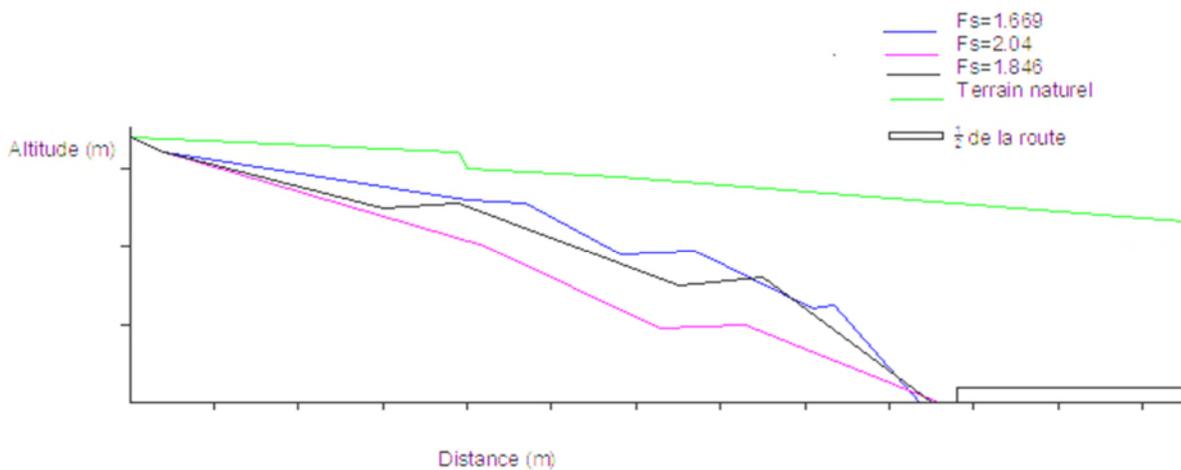


Figure V. 25: Figure résumant les trois différents terrassements de profil PK35+940.

Dans ce présent profil PK35+940 on a réalisé trois possibilités de terrassement pour vérifier la stabilité du talus.

- La 1^{ère} possibilité (**figure 22.V**), on a enlevé une couche mince d'épaisseur du terrain, ce qui nous a donné un coefficient de sécurité $Fs=1,669$, ce dernier vérifier la stabilité.
- La 2^{ème} possibilité (**figure 23.V**), on a pris une couche de terrain plus importante que la 1^{ère} ou on a obtenu un coefficient de sécurité ($Fs=1,846$).
- La 3^{ème} possibilité (**figure 24.V**), on a approfondi beaucoup plus que les deux précédentes, est on a obtenu un coefficient de sécurité égale à 2,04.

Sachant que la réalisation de ce projet répond aux besoins financières, ainsi que le délai d'exécution on a choisi le profil de $Fs=1,669$.

Le tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel « Géo-slope » la 1^{ère} possibilité de profil PK35+940.

Tableau V. 19: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de la 1^{ère} possibilité

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Fellenius.	1,669
Bishop	1,691
Janbu	1,698
Morgenstern-Price	1,689

V.2.2.3.3. Profil PK36+650

Le calcul de stabilité de talus s'effectue sur le profil au PK36+650 pris comme profil représentatif.

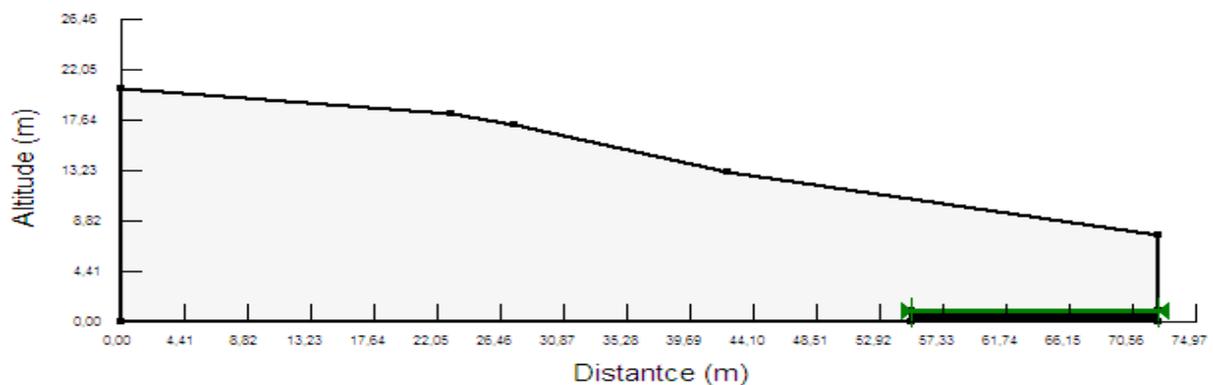


Figure V. 26: Profil de calcul au PK36+650 représente le terrain naturel (avant le terrassement)

La situation de 0.5 de la route est celle représenté en vert dans ce profil.

