

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

N° :...../2023

## **MEMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE: Sciences et Technologies**

**FILIERE: Génie Civil**

**SPECIALITE: Géotechnique**

### **Thème**

**Etude de stabilité et de confortement d'un  
glissement de terrain sur la RN 12 au PK 123+500 à  
la wilaya de Bejaia**

**Présenté Par : - Fennouh Zineddine**

**Encadré Par: M<sup>r</sup> BOUMEHRAZ Mohammed-Amin**

**- Guedjali Oussama**

**M<sup>r</sup> BOURAOUI Icham**

**Date de soutenance: ...../...../.....**

#### **Jury de Soutenance**

**Président: LAMARA Mohamed**

**Grade Professeur**

**Univ MSB jijel**

**Encadreur: BOUMEHRAZ M<sup>ed</sup>-Amin**

**Grade MCB**

**Univ MSB jijel**

**Examineur 1: ARABET Laila**

**Grade MAA**

**Univ MSB jijel**

**Co-Encadreur: BOURAOUI Icham**

**Grade MAA**

**Univ MSB jijel**

**Promotion: 2022 /2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## ***Remerciements***

***Nous tenons tout d'abord à remercier Mr BOUMEHRAZ Mohammed-Amin et Mr Bouraoui ichem nos encadrants, pour leur patience, et surtout pour leur confiance, leurs remarques et leurs conseils, leur disponibilité et leur gentillesse. Peut-être trouveront-ils ici un témoignage de notre profonde gratitude. Nous tenons également à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail et pour toutes leurs remarques et critiques. nous tenons aussi à remercier monsieur le chef du département de Génie Civil et Hydraulique à l'Université de Jijel : Mr Tekouk Mustafa ainsi que tout le personnel et les enseignants du département pour leur soutien inestimable. A tous nos enseignants qui nous ont fait découvrir des valeurs authentiques, en signe d'un profond respect et d'un profond amour !!! Merci à vous tous***

***Oussama et Zineddine***

# *Dédicaces*

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui sont la source de ma réussite qui m'ont toujours  
encouragé

À ma femme Feriel qui a été toujours à mes côtés pour me soutenir

À mon frère et mes sœurs, À toute la famille Fennouh.

À tous la promotion 2022 et surtout mon cher ami et coéquipier « Oussama » et  
mes collègues de l'université

À tous mes amis avec qui j'ai partagé les plus beaux et inoubliables moments de  
ma vie

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la Rialisation de ce travail.

*Zineddine*

# *Dédicaces*

*Parcours du succès n'a pas été facile, mais avec persévérance et lutte, nous avons surmonté les difficultés, pour obtenir ce que nous souhaitons, et me voici maintenant en train de terminer mon étape de réussite dans mes études.*

*Je dédie ce succès à mon modèle et à mon soutien dans la vie, mon cher père.  
Du ciel sous ses pieds à la lumière et à la chandelle de notre maison, ma chère mère.*

*A mes frères bien-aimés : chraiof, Islamo*

*A toute ma famille et mes amis.*

*Et à quelqu'un qui sait qui il est.*

*Et à mon cher compagnon "zino"*

*Et bien sur moi*

**OUSSAMA**

**Résumé:** les glissements de terrain sont des événements majeurs étudiés et pris en compte dans le domaine du génie civil en raison de leur impact significatif sur les infrastructures et les populations. Ce projet de fin d'étude a pour objet d'étudier la stabilité et le confortement du talus intervenu sur la route nationale N°12 reliant la wilaya de Bejaia et Tizi Ouzou au niveau de la commune d'Adakar. Nous avons analysé ce phénomène par calcul manuel du coefficient de sécurité en utilisant les caractéristiques géotechniques des couches du sol, puis nous avons comparé les résultats obtenus aux celles des résultats du calcul numérique du programme PLAXIS. Enfin, on a proposé un confortement adapté pour une meilleure sécurité.

**Mot clés:** glissements de terrain, facteur de sécurité, modélisation, PLAXIS 2D.

**Abstract:** Landslides are major events studied and taken into account in the field of civil engineering because of their significant impact on infrastructures and populations. This end-of-study project aims to study the stability and consolidation of the landslide that occurred on the national road N°12 linking the wilaya of Bejaia and Tizi Ouzou at the level of the municipality of Adakar. We analyzed this phenomenon by hand calculation of the safety factor using the geotechnical characteristics of the soil layers, then we compared the results obtained with those of the results of the numerical calculation of the PLAXIS program. Finally, we proposed a suitable reinforcement for better safety.

**Keywords:** landslides, safety factor, modeling, PLAXIS 2D.

**المخلص:** الإنهيارات الأرضية هي حوادث رئيسية يتم دراستها و تؤخذ في الإعتبار في مجال الهندسة المدنية بسبب تأثيرها الكبير على البنى التحتية والسكان. يهدف مشروع نهاية الدراسة هذا إلى دراسة استقرار و التدعيم ضد الإنهيار الأرضي المتواجد على الطريق الوطني رقم 12 الذي يربط ولاية بجاية وتيزي وزو على مستوى بلدية أداكار. قمنا بتحليل هذه الظاهرة بالحساب اليدوي لعامل الأمان باستخدام الخصائص الجيوتقنية لطبقات التربة ، ثم قمنا بمقارنة النتائج التي تم الحصول عليها بنتائج الحساب العددي لبرنامج PLAXIS. أخيراً، اقترحنا تدعيماً مناسباً لتحسين السلامة.

**الكلمات المفتاحية:** الإنهيارات الأرضية ، عوامل الأمان ، النمذجة ، PLAXIS 2D.

# TABLES DES MATIÈRES

## Tables des matières

Résumé .....	I
Table des matières .....	III
Liste des figures .....	XI
Liste des tableaux .....	XII
Liste des Notation.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE .....	XV

## Chapitre I: Les mouvements de terrain

I.1. Introduction.....	1
I.2. Généralités sur les mouvements des terrains.....	1
I.2.1. Les mouvements de terrain rapides et discontinus.....	1
a) L'effondrement .....	2
b) Les écroulements et les chute des blocs.....	2
c) Les coulées boueuses.....	3
I.2.2. Les mouvements lents et continus.....	3
a) Affaissements .....	4
b) Tassement.....	4
c) Fluages.....	5
d) Gonflements ou retraits.....	5
e) Glissement de terrain.....	5
I.3. Différents types de glissement.....	6
I.3.1. Selon la vitesse de mouvement.....	6
I.3.2. Selon la forme du plan de rupture.....	6

a) Glissement Plan.....	6
b) Glissement rotationnel ou circulaire.....	7
I.4. Principales causes des glissements de terrain.....	9
I.4.1. Géométrie.....	9
I.4.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches.....	9
I.4.3. Conditions hydrauliques.....	9
I.4.4. Facteurs climatiques et anthropiques.....	10
a) Pluie, neige, évapotranspiration.....	10
b) Constructions sur pente.....	11
c) Déblai ou excavation à la base du talus.....	11
d) Exploitation des sols.....	12
I.4.5. Séismes et vibrations.....	12
I.5. Méthodes de calcul de la stabilité des glissements de terrain.....	12
I.5.1. Définition du coefficient de sécurité.....	12
I.5.2. Méthodes de calcul à la rupture.....	14
I.5.3. Différentes types de rupture.....	14
a) Rupture plan.....	14
b) Rupture circulaire.....	16
1) Méthode globale.....	16
2) Méthode des tranches.....	17
3) Rupture non circulaire (quelconque).....	19
I.6. Conclusion.....	21



## Chapitre II: Types de confortement des glissements

II.1. Introduction.....	22
II.2. Méthodes de confortement.....	22
II.2.1. Dispositifs de drainage.....	22
II.2.2. Terrassements.....	24
II.2.2.1. Allègement en tête.....	24
II.2.2.2. Reprofilage.....	24
II.2.2.3. Butée de pied.....	25
II.2.2.4. Purge.....	25
II.2.3. Tirants d'ancrages.....	26
II.2.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides.....	26
II.2.4.1. Clous et micro pieux.....	27
II.2.4.2. Pieux et barrettes.....	27
a) Pieux battus.....	28
b) Pieux forés.....	28
II.2.5. Les soutènements.....	29
II.2.5.1. Les ouvrages rigides.....	29
a) Piles.....	29
b) Parois moulées en béton.....	30
c) Murs de soutènement en béton préfabriqué.....	30
d) Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés.....	31
e) Poutres en béton.....	31
II.2.5.2. Les ouvrages souples.....	32
a) Géotextiles.....	32

b) Gabions en géotextiles.....	32
c) Systèmes de renforcement en fibre de verre.....	33
II.2.6. Boisement et reforestation.....	34
II.3. Conclusion.....	34

## **Chapitre III: Etude géotechnique, géologique et hydrogéologique du site d'étude.**

III.1. Introduction.....	35
III.2. Reconnaissance du site.....	35
III.2.1. Situation géographique de la région d'étude.....	35
III.2.2. Topographie.....	36
III.2.3. Géologie du site de glissement.....	37
III.2.4. Situation hydrogéologique du site de glissement.....	38
III.2.5. Situation hydrologique du site de glissement.....	38
III.2.6. Climatologie du site de glissement.....	38
a) Les températures.....	39
III.3. Causes principales du glissement.....	40
III.3.1. Quelques dégradations des structures sous l'effet de glissement.....	40
III.4. Étude géotechnique du site de glissement.....	42
III.5. Essais in situ et en laboratoire.....	44
III.5.1. Essais in situ.....	44
a) Essais aux pénétromètres dynamiques.....	44
b) Essais pressiométriques.....	46

III.5.2. Essais en laboratoire.....	48
a) Essais d'identification.....	48
b) Interprétation des résultats des essais.....	49
c) Niveau de la nappe phréatique.....	50
III.6. Sismicité du site.....	51
III.7. Conclusion.....	52

## **Chapitre IV: Etude de stabilité du site (calcul manuel)**

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Analyse du glissement par calcul manuel.....	53
IV.2.1. Coordonnées du cercle de glissement.....	54
IV.2.2. Calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius.....	55
IV.2.3. Calcul par la méthode de Bishop.....	56
IV.3. Récapitulatif des résultats obtenus.....	57
IV.4. Interprétation des résultats obtenus.....	58
IV.5. Conclusion.....	58

## **Chapitre V: Modélisation numérique du problème**

V.1. Introduction.....	59
V.2. Présentation du logiciel de simulation Plaxis 2D.....	59
V.2.1. Système d'options du code PLAXIS .....	60
a) Entrée des données.....	60
b) Comportement du sol .....	61

c) Fonctions des calculs.....	61
d) Analyse des résultats.....	62
V.2.2. Modèles de comportement utilisé au PLAXIS.....	62
a) Modèle élastique linéaire .....	62
b) Modèle de Mohr-Coulomb .....	62
c) Modèle de durcissement par écrouissage isotropique ‘Hardening -Soil model’ .....	63
d) Modèle pour sols «mous» (soft soil model) .....	64
e) Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soilcreep model).....	64
V.2.3. Modélisation numérique.....	65
V.2.3.1. Étape de modélisation.....	65
V.2.3.2. Les résultats de la modélisation (avant confortement) .....	68
V.2.3.3. Résultats de calcul du glissement avant confortement.....	69
V.3. Conclusion.....	70