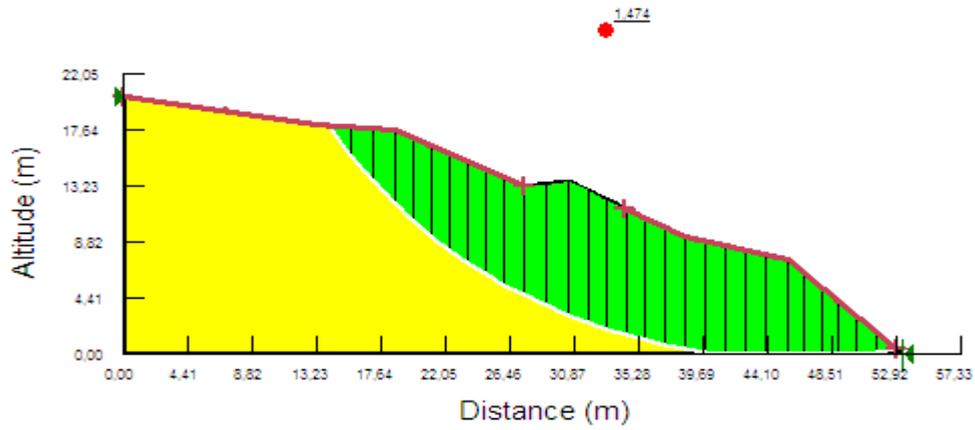


Figure V. 27: 1ère possibilité de terrassement du profil de calcul au PK36+650

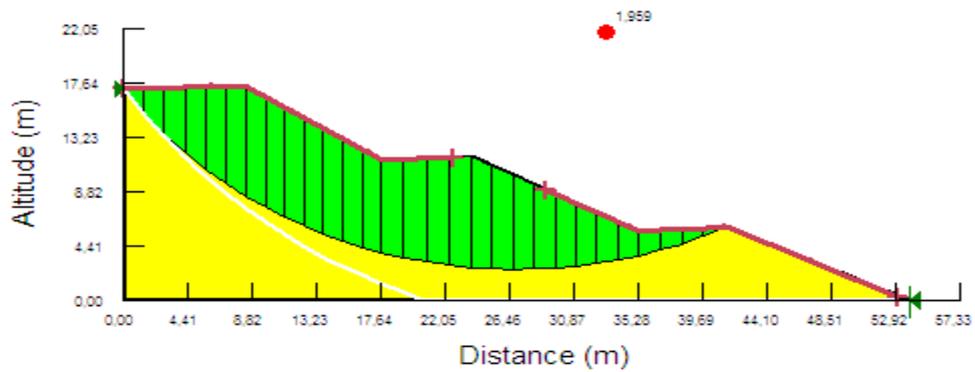


Figure V. 28: 2ème possibilité de terrassement du profil PK36+650

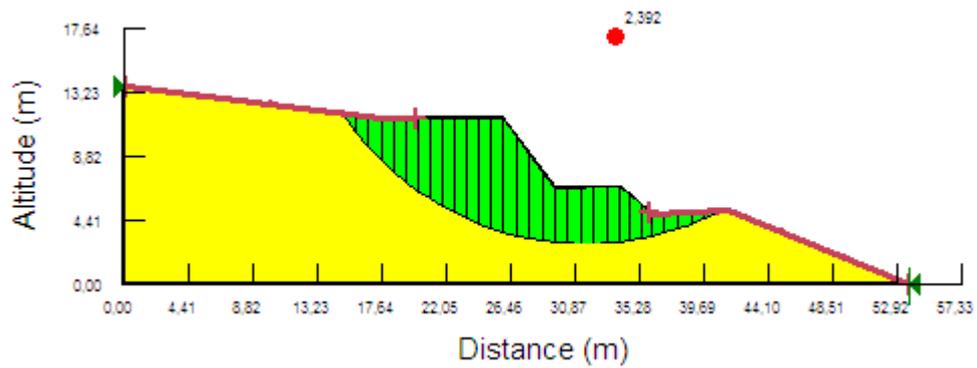


Figure V. 29: 3ème possibilité de terrassement du profil PK36+650

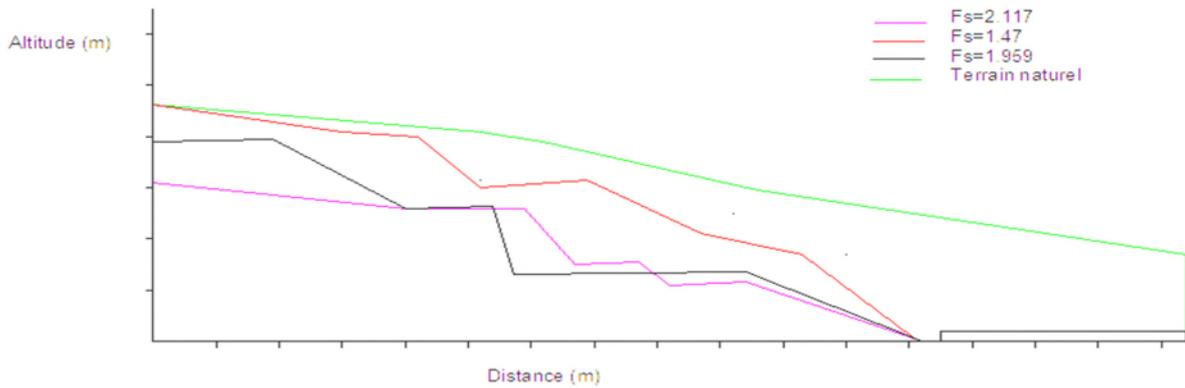


Figure V. 30 :Figure récapitulatif des trois possibilités de terrassement de profil PK36+650

La réalisation de ce projet est fondamentalement basée sur la stabilité de terrain, pour cela on a pu suggérer trois possibilités qui se distinguent entre elles par l'épaisseur taillée des terrains.

- La 1^{ère} possibilité (**figure27.V**), on a enlevé une mince couche, le coefficient de sécurité obtenu est égale à 1,474.
- La 2^{ème} possibilité (**figure28.V**), on a approfondi par rapport à la 1^{ère} possibilité, le coefficient de sécurité devient 1,959.
- La 3^{ème} possibilité (**figure 29.V**), on a doublement approfondi par rapport à la 2^{ème}, d'où l'obtenir d'un coefficient de sécurité de 2,392.

Dans ce projet on récapitule que la 1^{ère} possibilité est la mieux adéquate pour sa réalisation, pour les raisons d'exécution et mêmes en matière de cout, on constate que on a déposé moins.

Le tableau en dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel « Géo-slope » la 1^{ère} possibilité de profil PK36+650

Tableau V. 20:Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de la 1^{ère} possibilité

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Fellenius	1,474
Bishop	1,549
Janbu	1,442
Morgenstern-Price	1,541

V.2.2.3.4. Profil PK35+571.8

A cause de la grande hauteur du remblai au niveau du PK35+571.8 en section PK35+300 au PK35+700. Le calcul de stabilité de talus s'effectue sur le profil au PK35+571.8 pris comme profil représentatif. (Voir la figure 31.V)

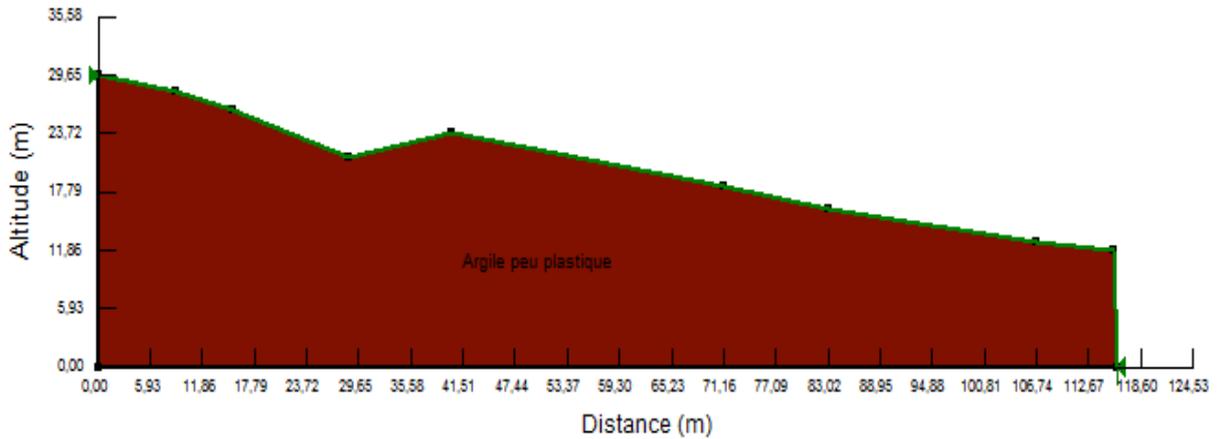


Figure V. 31: Profil de calcul au PK35+571.8 représente le terrain naturel.

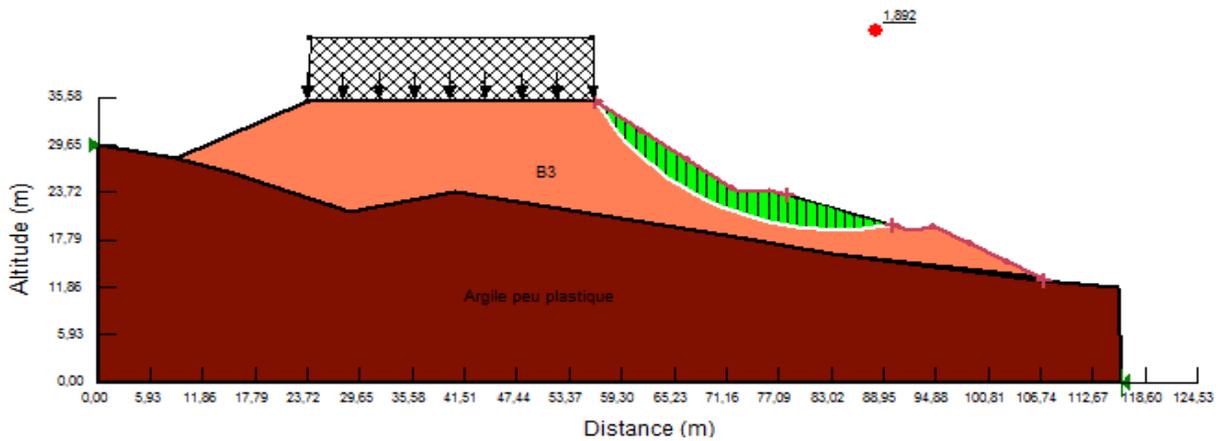


Figure V. 32: 1^{ère} proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8.

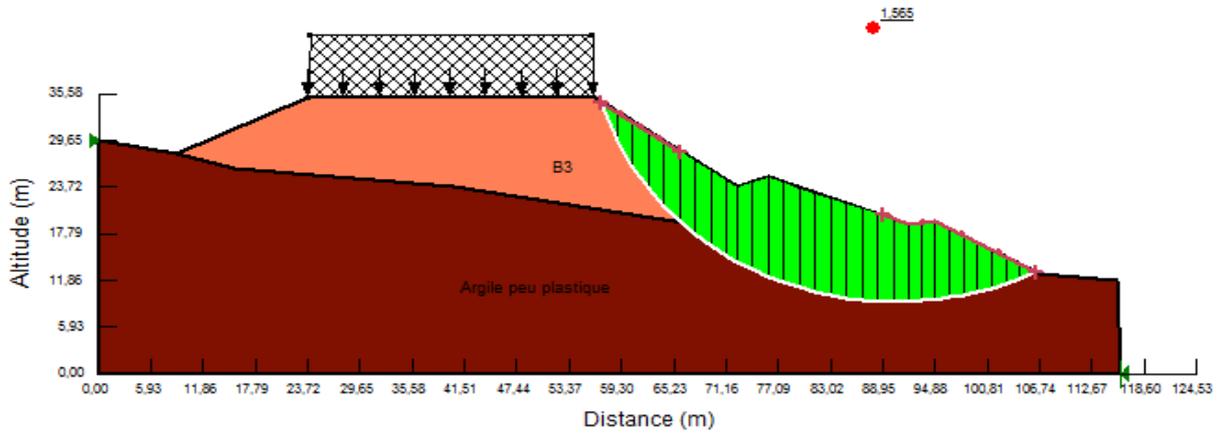


Figure V. 33: 2^{ème} proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8.

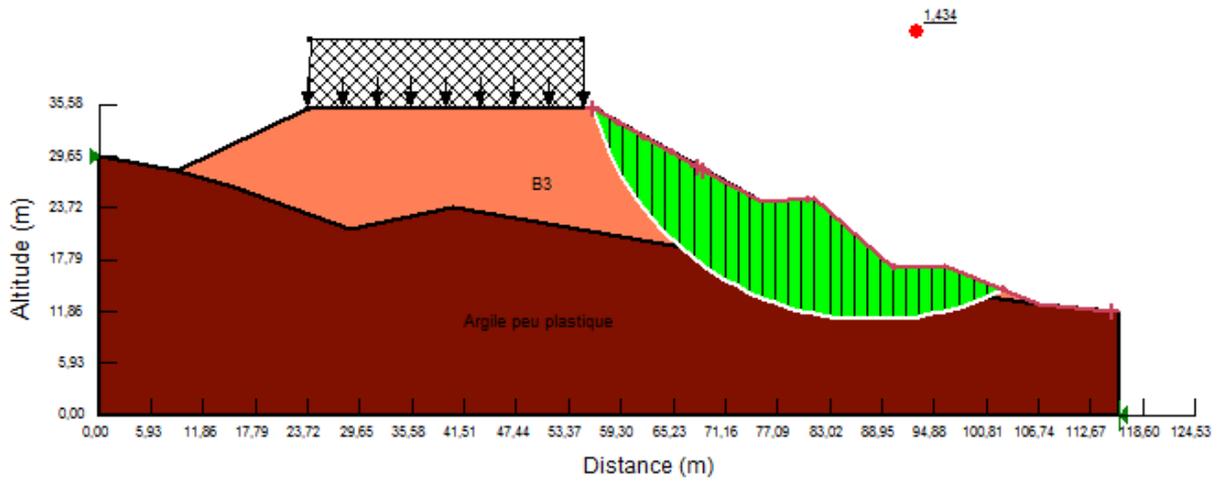


Figure V. 34: 3^{ème} proposition de remblaiement de B3 au PK35+571.8

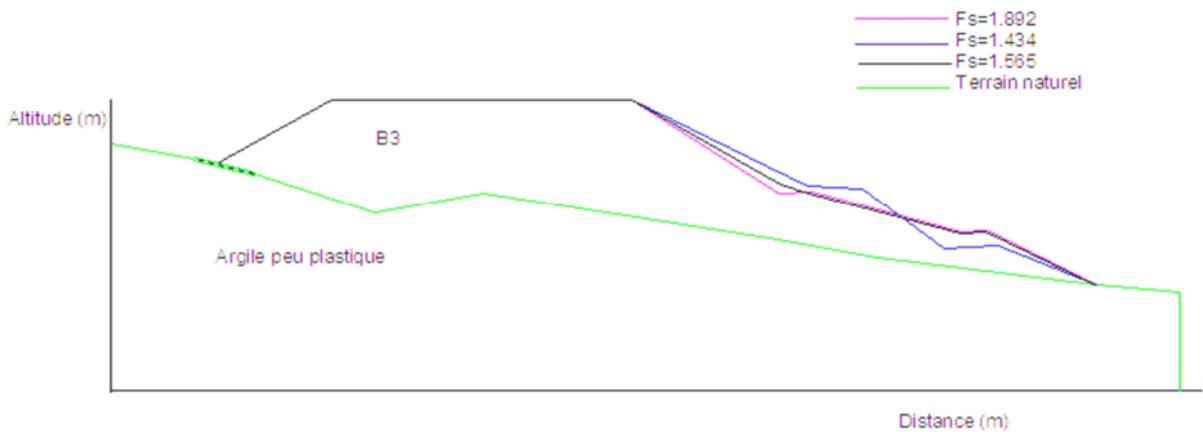


Figure V. 35: Récapitulatif des trois possibilités de remblaiement au PK35+571.8

Dans ce profil PK35+571.8 on a établi trois possibilités de remblaiement pour vérifier la stabilité de ce remblai.

- La 1^{ère} possibilité (**figure 32.V**), on a remblayé avec un matériau de classe B3 qui ont donné un coefficient de sécurité de 1,89, ce dernier est très favorable parcequ'il ne présent aucun risque à la stabilité.
- La 2^{ème} possibilité (**figure 33.V**), on a élevé la quantité de remblai mais avec disposition différente à la 1^{ère} possibilité, celui-là déchiffre le coefficient de sécurité de 1,555.
- La 3^{ème} possibilité (**figure 34.V**), on a élevé le niveau de remblai avec le changement de la méthode de remblaiement, ce qui donne $F_s=1.434$.

En récapitulation, on a constaté que le profil de $F_s=1.892$, est plus conforme par rapport à l'importance de l'ouvrage dont on a mis une petite quantité par rapport aux deux autres, ainsi que la méthode de cette disposition.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisé par le logiciel « Géo-slope » de la 1^{ère} possibilité du profil PK35+571.8

Tableau V. 21: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de la 1^{ère} possibilité

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Fellenius	1,892
Bishop	2,053
Janbu	1,865
Morgenstern-Price	2,048

V.2.2.3.5. Profil PK35+940

A cause de la grande hauteur du déblai au niveau du PK35+940 en section PK35+700 au PK36+000. Le calcul de stabilité de talus s'effectue sur le profil au PK35+940 pris comme profil représentatif.