## **Chapitre VI: Étude de confortement du site de glissement**

VI.1. Introduction.....	71
VI.2. Méthode de confortement et de stabilisation par Plaxis 2D.....	71
VI.2.1. Caractéristique du géotextile utilisé au renforcement.....	71
VI.2.2. Calcul statique.....	72
VI.2.2.1. Stabilité interne .....	72
a) Calcul de l’espacement verticale « Sv ».....	73
b) Vérification de la résistance structurelle des renforcements.....	74
c) Calcul de la longueur «L».....	74

d) Vérification de la résistance à l'arrachement du renforcement.....	75
VI.2.2.2. Stabilité externe.....	75
VI.3. Confortement avec logiciel PLAXIS.....	77
VI.3.1. Caractéristiques de géotextile.....	77
VI.3.2. Caractéristiques de TVO.....	77
VI.3.3. Talus après confortement.....	78
VI.3.4. Maillage après confortement.....	78
VI.3.5. Déplacement horizontal.....	79
VI.3.6. Déplacement vertical.....	80
VI.3.7. Déplacement total.....	80
VI.3.8. Coefficient de sécurité.....	81
VI.3.9. Résultats finales de FS après confortement.....	81
VI.3.10. Résultats finales de déplacement après confortement.....	82
VI.4. Conclusion.....	82
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>83</b>
<b>ANNEXE.....</b>	<b>.....</b>
<b>Références bibliographique.....</b>	<b>.....</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.01:</b> Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines.....	2
<b>Figure I.02:</b> L'effondrement à la Neuville sur Authou, France en 2001.....	2
<b>Figure I.03:</b> Les écroulements et les chute des blocs (Aokas, Bejaia 2015).....	3
<b>Figure I.04:</b> Les coulées boueuses ( mai 2012 à Tizi ouzou).....	3
<b>Figure I.05:</b> Affaissement lié une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.).....	4
<b>Figure I.06:</b> Schéma explicatif des phénomènes, tassement de Mexico .....	4
<b>Figure I.07:</b> Phénomène de fluage. ....	5
<b>Figure I.08:</b> Schéma simplifier retrait-gonflement .....	5
<b>Figure I.09:</b> Le plus grand glissement de terrain d'Europe (1100 m de long 750 m de haut, 50 millions m <sup>3</sup> ). ....	6
<b>Figure I.10:</b> Glissement plan.....	7
<b>Figure I.11:</b> Glissement rotationnel ou circulaire .....	7
<b>Figure I.12:</b> Schéma de principe d'un glissement rotationnel simple.....	8
<b>Figure I.13:</b> Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe.....	8
<b>Figure I.14:</b> Glissement quelconque (aléatoire).....	9
<b>Figure I.15</b> Glissements après des pluies torrentielles ( Hiroshima, sud du Japon, 07 Juillet 2018).....	10
<b>Figure I.16:</b> Construction sur pente ( Saguenay Canada, Le 04 mai 1971). ....	11
<b>Figure I.17:</b> Glissement à cause des travaux de déblais (Chantier de A 89 Rhône, France, 2011) .....	11
<b>Figure I.18:</b> Schéma illustrant le phénomène du glissement .....	13
<b>Figure I.19:</b> Cas de rupture plane.....	15

<b>Figure I.20:</b> Rupture globale .....	16
<b>Figure I.21:</b> Détail de la méthode des tranches.....	17
<b>Figure I.22:</b> Schéma représente les forces appliquées sur une tranche (méthode de Fellenius) .....	18
<b>Figure I.23:</b> Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée .....	18
<b>Figure I.24:</b> Méthode de perturbation .....	21
<b>Figure II.01:</b> Drainage de talus .....	23
<b>Figure II.02:</b> Allègement en tête. ....	24
<b>Figure II.03:</b> Reprofilage .....	25
<b>Figure II.04:</b> Réalisation d'une butée de pied.....	25
<b>Figure II.05:</b> Purge total.....	26
<b>Figure II.06:</b> Confortation par tirants d'ancrages (schéma et photo réel , FRANKI FOUNDATIOINDS BELGUIM).....	26
<b>Figure II.07:</b> Un versant stabilisé par clouage .....	27
<b>Figure II.08:</b> Exemple de réalisation des pieux battus.....	28
<b>Figure II.09:</b> : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré .....	28
<b>Figure II.10:</b> Mur de soutènement .....	29
<b>Figure II.11:</b> Pile préfabriquée en béton armé .....	29
<b>Figure II.12:</b> Exemple de réalisation d'une paroi moulée en béton.....	30
<b>Figure II.13:</b> Mur de soutènement en béton préfabriqué .....	30
<b>Figure II.14:</b> Exemple de réalisation d'un mur en éléments préfabriqués en béton empilés.....	31
<b>Figure II.15:</b> Exemple de réalisation d'une poutre en béton.....	31

<b>Figure II.16:</b> Exemple de réalisation d'un ouvrage rigide (mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	32
<b>Figure II.17:</b> Renforcement par géotextile (K.Zaghouani Décembre 2006)	32
<b>Figure II.18:</b> Exemple de réalisation des gabions en géotextiles	33
<b>Figure II.19:</b> Exemple d'ouvrage souple (Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA))	33
<b>Figure II.20:</b> Exemple de végétation	34
<b>Figure III.01:</b> Situation géographique du glissement de terrain	36
<b>Figure III.02:</b> Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000	37
<b>Figure III.03:</b> Courbe de variation de température de la wilaya de Bejaia	39
<b>Figure III.04:</b> Instabilité du gabion suite à la poussée du talus côté amont	40
<b>Figure III.05:</b> Affaissement et fissures de traction le long de la chaussée sur 170m de linéaire	41
<b>Figure III.06:</b> La morphologie du terrain	41
<b>Figure III.07:</b> Poteau électrique stable non affecté par le glissement côté aval	42
<b>Figure III.08:</b> L'état du talus côté aval de la chaussée avec absence de déplacement visuelle du terrain	42
<b>Figure III.09:</b> Implantation d'un point de sondage carotté	44
<b>Figure III.10:</b> Implantation d'un point de sondage pénétrométrique	45
<b>Figure III.11:</b> Implantation d'un point de sondage pressiométrique	46
<b>Figure III.12:</b> présence d'eau avec stagnation d'eau au pied du talus aval durant toute l'année	50
<b>Figure III.13:</b> Les désordres de l'instabilité du talus côté amont avec stagnation d'eau	51



<b>Figure III.14:</b> Présence des zones de stagnation des eaux en amont.....	51
<b>Figure III.15:</b> Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	52
<b>Figure IV.01:</b> Cercle du pied pour le talus doux.....	53
<b>Figure IV.02:</b> Abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied....	54
<b>Figure IV.03:</b> Calcul du cercle de glissement par les méthodes de tranches .....	55
<b>Figure V.01:</b> Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .....	63
<b>Figure V.02:</b> Représentation du Hardening Soil Model .....	63
<b>Figure V.03:</b> Géométrie du modèle.....	66
<b>Figure V.04:</b> Maillage du modèle dans notre projet .....	67
<b>Figure V.05:</b> Introduire les données de la nappe phréatique au modèle... ..	67
<b>Figure V.06:</b> Coefficient de sécurité du talus avant confortement .....	68
<b>Figure V.07:</b> Maillage déformé dans notre modèle .....	68
<b>Figure V.08:</b> Cercle de glissement .....	69
<b>Figure VI.01:</b> Dimensionnement de géotextile.....	73
<b>Figure VI.02:</b> Introduction des caractéristiques de géotextile au PLAXIS .....	77
<b>Figure VI.03:</b> Saisie des propriétés du TVO dans le PLAXIS .....	78
<b>Figure VI.04:</b> Talus après confortement.....	78
<b>Figure VI.05:</b> Maillage du talus après confortement .....	79
<b>Figure VI.06:</b> Déplacement horizontal .....	79
<b>Figure VI.07:</b> Déplacement vertical.....	80
<b>Figure VI.08:</b> Déplacement total.....	80
<b>Figure VI.09:</b> Coefficient de sécurité du talus après confortement .....	81

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.01:</b> Échelle cinématique des mouvements de terrain .....	1
<b>Tableau I.02:</b> Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent .....	13
<b>Tableau III.01:</b> Résultats de l'essai au pénétromètre dynamique sur les sols du site de glissement.....	45
<b>Tableau III.02:</b> Résultats du sondage pressiométrique N° 01 .....	46
<b>Tableau. III.03:</b> Résultats du sondage pressiométrique N° 02 .....	47
<b>Tableau III.04:</b> Résultats du sondage pressiométrique N° 03 .....	47
<b>Tableau III.05:</b> Résultats des essais d'identification physique et mécanique.	48
<b>Tableau III.06:</b> Résultats des analyses chimiques des sols.....	49
<b>Tableau IV.01:</b> Caractéristiques géotechniques des couches du talus .....	54
<b>Tableau IV.02:</b> Résultats de calcul par la méthode de Fellenius .....	56
<b>Tableau IV.03:</b> Résultats de calcul par la méthode de Bishop .....	57
<b>Tableau IV.04:</b> Valeurs de FS calculés par les méthodes de Fellenius et Bishop.....	57
<b>Tableau V.01:</b> Caractéristiques physiques et mécaniques des sols.....	66
<b>Tableau V.02:</b> Résultats de calcul des coefficients de sécurité FS .....	69
<b>Tableau VI.01:</b> Caractéristique physiques et mécaniques des géotextiles utilisés.....	72
<b>Tableau VI.02:</b> Résultats de calcul de l'espacement Sv entre les couches de géotextile .....	73
<b>Tableau VI.03:</b> Résultats de calcul de la longueur «L» du géotextile .....	75
<b>Tableau VI.04:</b> Résultats de calcul de la stabilité.....	77

**Tableau VI.05:** Résultats de calcul du coefficient FS après confortement.....81

**Tableau VI.06:** Résultats de calcul numérique de déplacement.....82

## LISTE DES NOTATIONS

$\gamma$  : Poids volumique du matériau

$\gamma_{\text{sat}}$  : Poids volumique humide

$\varphi$  : Angle de frottement interne

$\varphi'$  : Angle de frottement effectif

$c$  : Cohésion

$c'$  : Cohésion effective

$c_u$  : Cohésion non drainée

$\sigma$  : Contrainte normale

$\sigma'$  : Contrainte effective

$u$  : Pression interstitielle

$\tau$  : Contrainte de cisaillement (tangentielle)

$\tau_{\text{max}}$  : Résistance au cisaillement max

$F_s$  : Coefficient de sécurité

$\alpha$  : Angle d'inclinaison

$W$  : Poids du matériau

$T$  : Effort tangentiel

$N$  : Effort normal

$R$  : Rayon de cercle de rupture

$O$  : Origine de cercle de rupture

$G$  : Module de cisaillement

E : Module de Young

N : Coefficient de poisson

$\Psi$  : Angle de dilatance

$\varepsilon$  : Déformation

$E^{ref}_{50}$  : Module sécant dans un essai triaxial

E refoed : Module tangent dans un essai oedométrique

$\kappa^*$  : Indice de gonflement

$\lambda^*$  : Indice de compression

$\mu^*$  : Indice de fluage

Ip : Indice de plasticité

WL : Limite de liquidité

Wp : Limite de plasticité

### **Introduction générale**

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un risque majeur pour les populations, à cause du dommage qu'ils peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes. Dans le monde malgré l'impact des mouvements de terrain, leur importance est souvent sous-estimé, car leurs dommages sont inclus dans ceux des phénomènes initiateurs ou déclencheurs comme les séismes ou les inondations.

En Algérie, le rapport du Conseil National Economique Social et Environnemental confirme et mentionne que près de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs régions algériennes. Ces mouvements de terrain ont pris une grande affluence dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles.

Les volumes du sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi que, l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant. [1]

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier de la stabilité et de confortement d'un talus de terrain sur la RN12 au PK123+500 à la wilaya de Bejaia commune Adakar. Etant donné que le glissement s'est déjà produit, l'objectif de cette étude est donc l'analyse des causes qui ont conduit à l'instabilité, puis la proposition d'un système de confortement adéquat tout en décrivant la procédure de sa mise en place. Afin de mener à bien cette étude, nous avons organisé notre mémoire en six (6) chapitres:

Le premier chapitre présente les différents types des mouvements de terrain, les causes principales des glissements de terrain ainsi que les différentes méthodes de calcul de la stabilité des glissements de terrain. Le deuxième chapitre montre les types de confortement des glissements et le troisième chapitre décrit l'étude géotechnique, géologique et hydrogéologique du site de glissement.

Les résultats de calcul par l'utilisation des méthodes de Bishop et de Fillenius sont présentés au quatrième chapitre. Ainsi que, la vérification des résultats de calcul manuel se fait à l'aide du programme PLAXIS au cinquième chapitre.

## *Introduction générale*

---

Le dernier chapitre s'intéresse sur le choix de confortement avec vérification de la stabilité du site de glissement.

Enfin notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements de terrains.

# Chapitre I: Les mouvements de terrain



## Chapitre I: Les mouvements de terrain

### I.1. Introduction

L'homme ne cesse de chercher de nouveaux lieux et terrains en vue de l'établissement de nouvelles agglomérations, avec l'ensemble des équipements nécessaires à l'intérêt public (urbanisation, infrastructures routières, les réseaux de transport d'énergie, exploitation du sol, ...). Ceci exige une planification bien adaptée à la nature et aux particularités des espaces conquis. Ainsi, à cause de la morphologie du terrain, il apparait souvent des talus ce qui conduit à augmenter le risque de s'exposer d'avantage aux aléas naturels tels que les mouvements de terrain.

### I.2. Généralités sur les mouvements des terrains

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme,...) ou anthropiques (terrassment, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, ...). Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères,...ets) [2]. Les spécialistes donnent un ordre de grandeur des vitesses de mouvements de terrain selon l'échelle cinématique suivant:

**Tableau I.01:** Échelle cinématique des mouvements de terrain.

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1mm/ans	1mm/mois	1.5mm/j	4mm/h	2500mm/s
à	à	à	à	à
12mm/ans	50mm/mois	100mm/j	10000mm/h	10000mm/s

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués:

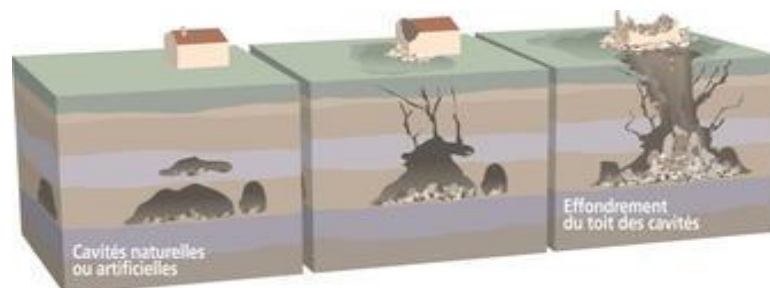
#### I.2.1. Les mouvements de terrain rapides et discontinus

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [3]

### a) L'effondrement

Les effondrements, se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, la rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50m, occasionnellement 100m) ou généralisé (plusieurs hectares).

La présence d'un banc raide dans les terrains recouvrant la cavité favorise les effondrements généralisés. Selon la profondeur de l'effondrement, un glissement de ses flancs peut se produire après l'événement. [4]



**Figure I.01:** Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines. [4]



**Figure I.02:** L'effondrement à la Neuville sur Authou, France en 2001.

### b) Les écoulements

Ce sont des chutes de masses rocheuses, ils sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grès, roches cristallines, Le processus d'écroulement (chute) commence avec la désagrégation de matériel rocheux ou meuble sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvements de cisaillement. Le matériel tombe ensuite principalement en chute libre, en rebondissant et/ou en roulant.



**Figure I.03:** Les écroulements et les chute des blocs (Aokas Béjaia mars 2015).

### c) Les coulées boueuses

Ce sont des écoulements des matériaux très riches en eau. Ces phénomènes sont dus à un apport massif d'eau sur des matériaux non consolidés. On les observe fréquemment à l'aval de glissements de terrain gorgés d'eau. Les Laves torrentielles et coulées de boueuses sont caractérisées par leur comportement fluide de forte densité; elles sont donc assez inféodées à la topographie, et peuvent parcourir de très grandes distances. De plus, elles ont une forte capacité à transporter et à arracher des matériaux du substratum.



**Figure I.04:** Les coulées boueuses Cas réel d'illilten en mai 2012 à Tizi ousou.

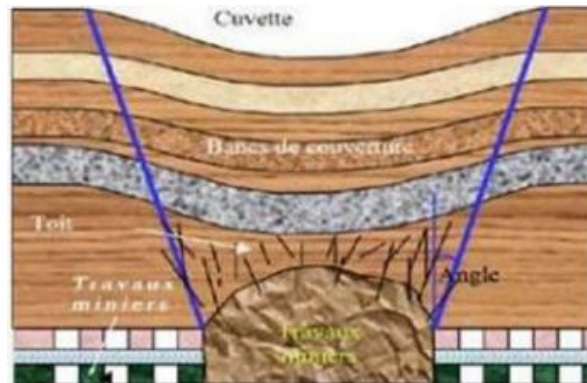
### 1.2.2. Les mouvements lents et continus

Ils regroupent: l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces

désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose. [5]

**a) Affaissement**

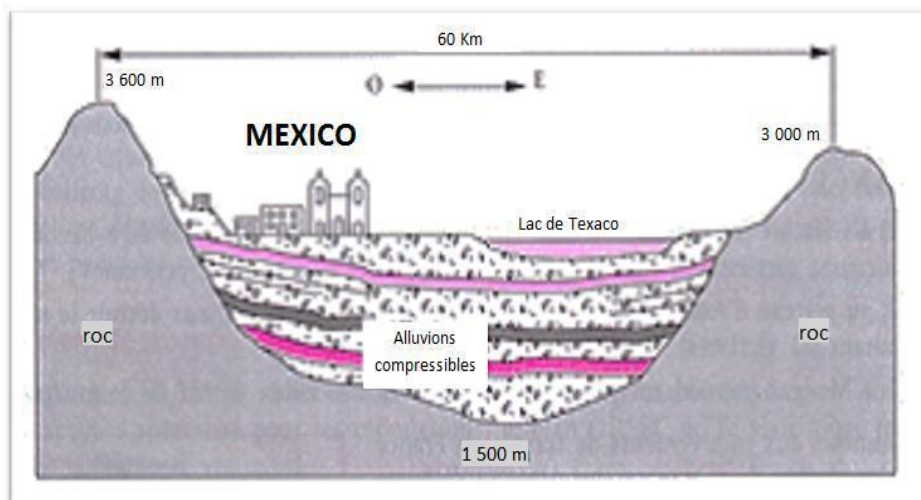
L'affaissement c'est une dépression au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas, il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments.



**Figure I.05:** Affaissement lié une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

**b) Tassement**

C'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...), 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). [6]



**Figure I.06:** Schéma explicatif des phénomènes, tassement de Mexico.

**c) Fluages**

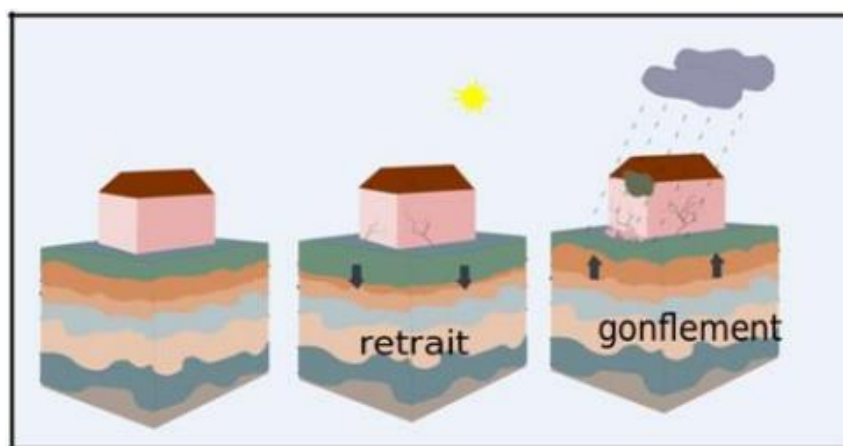
Il s'agit d'un mouvement long du sol sans modification des efforts appliqués, qui entraîne un basculement vers l'aval des têtes des couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres).



**Figure I.07:** Phénomène de fluage.

**d) Gonflements ou retrait**

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. On prend comme exemple, les argiles gonflantes de type montmorillonite, smectite et bentonite.

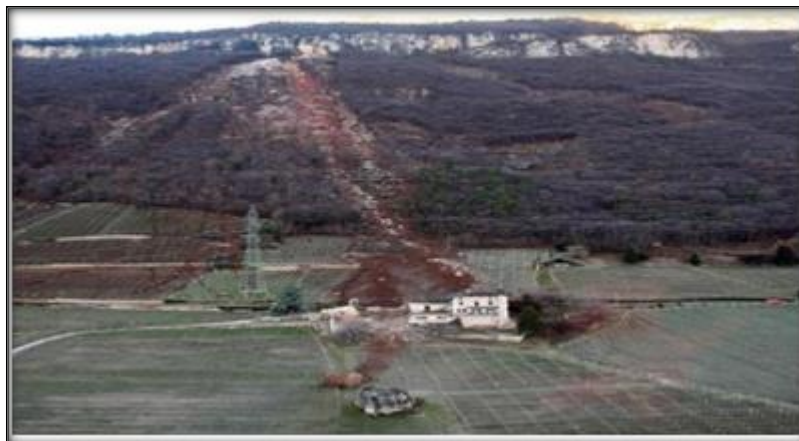


**Figure I.08:** Schéma simplifié retrait-gonflement.

**e) 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 ans. Ils se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. [7]



**Figure I.09:** Eboulement et glissement de terrain, la chute d'un rocher de 1000m<sup>3</sup> détruit sur son passage une ferme en Italie.

### **I.3. Différents types de glissement**

Les glissements de terrain peuvent être classés selon la forme estimée de la surface de glissement et selon la vitesse d'activité, définie par une évaluation de la vitesse moyenne à long terme des mouvements. [8]

#### **I.3.1. Selon la vitesse de mouvement**

Selon sa nature, la vitesse d'évolution se situe entre quelques centimètres par an à plusieurs Kilomètres par heures. Mais pour un glissement, cette vitesse peut varier dans le temps, un glissement passe par une phase tranquille et une phase active, souvent brutale; par rapport à la vitesse d'activité:

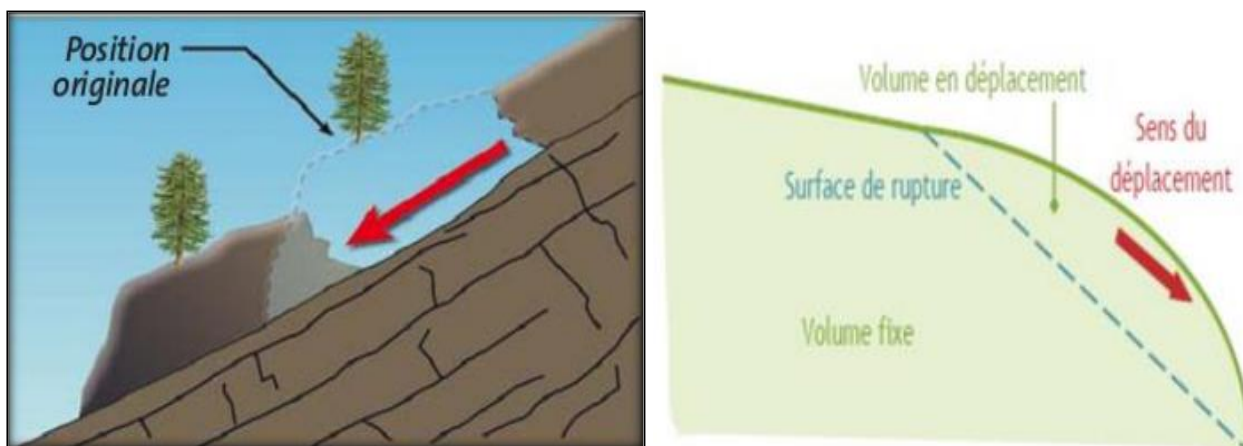
- Glissement sub-stabilisé, très lent: 0 - 2cm/an;
- Glissement peu actif, lent: 2 - 10cm/an;
- Glissement actif (ou lent avec phases rapides): > 10cm/an.