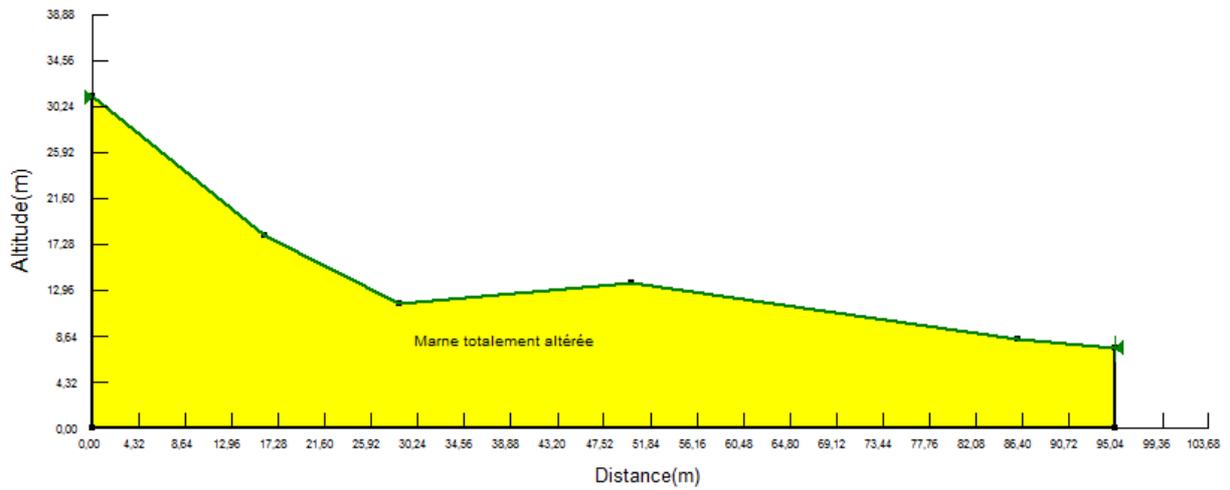


Figure V. 36: Profil de calcul au PK36+033.6 représente le terrain naturel

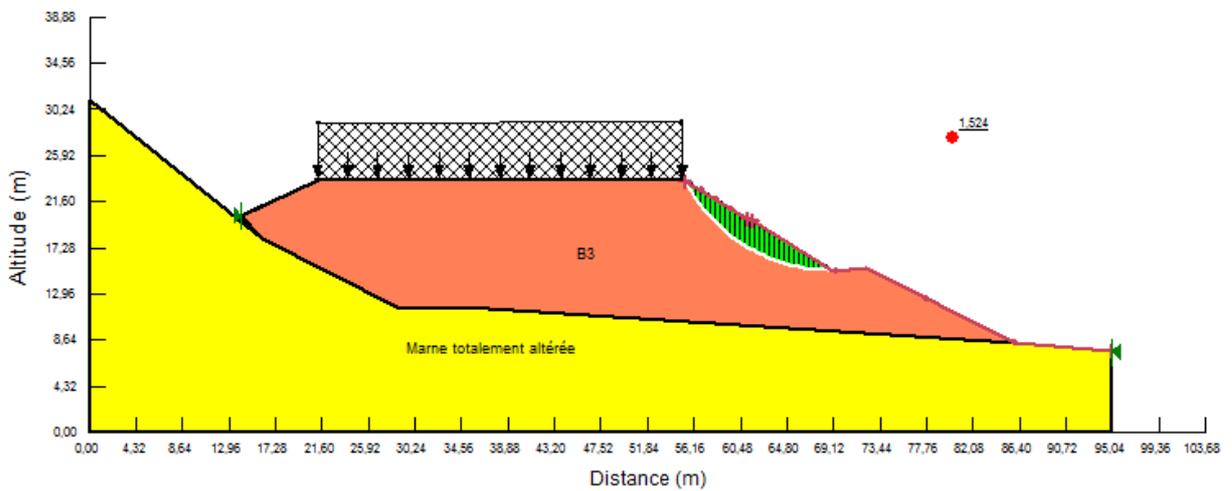


Figure V. 37: 1^{ère} possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6

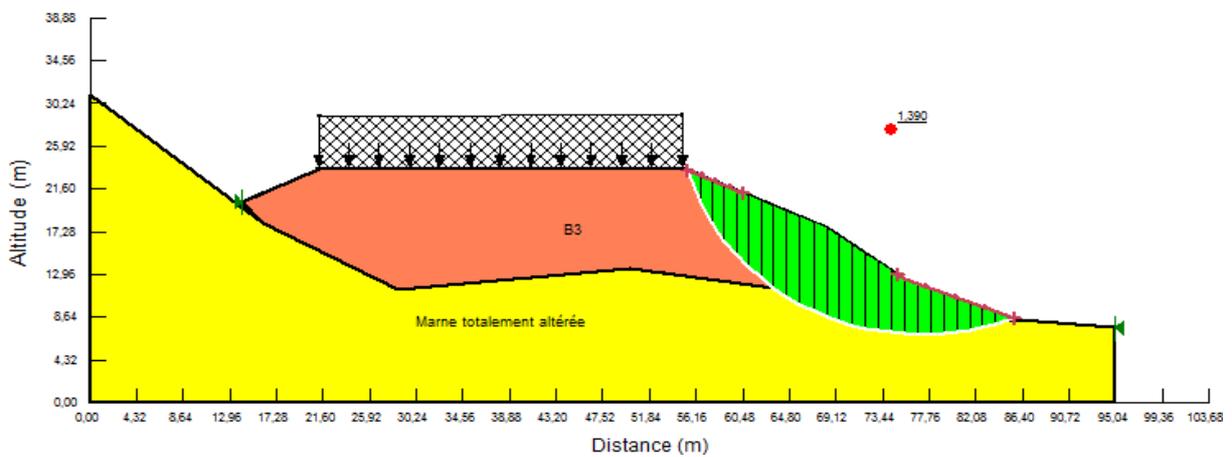


Figure V. 38: 2^{ème} possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6

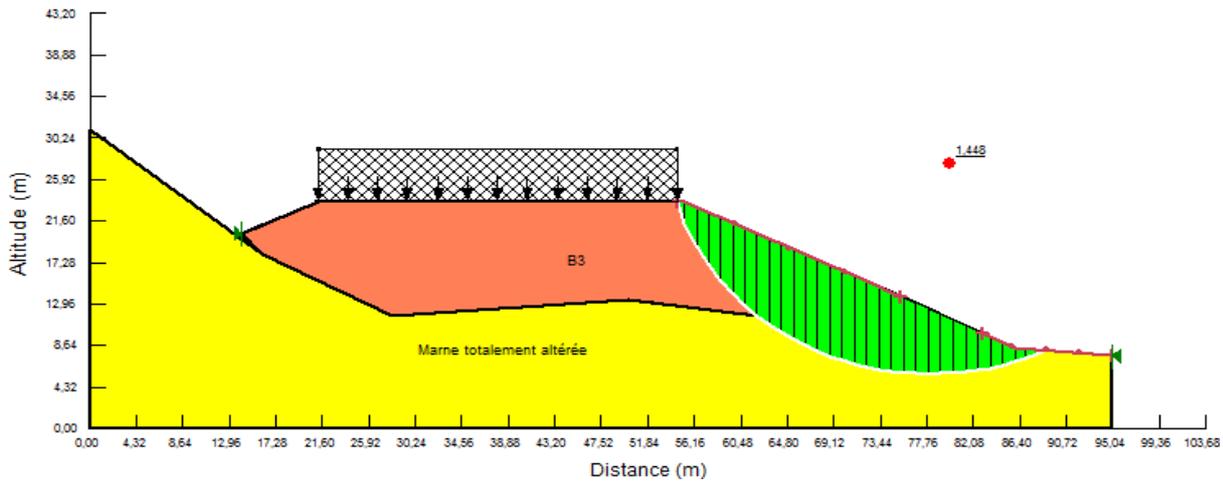


Figure V. 39: 3^{ème} possibilité de remblaiement du profil PK36+033.6

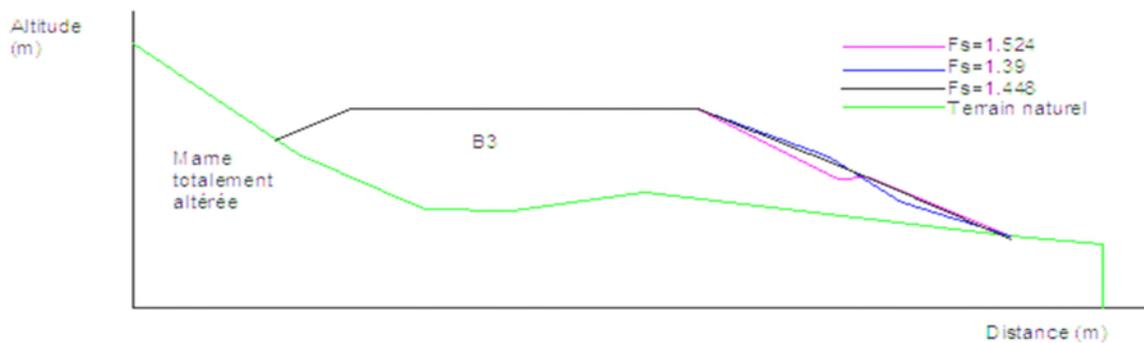


Figure V. 40: Figure récapitulative des trois possibilités de remblaiement de B3 au PK36+033.6.

Dans ce profil PK36+033.6, on a suivi trois possibilités de remblaiement pour éviter le risque d'instabilité en vue de l'importance de l'ouvrage.

- La 1^{ère} possibilité (figure 37.V), on a remblayé avec une méthode stricte, conforme au remblaiement routier. Ce dernier se résulte avec un coefficient de sécurité de 1,524, qui prouve sa stabilité.
- La 2^{ème} et la 3^{ème} possibilité (figure 38.V et 39.V), sont presque identiques, mais à part une toute petite différence remarquée au niveau de quelques mètres (74-85m).

Parmi ces trois possibilités on a choisi celle ayant le coefficient de sécurité ($F_s=1,524$) parce qu'elle est plus économique, ainsi qu'elle réalise une large stabilité.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode utilisée par le logiciel de la 1^{ère} possibilité du profil PK36+033.6

Tableau V. 22: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité de la 1^{ère} possibilité

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Fellenius	1,524
Bishop	1,607
Janbu	1,511
Morgenstern-Price	1,602

V.3.Conclusion

Nous avons calculé le coefficient de sécurité par la méthode des tranches, car cette méthode est conseillée particulièrement pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de l'eau.

Dans notre cas on a considérée trois (3) possibilités de terrassements et de remblaiement pour chaque profil. En variant le rayon de cercle de rupture, on cherche le coefficient de sécurité le plus abordable. Et on choisit pour les déblais le profil qu'on a moins terrassé, et le profil qu'on a mets la plus petit quantité de matériau B3 pour les remblais(en vue économique et la rapidité d'exécution).

La petite différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés manuellement et par logiciel est due aux hypothèses de calcul proposées à chaque analyse, plus précisément, c'est au niveau des forces inter tranches qui sont négligées pendant le calcul manuel (méthode de Fellenius), ainsi que les erreurs dues au calcul des surfaces des tranches.

Chapitre VI

Calcul des tassements

VI.1. Introduction

On appelle un tassement l'ensemble des déformations verticales de sols produites par un chargement, ces déformations sont généralement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur. Dans ce présent chapitre on s'intéressera au calcul des tassements par la méthode œdométrique et préssiométrique.

VI.2 .Calcul de tassement

VI.2.1. Par la méthode œdométrique

1. Calcul de tassement à partir de l'indice des vides initial (e_0) et la hauteur de la couche compressible (H) par la relation suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