#### **I.3.2. Selon la forme du plan de rupture**

##### **a) Glissement plan**

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable, et

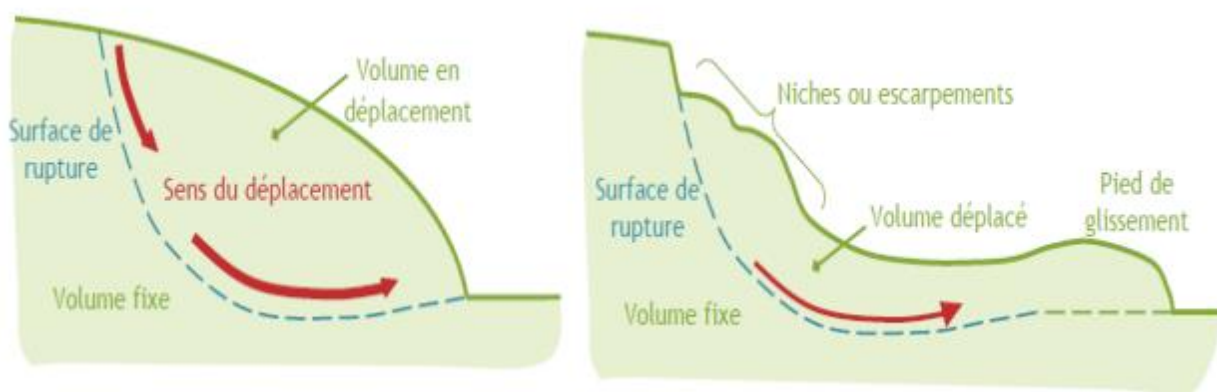
peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs Kilomètres carrés.



**Figure I.10:** Glissement plan. [4]

### b) Glissement rotationnel ou circulaire

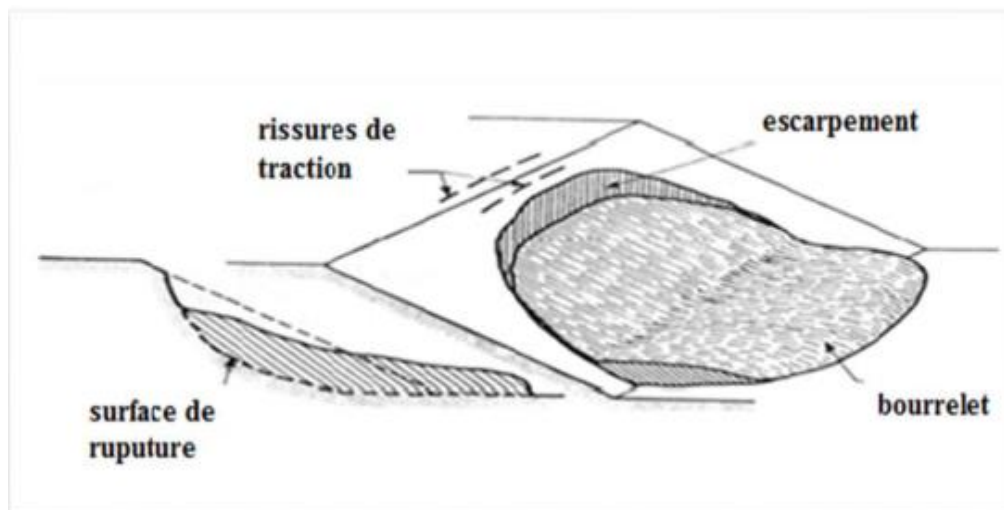
En terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, il se caractérise par un escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle.



**Figure I.11:** Glissement rotationnel ou circulaire. [10]

#### ● Glissement rotationnel simple

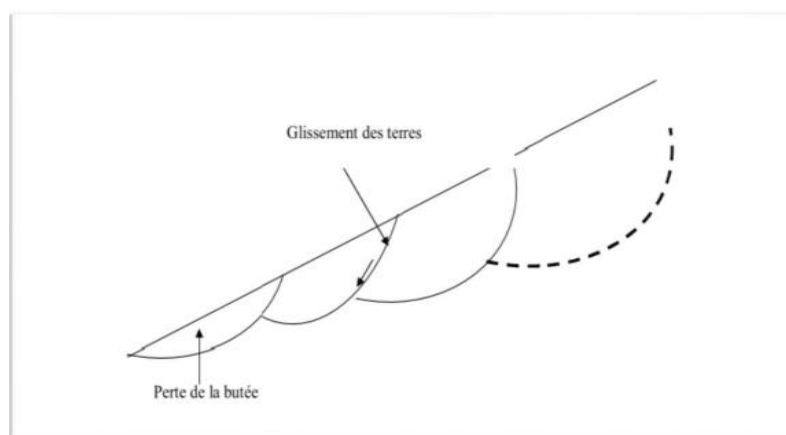
La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas, il est caractérisé par un basculement de la masse glissée (Figure I.12).



**Figure I.12:** Schéma de principe d'un glissement rotationnel simple.[11]

- **Glissement rotationnel complexe**

C'est la combinaison de deux glissements (plans et rotationnels). Il est dû à la suppression de la butée.

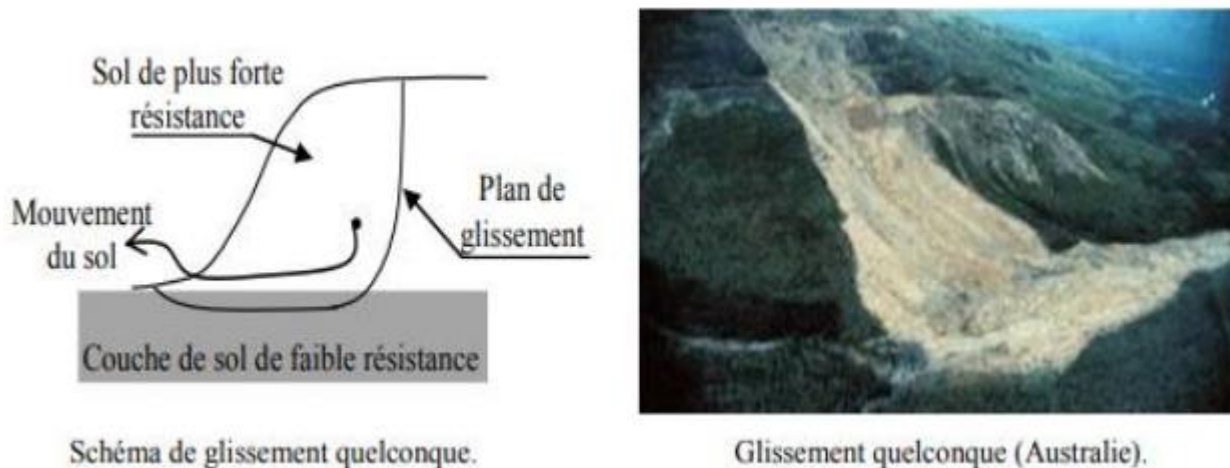


**Figure I.13:** Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe (emboîté). [11]

- **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 de 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 plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. [9]





**Figure I.14:** Glissement quelconque (aléatoire). [9]

## I.4. Principales causes des glissements de terrain

Les processus d'instabilité d'une pente dépendent des différents facteurs:

- Sa géométrie;
- La résistance au cisaillement des sols ou des roches;
- Les pressions de l'eau interstitielles;
- Les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

### I.4.1. Géométrie

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

### I.4.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches, constitue un élément essentiel. Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état des contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique,...).

### I.4.3. Conditions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions. Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement: en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes

et dépendent de couches de terrains situées bien en amont. Certains éléments sont de première importance, il s'agit:

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements;
- De l'alimentation hydraulique du site; des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister, et il est alors intéressant de les drainer. D'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement;
- De l'évolution de la nappe au cours du temps; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

#### **I.4.4. Facteurs climatiques et anthropiques**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

##### **a) Pluie, neige, évapotranspiration**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés des bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.



**Figure I.15:** Glissements après des pluies torrentielles (Hiroshima, sud du Japon, 07 Juillet 2018).

**b) Constructions sur pente**

La construction sur pente naturelle diminue la stabilité. Lorsque la pente naturelle est dans un état d'équilibre limite ou que des glissements de terrain se sont produits dans le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.



**Figure I.16:** Construction sur pente ( Saguenay Canada, Le 04 mai 1971).

**c) Déblai ou excavation à la base du talus:**

Le déblai ou l'excavation de matériel à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et/ou la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation ou agir comme facteur aggravant.



**Figure I.17:** Glissement à cause des travaux de déblais (Chantier de A 89 Rhône, France, 2011). [19]

**d) Exploitation des sols**

L'exploitation des terres est l'une des causes qui conduisent à l'instabilité :

- Remembrement;
- Déforestation;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

#### **I.4.5. Séismes et vibrations**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas:

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacentes;

### **I.5. Méthodes de calcul de la stabilité des glissements de terrain**

On présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements de terrain, toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître:

- Le côté géologiques (la nature de terrain);
- Les conditions hydromécaniques (l'écoulement et la hauteur d'eau);
- Les propriétés mécaniques des terrains;
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions;
- Les risques et les projets (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

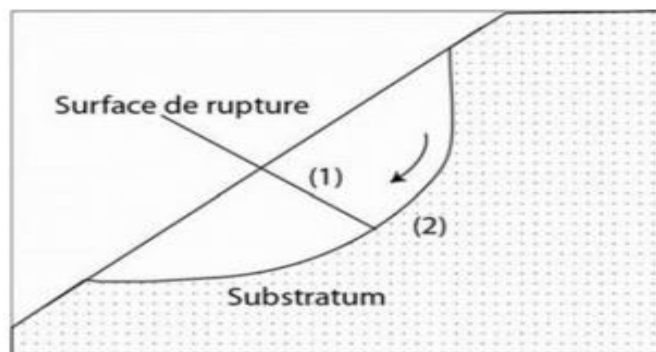
On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus:

- Les méthodes des éléments finis;
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

#### **I.5.1. 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 (voir l'équation ci-après).

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistantes au mouvements}}{\sum \text{Moments des forces provoquants le mouvement}}$$



**Figure I.18:** Schéma illustrant le phénomène du glissement.

Théoriquement, le talus est dit stable si  $F_s > 1$ . L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque  $F_s = 1$ ;

Mais dans la pratique, le coefficient  $F_s$  est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants:

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord;
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif;
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

**Tableau I.02:** Valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent. [5]

<b><math>F_s</math></b>	<b>Etat de l'ouvrage</b>
< 1	Danger
1.0 - 1.25	Sécurité contestable
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants; Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
> 1.4	Satisfaisante pour les barrages

### **I.5.2. Méthodes de calcul à la rupture**

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide- plastique (ou rigide-rupture) et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement (Mohr-Coulomb en général). Ce calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement « $\tau$ » s'exerçant le long de la surface de rupture, à la résistance au cisaillement « $\tau_{Max}$ » du sol, dont on admet un comportement rigide-plastique.