ΔH : le tassement

e_0 : L'indice des vides initial

2. Calcul du tassement par l'état de consolidation .Le rapport de sur-consolidation OCR (over consolidation ratio) nous permet de connaitre l'état de consolidation du sol .Il est défini par :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}}$$

σ'_p : Contrainte de pré consolidation

σ'_{v_0} : Contrainte vertical fictive due au poids des terre.

D'où : $\sigma'_{v_0} = \gamma \cdot z$

Le sol est :

Normalement consolidé si : $\sigma'_p = \sigma'_{v_0}$ (OCR=1).

Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures.

$$\Delta H = H \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right]$$

Sous-consolidé si : $\sigma'_{v_0} > \sigma'_p$ (OCR<1).

C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids (remblai récents, mal ou compactés, vases ou tourbes récemment formées).

$$\Delta H = H \left[\frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right]$$

Sur-consolidé si : $\sigma'_{v_0} < \sigma'_p$ (OCR > 1).

Le sol a été soumis dans le passé à une pression de pré consolidation supérieure au poids des couches présenté sur le terrain.

1. Si $\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p$ Donc :

$$\Delta H = H \left[\frac{c_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right]$$

2. Si $\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ Donc :

$$\Delta H = H \left[\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \right]$$

C_c : Indice de compression

C_s : Indice de gonflement

H : La hauteur de la couche compressible

σ'_p : Contrainte de pré consolidation c'est plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique

$\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la vertical d'un point donnée de surface.

$$\Delta\sigma_v = l \cdot q$$

VI.2.1.3. Classification du sol selon Menard

Le tableau suivant représente l'état de consolidation et le coefficient rhéologique $\alpha = \frac{E_e}{E_{oed}}$ du sol en fonction de module préssiométrique E_M et la pression limite p_l :

Tableau VI. 1 : Valeurs de coefficient rhéologique α selon Menard

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	A	E/pl	A	E/pl	A	E/pl	α	E/pl	A
Sur consolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous consolidé-altéré et remanié ou lâche	-	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3	-	-

VI.2.1.4.Effet d'un remblai semi infini

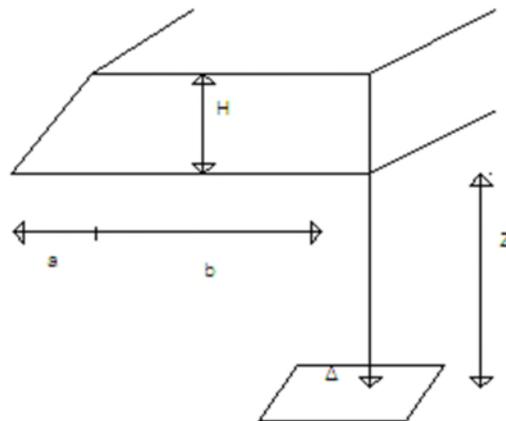
Pour un remblai de hauteur H_r et de poids volumique γ_r , voir la figure (VI-1) la contrainte verticale en à point M à une profondeur Z est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_v = 2 \cdot I \cdot \gamma_r \cdot H_r$$

$I=f(a/z, b/z)$ on le tir a partir des abaques donnant le supplément de contrainte verticale $\Delta\sigma_v(z)$ en un point plan vertical dans le cas d'une band infinie de section trapézoïdale (remblai)

a : inclinaison du remblai

b : la largeur du remblai

**Figure VI. 1:** effet d'un remblai semi-infini

VI.2.1.5. Etapes de calculs des tassements

Pour le calcul des tassements par la méthode oedométrique on procède aux étapes suivantes :