On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus. Les méthodes de calcul à la rupture se différencient essentiellement par:

- Le choix de la surface de rupture;
- La détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface;
- La définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

Les méthodes de calcul les plus connues sont citées et expliqués aux paragraphes ci-après. [8]

### **I.5.3. Différentes types de rupture**

#### **a) Rupture plan**

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche du sol et les forces qui lui sont appliquées; tel que:

- **W**: le poids du bloc de sol considéré;
- **V et H**: les efforts sur les côtés du bloc;
- **N et T**: les réactions normale et tangentielle à la base du bloc;
- **U<sub>L</sub>**: l'effort dû à la pression d'eau latérale;
- **U**: l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que  $V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité est calculé par cette relation:

$$F_S = \frac{T_{Max}}{T} \quad (I.01)$$

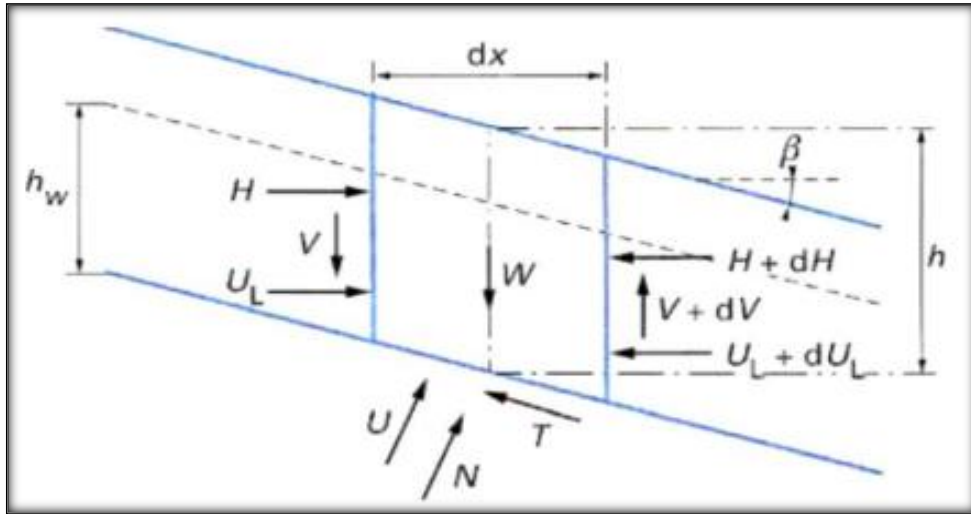


Figure I.19: Cas de rupture plane. [12]

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit par la formule:

$$T_{Max} = C' \frac{dx}{\cos\beta} + (N - U)\tan\varphi' \quad (I.02)$$

On obtient l'expression suivante pour  $F_S$ :

$$F_S = \frac{2C'}{\cos^2\beta\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w)}{\gamma h \cdot \tan\beta} \cdot \tan\varphi' \quad (I.03)$$

Selon le type du matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

➤ **Pour un matériau purement frottant:**

- ✓ Cas de l'absence d'eau:  $C=0$

$$F_S = \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta} \quad (I.04)$$

- ✓ Lorsque, la nappe phréatique est au niveau de la surface de la terre ( $h_w = h$ ):

$$F_S = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \cdot \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta} \quad (I.05)$$

- ✓ Ce qui donne, pour un sol courant ( $\gamma \approx 20 \text{ KN/m}^3$ ):

$$F_S = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta} \quad (I.06)$$

➤ Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent:

$$F_S = \left( \frac{2}{\sin^2 \beta} \right) \cdot \frac{c_u}{\gamma} \quad (I.07)$$

### b) Rupture circulaire

Dans certains terrains meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en deux dimensions). La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel. Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes, qui permettent d'effectuer le calcul pour une géométrie circulaire: une méthode globale et les méthodes de tranches. La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité est équivalente à la suivante, Les moments étant pris au centre du cercle de rupture: [12]

$$F_S = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}} \quad (I.08)$$

#### 1) Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas:

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques:  $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$  et par la pression  $U$  de l'aquifère;
- Un talus de hauteur  $H$  faisant un angle  $\beta$  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 le 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 simple (méthode de Taylor ou de Biarrez). [13]

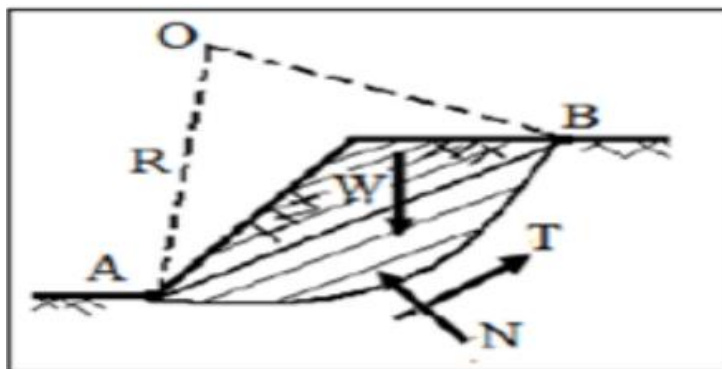


Figure I.20: Rupture globale



## 2) Méthode des tranches

C'est une méthode suédoise due à Peterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nouveiller en 1956, la méthode des tranches consiste à diviser un volume instable en un certain nombre verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconque (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes. [14]

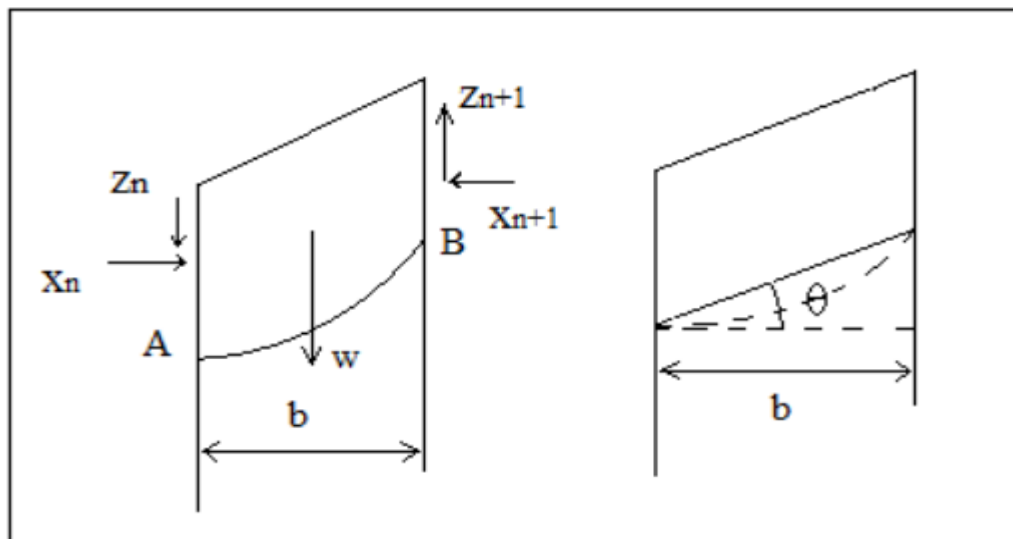
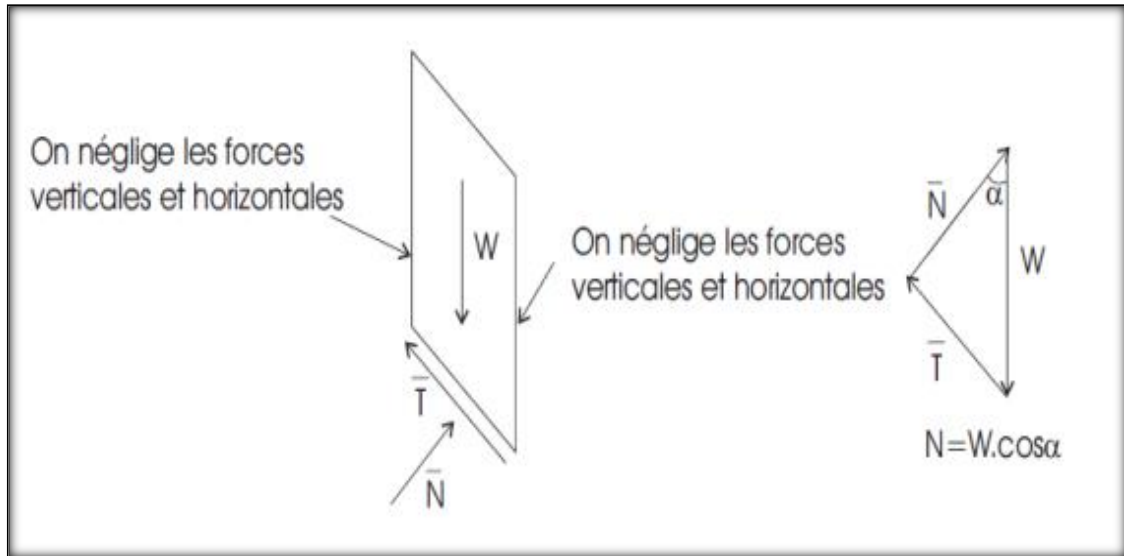


Figure I.21: Détail de la méthode des tranches.

### • Méthode de Fellenius (1927)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. De plus, Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) inter-tranches s'équilibrent. Par définition, le coefficient de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximal correspondant à toutes les tranches, divisée par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches. Il a pour expression:

$$F_S = \frac{\sum [C_i L_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i L_i) \tan \varphi_i]}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{I.09})$$

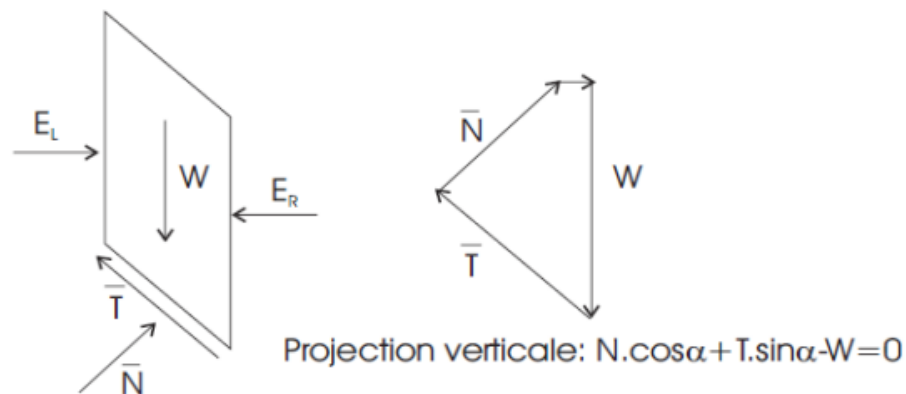


**Figure I.22:** Schéma représente les forces appliquées sur une tranche (méthode de Fellenius) [15]

• **Méthode de Bishop (1955)**

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes:

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.



**Figure I.23:** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée [15]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. La formule du coefficient de sécurité donnée par bishop est la suivant:

$$F_S = \frac{\sum_1^n (C_i \cdot b + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i) / m\alpha}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{I.10})$$

Avec; 
$$m\alpha = \cos \alpha_i \left( 1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F} \right) \quad (\text{I.11})$$

La valeur de F est calculée par itération successive, la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius est généralement prise comme point de départ de cette itération. Par ailleurs, cette méthode est plus précise que celle de Fellenius.

Tous les termes sont connus, et  $F_S$  est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur  $F_{S0}$ , le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius. La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vu comment calculer le coefficient de sécurité  $F_S$  pour un cercle donné a priori. Pour connaître  $F_S$  réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de  $F_S$ , c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira. [13]

### c) Rupture non circulaire (quelconque)

#### ✚ Méthode de Jambu et al (1956)

La technique de Jambu calcule le facteur de sécurité en vérifiant l'équilibre global des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre global des moments.

- ✓ Cette méthode suppose une surface de glissement quelconque;
- ✓ Les forces agissant sur la tranche (i) sont définies comme celles de la méthode de Bishop simplifiée.

Le facteur de sécurité est défini par la formule suivante:

$$F_f = \frac{\sum [c' L + (N - uL) \cdot \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{I.12})$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par facteur  $f_0$ , dépend de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés des sols, le coefficient de sécurité est alors égale à:

$$F_f' = f_0 \cdot F_f \quad (\text{I.13})$$

#### ✚ Méthode de Morgentern et Price (1965)

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces et l'équilibre des moments. A tout moment, il détermine également la pente de la force entre les tranches qui donne une inconnue supplémentaire. Hypothèses spécifiques à la méthode:

- Rupture non circulaire;
- La force  $N$  agit sur le centre du bas de chaque tranche.

#### **Méthode de Spencer (1967)**

Deux équations de facteur de sécurité ont été développées, l'une pour l'équilibre des forces horizontales et l'autre pour l'équilibre de la quantité de mouvement. Elle utilise un rapport constant entre la force de cisaillement et la force inter tranches normale. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes:

- Rupture circulaire;
- Pour toutes les tranches, la force inter tranches verticales est un multiple de la force inter tranches horizontales. Pour la tranche  $i$ :  $V_i = I H_i$ .

Cette technique donne également l'angle de pente de la force inter tranches (constant partout sur la pente). On peut facilement vérifier si cet angle est réel.

#### **Méthode des Perturbations (1974)**

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al (1974), et développée par Faure (1985). Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire, le massif de terre délimité par une courbe de sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale  $\sigma$  sur la surface de rupture est donnée par une perturbation de la contrainte de Fellenius. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité  $F$  et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée ( $\lambda$  et  $\mu$ ). Par ailleurs cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements. [8]

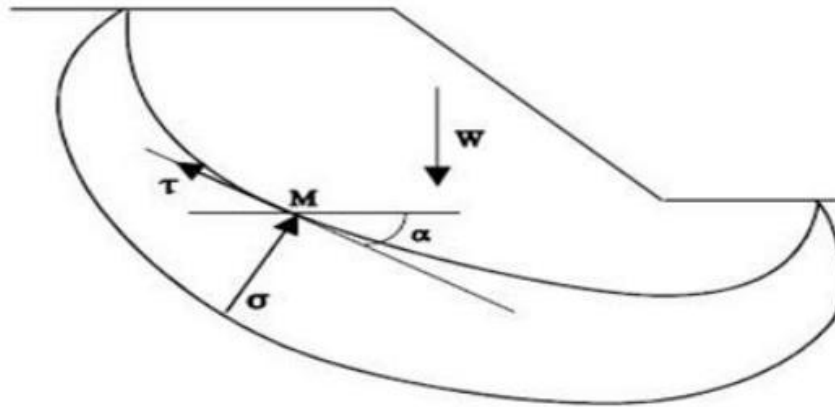


Figure I.24: Méthode de perturbation.

## I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les principales causes des glissements de terrain et les différents types des mouvements de terrain qui existent dans la nature, dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène, il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Ensuite nous avons pris une idée générale sur les différentes méthodes d'analyse de glissement, ainsi que le calcul du coefficient de sécurité par des différentes méthodes pour faire ressortir la solution adopter pour conforter le glissement. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination du coefficient de sécurité «Fs».

# Chapitre II: Types de confortement des glissements

## Chapitre II: Types de confortement des glissements

### II.1. Introduction

Il existe différents types de confortement pour les glissements de terrain, chacun ayant des avantages et des inconvénients en fonction de la situation. Les principaux types de confortement comprennent:

- **Le confortement passif:** ce type de confortement consiste à renforcer la base du talus et ses parois avec des matériaux tels que des filets, des géotextiles, des grillages, des gabions ou des palplanches. Ces matériaux sont installés pour résister à la pression exercée par le sol en pente et pour maintenir la stabilité du talus;
- **Le confortement actif:** ce type de confortement consiste à installer des structures qui exercent une force pour maintenir le talus en place. Ces structures peuvent être des murs de soutènement en béton armé, des pieux ou des plaques. Ils sont utilisés pour contrebalancer la force gravitationnelle qui peut causer le glissement;
- **Le confortement dynamique:** ce type de confortement est utilisé lorsque le glissement de terrain est en cours. Il s'agit de techniques qui visent à modifier la structure du sol en pente pour réduire la pression exercée sur les parties instables du talus. Ces techniques peuvent inclure l'injection de coulis de ciment, le drainage, l'injection de résine ou l'utilisation de systèmes de consolidation sous pression.

En fonction de la situation, plusieurs techniques de confortement peuvent être combinées pour renforcer la stabilité d'un talus et empêcher les glissements de terrain de se produire. Les ingénieurs et les géologues doivent analyser attentivement les caractéristiques du site pour déterminer le type de confortement le plus approprié.

### II.2. Méthodes de confortement

#### II.2.1. Dispositifs de drainage

Ces sont des techniques de confortement des glissements qui visent à éliminer ou réduire la pression d'eau dans le sol ou le rocher. L'eau est souvent un facteur déclencheur des mouvements de terrain, car elle réduit la friction entre les particules du sol et augmenter la pression interstitielle. Ces dispositifs peuvent être classés en deux types principaux: les dispositifs de drainage de surface et les dispositifs de drainage profond.

Les dispositifs de drainage de surface comprennent:

- **Les canaux de drainage:** ces canaux sont creusés à la surface du sol pour permettre l'écoulement de l'eau. Ils peuvent être recouverts de gravier ou de pierre pour protéger le sol contre l'érosion;
- **Les fossés de drainage:** ces fossés sont des tranchées peu profondes creusées dans le sol pour intercepter l'eau de surface et la diriger vers des points de collecte;
- **Les barrages de retenue:** ces barrages sont construits à travers des ruisseaux ou des rivières pour retenir l'eau et la détourner vers des canaux de drainage.

Les dispositifs de drainage profond comprennent:

- **Les puits de drainage:** ces puits sont des trous profonds creusés dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la drainer vers la surface;
- **Les drains horizontaux:** ces drains sont des conduites perforées installées dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la diriger vers les puits de drainage ou les canaux de surface;
- **Les galeries drainantes:** ces galeries sont des tunnels creusés dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la drainer vers des points de collecte.

Les dispositifs de drainage peuvent être utilisés seuls ou combinés avec d'autres méthodes de confortement des glissements pour obtenir une solution efficace et durable.



**Figure II.01:** Drainage de talus.



### II.2.2. Terrassements

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.

#### II.2.2.1. Allègement en tête

Cette opération consiste à terrasser la partie supérieure, ce qui implique une diminution du poids moteur et une augmentation du coefficient de sécurité.

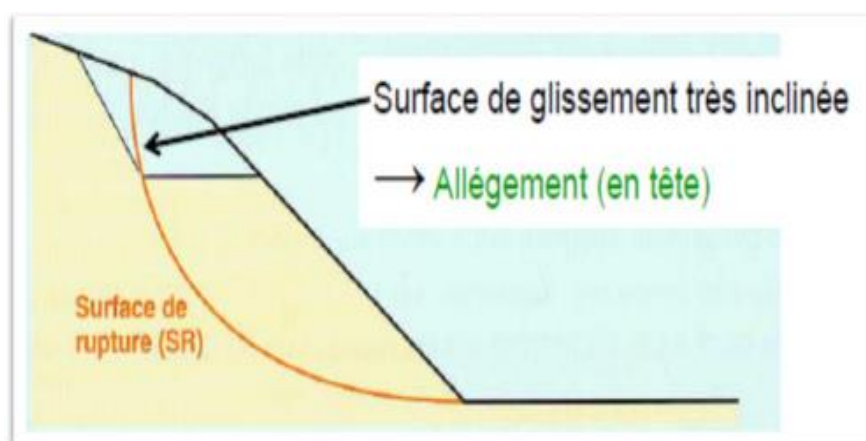


Figure II. 02: Allègement en tête [18].

#### II.2.2.2. Reprofilage

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante, il consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

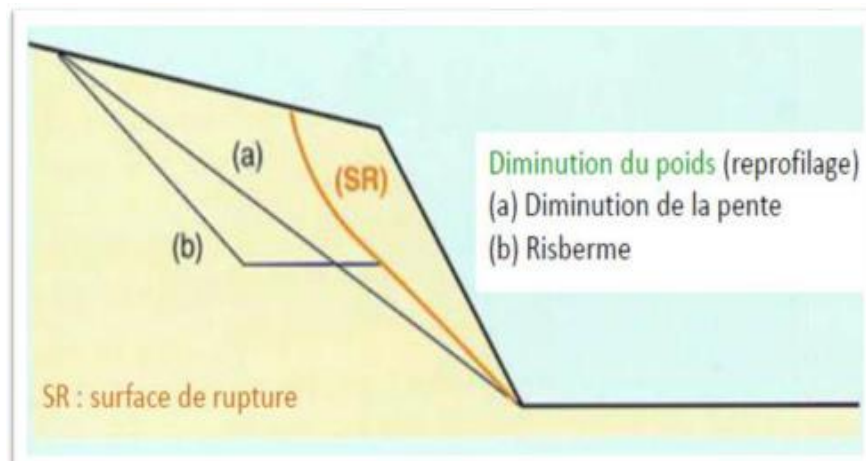


Figure II. 03: Reprofilage [18].

### II.2.2.3. Butée de pied

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

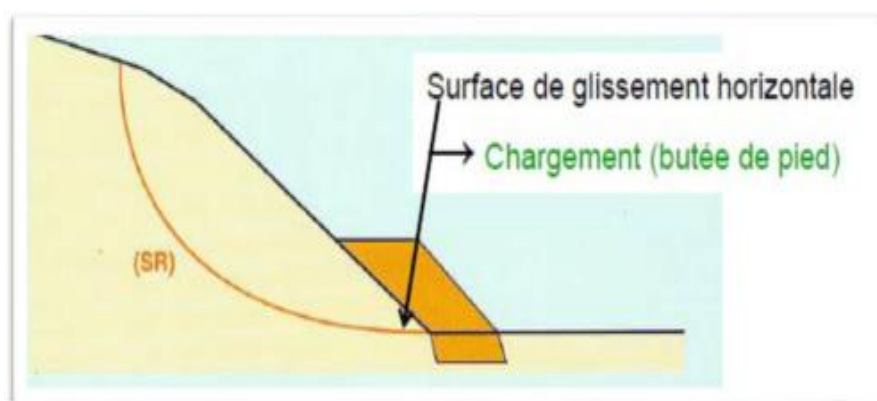
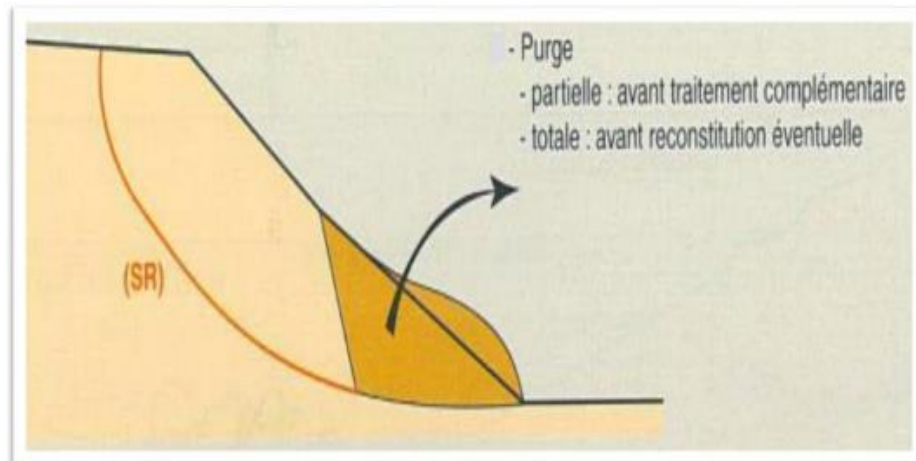


Figure II. 04: Réalisation d'une butée de pied [18].