1. La reconnaissance de consolidation de sol, avec le sol du remblai de PK35+571.8 sont des argiles peu plastique, le rapport entre le module préssiométrique et la pression limite égale à 14.36, et revenant au tableau VI.1 on peu classé l'argile comme des sols normalement consolidé ;
2. Découpage de la couche de sol en (n) sous coches suffisamment minces (1m)
3. Calcul de la contrainte verticale effective de sol (σ'_{v_0})
4. Calcul de la contrainte verticale produite par une surcharge uniforme $\Delta\sigma_v$
5. Calcul de la contrainte effective final $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_v$

Avec :

- Le poids volumique de remblai égal à 20 kN/m^3
- Le poids volumique de la chaussée égal à 24 kN/m^3
- La hauteur du remblai $H_r = 11,34 \text{ m}$
- La hauteur de la couche de forme égale à $0,4 \text{ m}$
- La charge des véhicules pris égal à 10 kN/m^2
- La forme de remblai est trapézoïdale (**figure VI.2**)

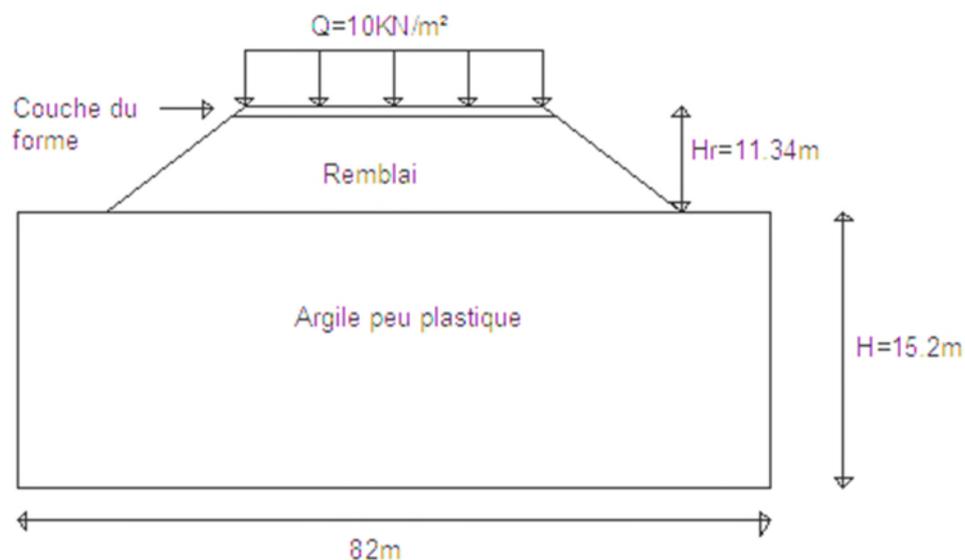


Figure VI. 2: Géométrie de distribution des charges sur les couches de sol.

On calcule le tassement par la méthode oedométrique et préssiométrique, on applique la charge du remblai seul puis, on ajoute la charge de la route (couche de forme), et en fin l'application des deux charge (remblai, couche de forme) plus la charge des véhicules, qui est égale à $10\text{kn}/\text{m}^2$, les résultats des tassements calculés par la méthode oedométrique sont représentés dans les tableaux suivants, et la figure (VI.3) représente ces résultats avec.

1. Tableau VI.2 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge de remblai seul

2. Tableau VI.3 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route.

3. Tableau VI.4 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai, la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules.

Tableau VI. 2:Résultats des tassements calculés en appliquant la charge de remblai seul.

N	z'	m	n	I	σ_{v0}	Cc	e	$\Delta\sigma(z)$	$\Delta H(m)$
1	0,9	38,34	17,77	0,49	16,29	0,217	0,715	222,264	0,017
2	2,3	15,00	6,95	0,48	41,63	0,217	0,715	217,728	0,017
3	3,3	10,45	4,84	0,47	59,73	0,217	0,715	213,192	0,017
4	4,3	8,02	3,72	0,47	77,83	0,202	0,957	213,192	0,014
5	5,3	6,51	3,01	0,46	95,93	0,276	0,992	208,656	0,019
6	6,3	5,47	2,53	0,46	114,03	0,276	0,992	208,656	0,019
7	7,3	4,72	2,19	0,45	132,13	0,276	0,992	204,12	0,019
8	8,3	4,15	1,92	0,45	150,23	0,372	1,042	204,12	0,026
9	9,3	3,71	1,72	0,44	168,33	0,281	0,902	199,584	0,021
10	10,3	3,35	1,55	0,43	186,43	0,281	0,902	195,048	0,021
11	11,3	3,05	1,41	0,43	204,53	0,173	0,557	195,048	0,016
12	12,3	2,80	1,30	0,43	222,63	0,173	0,557	195,048	0,016
13	13,3	2,59	1,20	0,43	240,73	0,194	0,778	195,048	0,016
14	14,3	2,41	1,11	0,43	258,83	0,194	0,778	195,048	0,016
15	15,3	2,25	1,04	0,43	276,93	0,194	0,778	195,048	0,016
Total									0,270

Tableau VI. 3:Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route.

N°	z'	m	n	I	σ_{v0}	Cc	e	$\Delta\sigma(z)$	$\Delta H(m)$
1	0,9	38,34	17,78	0,49	16,29	0,217	0,715	231,86	0,0167
2	2,3	15,00	6,96	0,48	41,63	0,217	0,715	227,33	0,017
3	3,3	10,46	4,85	0,47	59,73	0,217	0,715	222,79	0,017
4	4,3	8,03	3,72	0,47	77,83	0,202	0,957	222,79	0,014
5	5,3	6,51	3,02	0,46	95,93	0,276	0,992	218,26	0,019
6	6,3	5,48	2,54	0,46	114,03	0,276	0,992	218,26	0,019
7	7,3	4,73	2,19	0,45	132,13	0,276	0,992	213,72	0,019
8	8,3	4,16	1,93	0,45	150,23	0,372	1,042	213,72	0,025
9	9,3	3,71	1,72	0,44	168,33	0,281	0,902	209,18	0,021
10	10,3	3,35	1,55	0,43	186,43	0,281	0,902	204,65	0,021
11	11,3	3,05	1,42	0,43	204,53	0,173	0,557	204,65	0,0167
12	12,3	2,81	1,30	0,43	222,63	0,173	0,557	204,65	0,0167
13	13,3	2,59	1,20	0,43	240,73	0,194	0,778	204,65	0,0167
14	14,3	2,41	1,12	0,43	258,83	0,194	0,778	204,65	0,0167
15	15,3	2,26	1,05	0,43	276,93	0,194	0,778	204,65	0,0167
Total									0,272

Tableau VI. 4:Résultats des tassements calculés on appliquant la charge du remblai, la charge des couches de forme de la route et la charge des véhicules.