### II.2.2.4. Purge

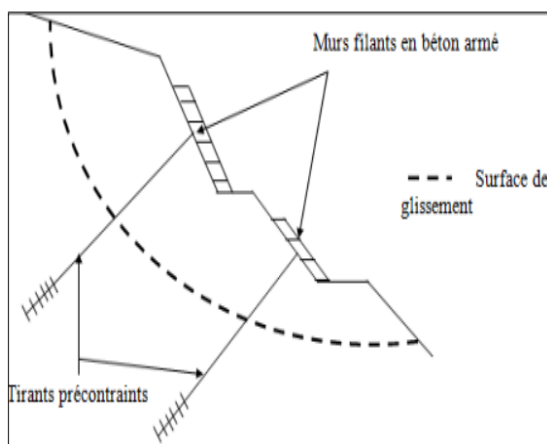
Les techniques de terrassement s'accompagnent de purges du matériau déplacé par le Glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On Peut, dans certain cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise a nu soit stable.



**Figure II. 05:** Purge total [19].

### II.2.3. Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante, c'est un élément actif visant à la stabilisation de pentes en terrain meuble de talus rocheux ou des parois d'une fouille en améliorant les caractéristiques géotechniques globales du terrain. [17]



**Figure II.06:** Confortation par tirants d'ancrages (schéma et photo réel, franki foundations Belgium).

### II.2.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides

Inclusion d'éléments souples ou rigides ou le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La réalisation de cette technique est facile et rapide à mettre en œuvre, et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées:

- ✓ Les clous et micropieux, 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 (futs de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

#### **II.2.4.1. Clous et micro pieux**

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension.



**Figure II.07:** Un versant stabilisé par clouage.

#### **II.2.4.2. Pieux et barrettes**

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique a trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site. [20]

On distingue deux grands groupes de pieux:

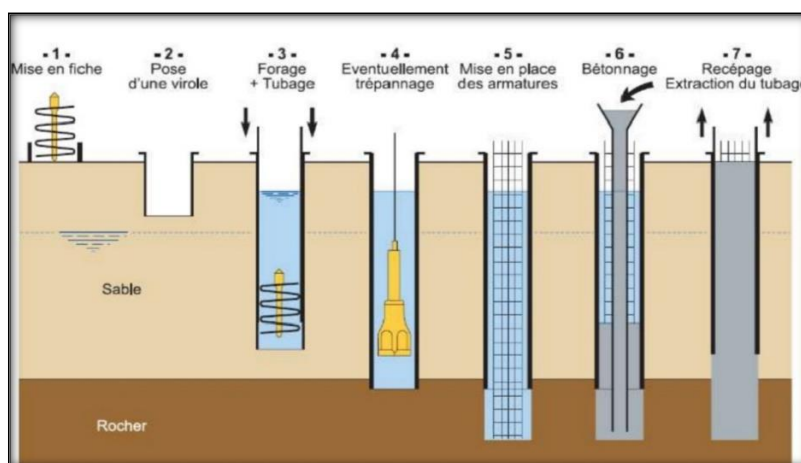
- a) **Pieux battus:** ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.



**Figure II.08:** Exemple de réalisation des pieux battus.

- ✓ Les pieux sont fabriqués en béton précontraint et ils ont des dimensions fixes;
- ✓ Les pieux sont battus dans le sol à l'aide d'un mouton diesel ou hydraulique.

- b) **Pieux forés:** leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu. [21]



**Figure II.09:** Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré.

## II.2.5. Les soutènements

Il existe plusieurs types d'ouvrage destinés à résister à la poussée des terres. On distingue: les ouvrages rigides (murs en béton armé, béton,...), et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches). Les murs de soutènement sont réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids ou leurs rigidités. [20]

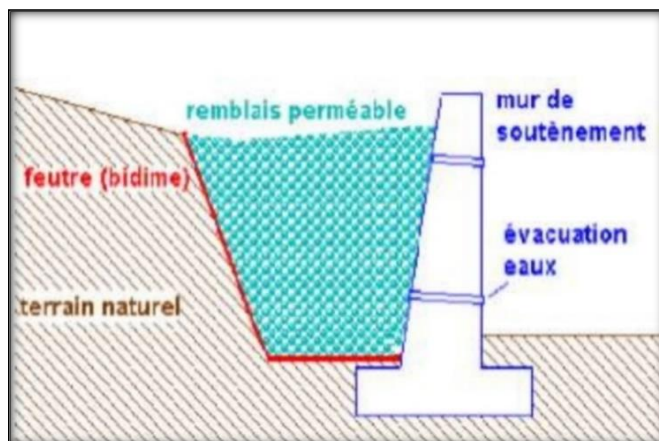


Figure II.10: Mur de soutènement. [20]

### II.2.5.1. Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides peuvent également être utilisés comme type de confortement des glissements, en particulier dans les situations où les pentes sont très abruptes ou où il y a une forte charge à retenir. Voici quelques exemples d'ouvrages rigides utilisés pour conforter les glissements de terrain:

- a) **Piles:** elles sont des éléments verticaux en béton armé ou en acier qui sont ancrés dans le sol pour former une structure solide qui peut résister aux charges importantes. Les piles peuvent être utilisées pour retenir une masse glissante ou pour stabiliser une pente instable.



Figure II.11: Pile préfabriquée en béton armé.

- b) **Parois moulées en béton:** ces sont des ouvrages en béton armé coulés sur place pour former une structure solide qui peut résister aux charges importantes. Les parois moulées en béton (voir la figure II.07) peuvent être utilisées pour retenir une masse glissante ou pour stabiliser une pente instable;

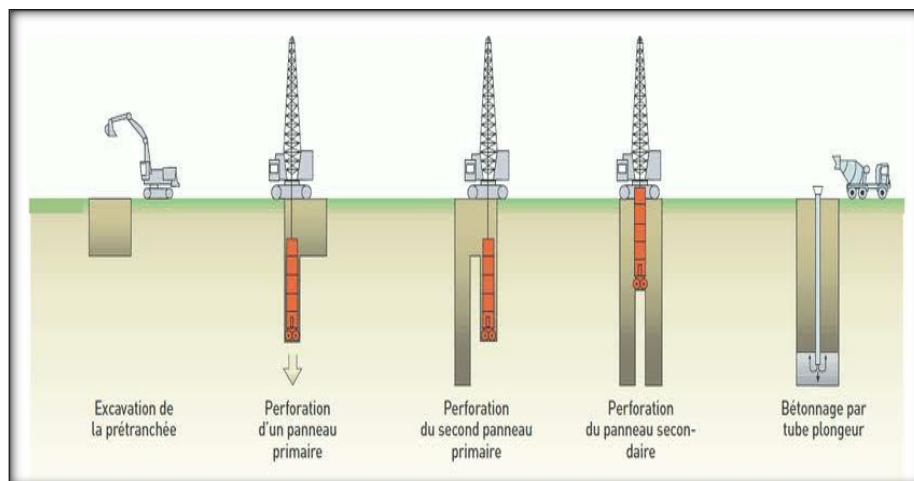


Figure II.12: Exemple de réalisation d'une paroi moulée en béton.

- c) **Murs de soutènement en béton préfabriqué:** ils sont des éléments préfabriqués en béton armé qui sont assemblés sur site pour former une structure solide qui peut résister aux charges importantes. Les murs de soutènement en béton préfabriqué peuvent être utilisés pour retenir une masse glissante ou pour stabiliser une pente instable;



Figure II.13: Mur de soutènement en béton préfabriqué.

- d) **Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés:** murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non). Ces éléments peuvent se présenter sous différentes formes (caissons, poutres,...), être remplis de terre et permettre une végétalisation partielle du parement (voir la figure II.09). [19]



**Figure II.14:** Exemple de réalisation d'un mur en éléments préfabriqués en béton empilés. [19]

- e) **Poutres en béton:** les poutres en béton sont des éléments en béton armé qui sont ancrés dans le sol pour former une structure solide qui peut résister aux charges importantes. Les poutres en béton (voir la figure II.09) peuvent être utilisées pour retenir une masse glissante ou pour stabiliser une pente instable.



**Figure II.15:** Exemple de réalisation d'une poutre en béton.

**N.B:** Il est important de noter que les ouvrages rigides (voir la figure II.11) nécessitent une expertise technique importante pour leur conception et leur mise en œuvre, et doivent être réalisés conformément aux normes de sécurité applicables pour garantir leur stabilité et leur durabilité à long terme.





**Figure II.16:** Exemple de réalisation d'un ouvrage rigide (mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA))).

### II.2.5.2. Les ouvrages souples

Ces ouvrages peuvent être utilisés comme type de confortement des glissements de terrain. Les ouvrages souples ont l'avantage de s'adapter à la géométrie du terrain et d'offrir une meilleure résistance à la rupture en cas de déformation du sol. Voici quelques exemples d'ouvrages souples utilisés pour conforter les glissements de terrain:

- a) **Géotextiles:** ces sont des matériaux en tissu qui sont utilisés pour renforcer le sol et améliorer sa stabilité. Les géotextiles sont installés en couches sur le sol pour augmenter sa résistance à la traction et réduire les mouvements de la masse glissante. De plus, ils peuvent être utilisés seuls ou en combinaison avec d'autres techniques de confortement des glissements de terrain.



**Figure II.17:** Renforcement par géotextile ( K.Zaghouani 15-16 Décembre 2006 ).

- b) **Gabions en géotextiles:** Ces gabions sont des sacs en tissu remplis de pierres qui sont utilisés pour stabiliser des pentes instables. De plus, ils offrent une meilleure résistance à la rupture que

les gabions traditionnels, car le tissu en géotextile offre une meilleure répartition des contraintes dans le sol.



**Figure II.18:** Exemple de réalisation des gabions en géotextiles.

- c) **Systèmes de renforcement en fibre de verre:** ils sont des bandes en tissu renforcées de fibres de verre qui sont collées sur le sol pour renforcer sa stabilité. Ces systèmes de renforcement sont très résistants à la traction, et ils sont particulièrement utiles dans les sols argileux qui ont tendance à se fissurer.

**N.B:** les ouvrages souples offrent une solution économique et efficace pour le confortement des glissements de terrain.



**Figure II.19:** Exemple d'ouvrage souple (Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA))).

**II.2.6. Boisement et reforestation**

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilisation des sols, l'enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissées exposées et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement. En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profondes (arbustes et arbres).[2]



**Figure II.20:** Exemple de végétation.

**II.3. Conclusion**

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement. Dans ce chapitre, on a défini les différentes méthodes de confortements, précisant leur mode de travail et leurs cadres d'application ainsi que leurs propriétés.

Chapitre III: Etude  
géotechnique, géologique et  
hydrogéologique du site  
d'étude

## **Chapitre III: Etude géotechnique, géologique et hydrogéologique du site d'étude.**

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

Dans tout projet de construction, une campagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire. Elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (propriétés du sol, profondeur des couches, niveau de la nappe,...), et de déterminer certains paramètres décrivant le comportement mécanique du sol (résistance, déformation...). Ces paramètres servant à la conception et au calcul des ouvrages géotechniques. Ce chapitre présente l'étude géotechnique, géologique et hydrogéologique du glissement de terrain au niveau de la route RN 12 au PK 123+500 entre Bejaia et Tizi Ouzou.

### **III.2. Reconnaissance du site**

#### **III.2.1. Situation géographique de la région d'étude**

La wilaya de Bejaia est située approximativement à 250Km à l'est d'Alger, elle couvre une superficie de 3268Km<sup>2</sup>. Elle est bordée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est par la wilaya de Jijel, au sud-est par la wilaya de Sétif, à l'Ouest par la wilaya de Bouira, au sud-ouest par la wilaya de Bordj Bou Arreridj, et au nord-ouest par la wilaya de Tizi Ouzou. Les coordonnées géographiques du site étudié sont les suivantes:

- Altitude: 3140m ;
- Latitude: 36°43' 09.46"N;
- Longitude: 4° 38' 43.23" E.