N°	z'	m	n	I	σ_{v0}	Cc	e	$\Delta\sigma(z)$	$\Delta H(m)$
1	0,9	38,34	17,78	0,49	16,29	0,217	0,715	241,864	0,017
2	2,3	15,00	6,96	0,48	41,63	0,217	0,715	237,328	0,017
3	3,3	10,46	4,85	0,47	59,73	0,217	0,715	232,792	0,017
4	4,3	8,03	3,72	0,47	77,83	0,202	0,957	232,792	0,014
5	5,3	6,51	3,02	0,46	95,93	0,276	0,992	228,256	0,019
6	6,3	5,48	2,54	0,46	114,03	0,276	0,992	228,256	0,019
7	7,3	4,73	2,19	0,45	132,13	0,276	0,992	223,72	0,020
8	8,3	4,16	1,93	0,45	150,23	0,372	1,042	223,72	0,026
9	9,3	3,71	1,72	0,44	168,33	0,281	0,902	219,184	0,021
10	10,3	3,35	1,55	0,43	186,43	0,281	0,902	214,648	0,021
11	11,3	3,05	1,42	0,43	204,53	0,173	0,557	214,648	0,016
12	12,3	2,81	1,30	0,43	222,63	0,173	0,557	214,648	0,016
13	13,3	2,59	1,20	0,43	240,73	0,194	0,778	214,648	0,016
14	14,3	2,41	1,12	0,43	258,83	0,194	0,778	214,648	0,016
15	15,3	2,26	1,05	0,43	276,93	0,194	0,778	214,648	0,016
Total									0,273

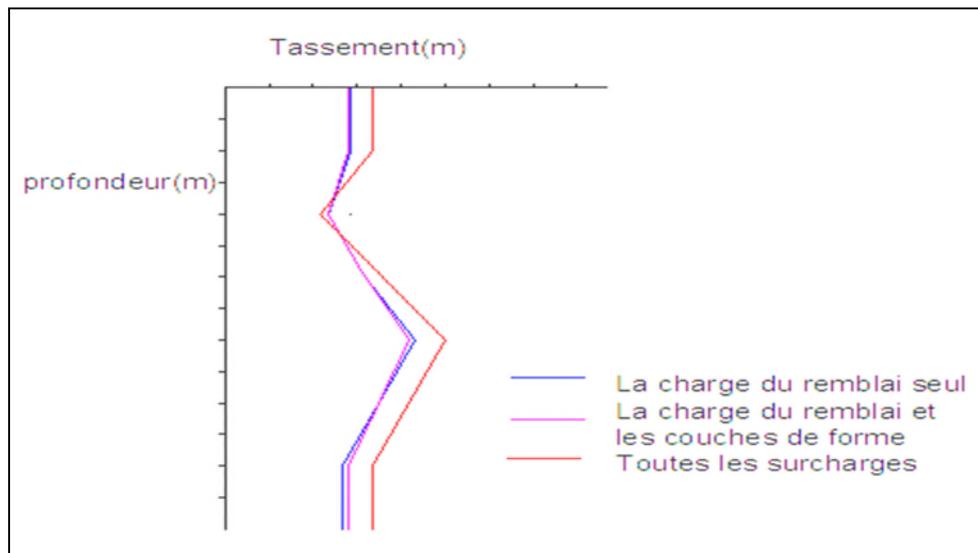


Figure VI. 3 : Tassement des couches du sol sous les différentes surcharges.

On remarque que les résultats obtenus sous le remblai trapézoïdal et les couches de forme de la route ainsi que les surcharges apportées par les véhicules sont rapprochées.

VI.2.2.Par la méthode préssiométrique

Le tassement total sera calculé à l'aide de la méthode de sommation et du calcul par couche. Le tassement par couche sera calculé sur la base des résultats des essais préssiométrique. La formule du tassement total est comme suit :

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\Delta \sigma_i}{E_{oed}}$$

$$E_{Mi} = \alpha_i E_{oed}$$

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\Delta \sigma_i \alpha}{E_{Mi}}$$

Avec :

ΔH : Tassement total de la fondation

Δh_i : tassement de la ieme couche

h_i : épaisseur de la ieme couche

$\Delta \sigma_i$: contrainte verticale supplémentaire du ieme centre pour la charge de remblai

E_{oed} : module oedométrique de la ieme couche.

VI.3. Calcul du temps de consolidation (t)

On veut calculer le temps consolidation t à un degré de consolidation $U_v = 90\%$.

On a :

$$T_v = \frac{4C_v t}{H^2} \quad \rightarrow t = \frac{T_v H^2}{4C_v}$$

Avec :

H : épaisseur de la couche compressible

C_v : coefficient de consolidation

U_v : degré de consolidation $U_v = f(T_v)$

T_v : facteur de temps donné à un degré de consolidation U_v , en le détermine dans le tableau VI.8

Tableau VI. 8: valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation

$U_v(\%)$	T_v	$U_v(\%)$	T_v
12	0.01	60	0.29
20	0.03	70	0.40
30	0.07	80	0.57
40	0.13	90	0.85
50	0.20	95	1.20
60	0.29	99	2.00

$t = \frac{0.85(15.2)^2}{4 * 2,99.10^{-7}} = 16.42 \cdot 10^7 \text{ S}$, est le temps nécessaire pour que le sol soit compressé à 90% (5ans et 2 mois)

Les tassements calculés par la méthode oedométrique sur le sol vierge ont été évalués sous les contraintes appliquées par la structure de la chaussée et le remblai trapézoïdal. On a obtenu un tassement de 27.3cm.

Ainsi on remarque qu'il ya un écart avec la méthode pressiométrique, ou on a obtenu un tassement de 24.8 cm.

Etant donné qu'on n'est pas dans le cas de tassement uniforme admissible, nous concluons qu'il est préférable de procéder au renforcement du sol soit par des drains verticaux au par des colonnes ballastées au par le pré chargement au par le compactage, dans le but de réduire l'ampleur des tassements et d'accélérer le processus de consolidation du sol, et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans notre étude on a choisit le pré chargement avec l'augmentation de la hauteur de remblai la figure suivante représente le pré chargement et le tableau suivant (VI.4) donne les résultants de tassement après le pré chargement

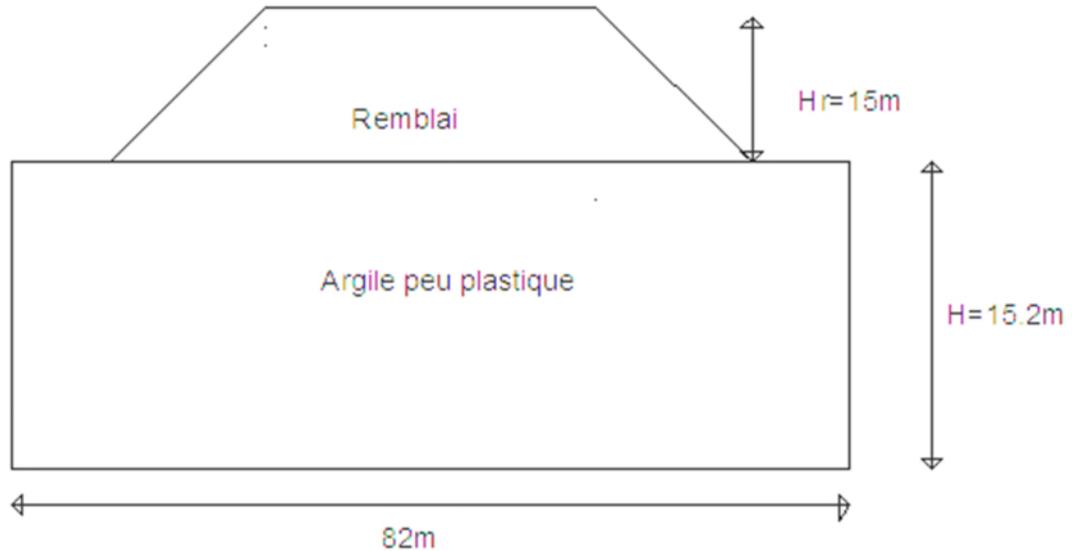


Figure VI. 4: la charge sur les couches de sol après le pré chargement.

Tableau VI. 9:Résultats des tassements calculés après le pré chargement.

N°	z'	m	n	I	σ_{v0}	Cc	e	$\Delta\sigma(z)$	$\Delta H(\text{m})$
1	0,9	38,34	17,78	0,49	16,29	0,217	0,715	294	0,017
2	2,3	15,00	6,96	0,48	41,63	0,217	0,715	288	0,018
3	3,3	10,46	4,85	0,47	59,73	0,217	0,715	282	0,018
4	4,3	8,03	3,72	0,47	77,83	0,202	0,957	282	0,015
5	5,3	6,51	3,02	0,46	95,93	0,276	0,992	276	0,020
6	6,3	5,48	2,54	0,46	114,03	0,276	0,992	276	0,020
7	7,3	4,73	2,19	0,45	132,13	0,276	0,992	270	0,020
8	8,3	4,16	1,93	0,45	150,23	0,372	1,042	270	0,026
9	9,3	3,71	1,72	0,44	168,33	0,281	0,902	264	0,022
10	10,3	3,35	1,55	0,43	186,43	0,281	0,902	258	0,022
11	11,3	3,05	1,42	0,43	204,53	0,173	0,557	258	0,016
12	12,3	2,81	1,30	0,43	222,63	0,173	0,557	258	0,016
13	13,3	2,59	1,20	0,43	240,73	0,194	0,778	258	0,016
14	14,3	2,41	1,12	0,43	258,83	0,194	0,778	258	0,016
15	15,3	2,26	1,05	0,43	276,93	0,194	0,778	258	0,016
Total									0,278

📌 Le temps de consolidation (t) pour avoir $\Delta H=15\text{cm}$ après le pré chargement

On calcul le degré de consolidation U_v pour avoir le facteur du temps T_v , on a appliqué la règle des trois

$$\begin{array}{l} 27.8\text{cm} \longrightarrow 100\% \\ 15 \text{ cm} \longrightarrow X \% \end{array} \quad X = \frac{15 \cdot 100}{27.8} = 53.9\%$$

Le degré de consolidation $U_v=50\%$ donc revenant au tableau (VI. 8) le facteur du temps $T_v=0.2$

$$t = \frac{0.2(15.2)^2}{4 * 2,99. 10^{-7}} = 3.86 10^7\text{S}$$

Est le temps nécessaire pour que le sol soit compressé à 50% pour avoir un tassement de 15cm est égal a (14 mois).

VI.4.Conclusion

D'après les résultats obtenus dans les calculs des tassements du sol sous la chaussée, on remarque que : avant le traitement (sol vierge) les tassements obtenus sont égal à 27.3 cm, ce qui signifie que le sol est de faible portance. D'où la nécessité de prévoir une méthode pour le traiter, afin de réduire les tassements ainsi que le temps de consolidation, pour qu'il puisse supporter les charges qu'ils lui sont appliquées. Le temps de consolidation après le pré chargement pour obtenir un tassement de 15cm correspond à 14 mois avec un degré de consolidation $U_v=50\%$. Ces résultats sont obtenus en utilisant les paramètres oedométriques.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude des routes commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisées in-situ et les essais au 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, qui permettent de déterminer la surface de rupture.

On a défini les chaussées ainsi leurs constitutions et les différents types, puis on a classé les différents mouvements de terrain selon leur vitesse de déplacement, et nous avons présenté les différents types de glissement qui existent dans la nature. Puis on a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'une pente.

Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques, hydrologiques et morphologiques des terrains instables. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...)

Ce qui concerne l'étude du tronçon de la pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif de PK35+000 au PK 36+800 est l'objet de notre mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste d'abord, à analyser la stabilité des talus des remblais et des déblais. Cette analyse est menée à l'aide de logiciel « Géo-Slope ».

L'étude de la stabilité que nous avons réalisée, nous a permis de constater que l'utilisation de l'outil informatique dans ce type de projet est très intéressante, et par cette analyse plusieurs possibilités de terrassement et de remblaiement ont été proposées. Une substitution a été établie pour les remblais avec un matériau de classe B3 (grave silteuse), tout comme on a calculé le tassement de ces remblais par deux méthodes oedométrique (27.3cm) et préssiométrique (24,8cm), ce dernier est important, on a proposé la réduction de ce tassement par le prechagement.

Références bibliographiques

- [1] : Aoum, (2002). Problèmes géologiques et géotechniques du bassin de Mila : Leur impact sur les ouvrages d'art. (Mémoire de magister) .Univ-Tébssa
- [2] : BARABET I ;(2012) .le traitement des sols pour la couche de forme, plate forme de chaussée. Mémoire de magister, université.
- [3] : BENAÏSSA A, (2003), Glissement de terrain, calcul de la stabilité. Ed O.P.U. Alger.
- [4] : BENDADOUCHE H, LAZIZI S, (2013), Glissement de terrain en confortement.
- [5] : BOUAFIA A, (2009), Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Ed page bleues Algérie.
- [6] : Chebrak D, (2012). Étude du phénomène de l'orniérage de chaussées bitumineuse ; cas de la route national dans la wilaya de Tizi Ouzou. Mémoire de magister, université.
- [7] : CSTC (centre scientifique et technique de la construction) .Stabilité des talus, rapport final 2005.
- [8]: Djelti, Abdelkader Zakaria; Hattou, Mohammed,(2009). Etude de la réhabilitation du chemin de wilaya CW54.Mémoire d'ingénieur, Tlemcen, université.
- [9] : DURVILLE Jean-Louis, SEVE Gilles. Stabilisation des pentes « Glissement en terrain meuble »
- [10] : Etudes générales technique et économique des aménagements routiers. (B40 normes techniques d'aménagements des routes).
- [11] : FADHEL Sana, (2014), Stabilisation et renforcement des sols. Etude de cas, université de Biskra (mémoire).
- [12] : GUERFI Houcemeddine. Stabilité des talus renforcés par pieux. Mémoire de magister Université El Hadj Lakhdar, Batna.
- [13] : Habib, (1991). Génie Géotechnique-Application de la mécanique des sols et des roches. Ed. Ellipse AUPELF/UREF. Paris.
- [14] : Hubert, B, et Phillpponat, G, (2003).Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris.
- [15] : JGOONIA Abllatif, Rôle de l'ingénieur Topographe dans la construction d'une route.
- [16] : LCPC, SETRA, (2000), Réalisation des remblais et des couches de forme ; Guide technique fascicule 1et2. 2ème édition. Paris.
- [17] : LCPC, SETRA, Bagneux, 1998, Catalogue des structures types de chaussées neuves. Paris : ministres de l'équipement des transports et du logement.

- [18] : LEFRIKI Souad, 2015, Effet de la variation de la cohésion sur le comportement des pentes. Mémoire de master, université.
- [19] : LERAU. Jacques, 2006, cours géotechniques chapitre III .Institut National des sciences appliqués. Toulouse.
- [20] : MEDJITNA NASRI Lamia, les glissements de terrain en 2D et en 3D étude comparative entre flac et plaxis. Mémoire de magister, université.
- [21] : MELLEL Fatima, (2009), Etude de comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux traite à la chaux éteinte. Mémoire de magister, université.
- [22] : M'ZOUGHEM Kamel, 2006, étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Aine El Kebira (Sétif). Mémoire d'ingénieur, université.
- [23] : RAOUL Guy, 2008, « Terrassement », construire un ouvrage d'art.
- [24] : ROBILLARD Mario, 2015, Travaux de génie civil.
- [25] : Roger, Coquand. Route circulation tracé et construction. Livre. Paris.
- [26] : SADIKI A, FALEH A, NAVAS A, 2006, Estimation de l'état de dégradation des sols sur les marnes du préif par la susceptibilité magnétique.
- [27] : SETRA ,2000 ; ICTAAL. Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des Autoroutes de liaison. Paris.
- [28] : www.brgm.fr.