Le site de notre étude est situé à 40Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, sur la RN12 traversant une zone montagneuse à pentes raides dans la région d'Adekar. Le site du glissement est localisé sur la RN 12 au PK 123+500 à mi-hauteur du versant, doté de pentes moyennes à élevées et présentant une topographie irrégulière. De plus, il est situé près de l'intersection menant vers le village Hallafa, Beni Ksila et il est limité à l'ouest par une station de service et tout autour par des terrains montagneux. La figure ci-dessous montre la situation géographique de notre zone de glissement.



Figure III.01: Situation géographique du glissement de terrain.

### III.2.2. Topographie

L'étude topographique du site permet notamment de connaître la bonne répartition et d'obtenir une image de la terre, sa formation, ses pentes et ses limites naturelles, en particulier le fonctionnement du réseau hydrologique. Souvent, les cartes topographiques à petite échelle sont approximatives pour repérer un accident localisé. Il en est de même des plans cadastraux sans côtes

altimétriques. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur dans lequel se situe la zone instable, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés. Il est toujours prudent lorsqu'on entreprend des travaux importants (notamment des terrassements) sur un versant en principe stable, de mettre préalablement en place des repères géométriques, et d'en faire des levés réguliers en cours des travaux. On peut ainsi détecter une amorce de mouvement et donc intervenir à temps pour limiter son développement.

La ville de Bejaia elle-même est située sur la plaine côtière entre les montagnes de Gjurdjura et la mer Méditerranée. La plaine est parsemée de collines offrant des vues panoramiques sur la ville et ses environs. Enfin, la topographie de Bejaia se caractérise par une combinaison de montagnes, de collines et de plaines côtières, offrant une grande variété de paysages naturels, avec une topographie accidentée qui varie d'une région à l'autre.

La section de la route du glissement étudié, présente un profil en (déblai, remblai), la dénivelée entre le niveau de la chaussée et le pied du talus aval présente une hauteur maximale de 10 m, et une pente de 1V/2.5H voir aussi le talus côté amont la dénivelé max et de 15m avec une pente de 1V/2H.

### III.2.3. Géologie du site de glissement

La zone d'étude se situe au sud-ouest de la wilaya de Bejaia, et elle fait une partie du domaine kabyle ou chaînes littorales kabyles. Ces dernières sont représentées par les deux massifs anciens de grande et petite Kabylie constitués d'anciennes roches métamorphiques et leur couverture sédimentaire, avec quelques affleurements de roches éruptives récentes dans la région. Les dépôts mésozoïques et cénozoïques participent à la construction géologique de la région qui se caractérise par une tectonique glissante et disjonctive des plus complexes.

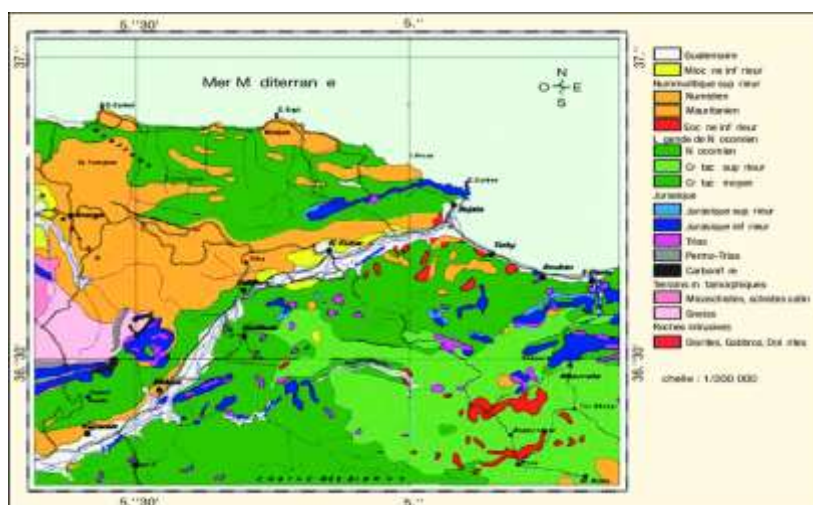


Figure III.02: Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000.[1]

**III.2.4. Situation hydrogéologique du site de glissement**

L'importance du réseau hydrographique de la zone d'étude, ainsi que la morphologie du site qui constitue un couloir naturel et une forte dépression, favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux de ruissellement, cela est à l'origine de l'augmentation de la teneur en eau du sol et la diminution de ses caractéristiques physico-mécaniques, provoquant ainsi les glissements de terrain. Le massif rocheux accumule l'eau de pluie et alimente régulièrement une nappe qui circule dans les éboulis dont la matrice argileuse subit les effets d'altération par suite, une diminution de la cohésion.

Sur le plan hydrogéologique proprement dit, de nombreux indices témoignent de la présence d'eau souterraine dans un milieu marneux généralement connu pour sa faible perméabilité. Les terrains qui favorisent cette infiltration sont les marnes schisteuses et les argilites, ces dernières renferment des niveaux plus remaniés. L'infiltration des eaux de surface dans ces terrains est rendue possible par leur altération, décompression, et notamment par les fentes de retrait qui découpent profondément le terrain, au cours de la saison chaude. Cette infiltration est par ailleurs aidée par la présence de discontinuités héritées de la tectonique (fissures, diaclases), et l'existence de niveaux schisteux, plus perméables.

**III.2.5. Situation hydrologique du site de glissement**

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux.

**III.2.6. Climatologie du site de glissement**

Bien que de nombreux glissement de terrains dans la région, soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes; tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées. La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations. L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements de terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

La région de Bejaïa est marquée par une pluviométrie annuelle de l'ordre de 854mm, avec un maximum moyen de 154mm au mois de Décembre. Tandis que, le minimum est de 9mm enregistré en Juillet. Les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver, de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Août représentent les mois secs. En raison de cette

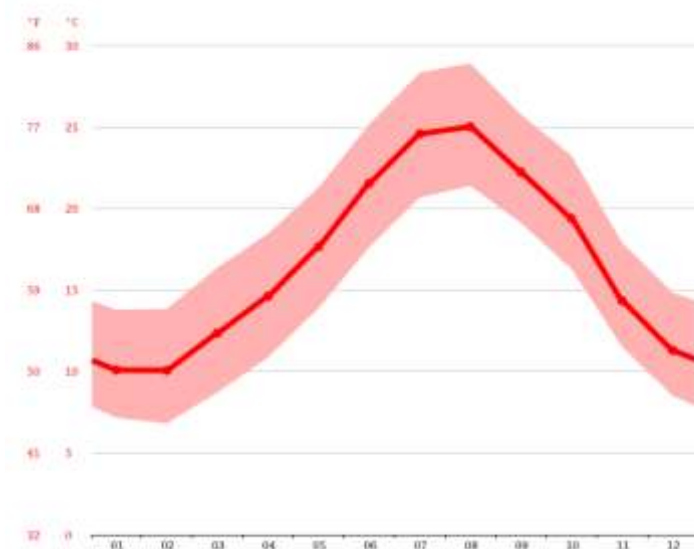


répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de fortes précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

#### a) Les températures

La température est également un élément fondamental, en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux. La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 36°C); cette augmentation de températures entraîne une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fissures de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint.

Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fissures de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains une fois la saturation des sols atteinte. En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fissures de retraits plus ou moins importantes; donc lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement engloutie dans les fentes de retraits, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.



**Figure III.03:** Courbe de variation de température de la wilaya de Bejaia.

### III.3. Causes principales du glissement

Après une analyse visuelle du terrain sur plusieurs aspects (morphologie, hydrologie, géométrie....) nous pouvons résumer les premiers éléments de réponse relatifs aux causes du glissement:

- ✓ Morphologie du terrain défavorable (pente et hauteur coté amont);
- ✓ Régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles et stagnation d'eau);
- ✓ Présence de plusieurs sources d'eau en amont et manque d'entretien du réseau d'assainissement;
- ✓ Absence et/ou insuffisance du dispositif de drainage du talus;
- ✓ Sensibilité de la nature du terrain;
- ✓ Absence du confortement du talus côté aval;
- ✓ Autres: Trafic routier, sismicité de la région et apport des matériaux extérieure sur le talus. [23]

#### III.3.1. Quelques dégradations des structures sous l'effet de glissement

L'instabilité du terrain se manifeste principalement au niveau de la partie amont du talus avec la présence d'escarpement en haut talus d'environ 60cm et un bourrelet au pied du talus amont (voir la figure III.04), ainsi des fissures de traction de forme oblique suivi par des affaissements sur la chaussée de moyen ampleur, s'étalant sur environ 150m de longueur (voir la figure III.05), avec une ouverture des lèvres plus au moins importante (2 à 3cm environ), celle-ci a été masquée par un bitume appliqué récemment. Les figures ci-dessous montrent quelques dégradations provoqués sous l'effet de notre glissement.



A



B

**Figure III.04:** Instabilité du gabion suite à la poussée du talus côté amont.



**Figure III.05:** Affaissement et fissures de traction le long de la chaussée sur 170m de linéaire.

La zone étudiée s'étale sur un linéaire global d'environ d'une cents soixante-dix de mètres sur la chaussée (coté aval) et d'une quarantaine de mètres sur la partie amont de la route (voir la figure III.06)



**Figure III.06:** La morphologie du terrain et les instabilités constatées lors de la visite.

De plus, il n'y a aucun autre signe d'instabilité, ou de dégradation apparente sur le talus aval (figure III.07 et III.08) sauf les gabions de soutènement existants sont perturbés et déformés par le glissement de la partie amont de la route.



**Figure III.07:** Poteau électrique stable non affecté par le glissement côté aval.



**Figure III.08:** L'état du talus côté aval de la chaussée avec absence de déplacement visible du terrain.

#### III.4. Étude géotechnique du site de glissement

D'après le rapport d'étude géotechnique de notre site de glissement, leur programme de reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire SNC BOUNIA a comporté les investigations suivantes:

- Trois (03) sondages carottés de 12m, 20m et 13.50m de profondeur implantés sur toute la zone;

- Trois (03) sondages pressiométriques de 15m de profondeur chacun avec réalisation des essais à chaque pas de 2m;
- Quatre (04) essais au pénétromètre dynamique lourd.

Selon les essais in situ et en laboratoire sur les sols des sondages carottés, on a obtenu que les lithologies des sols étudiés sont comme ci-après:

**a) Sondage N° 01**

- 0,00m – 3,00m: Remblais;
- 3,00m – 5,00m: Eboulis à blocs à matrice argileuses;
- 5,00m – 8,00m: Argiles gravelo-caillouteuses;
- 8,00m – 11,00m: Marnes schisteuses altérées et friables;
- 11,00m – 12,00m: Grés intercalés avec des schistes.

**b) Sondage N° 02**

- 0,00m – 1,00m: Remblais;
- 1,00m – 3,00m: Eboulis à blocs à matrice argileuses;
- 3,00m – 8,00m: Argiles gravelo-caillouteuses;
- 8,00m – 14,00m: Grés intercalés avec des pélites;
- 14,00m – 19,00m: Marnes schisteuses associées avec des marnes argileuses grises;
- 19,00m – 20,00m: Grés intercalés avec des schistes.

**c) Sondage N° 03**

- 0,00m – 2,50m: Remblais;
- 2,50m – 3,50m: Eboulis à blocs à matrice argileuses;
- 3,50m – 4,00m: Argiles gravelo-caillouteuses;
- 4,00m – 10,00m: Grés intercalés avec des pélites;
- 10,00m – 13,50m: Marnes schisteuses altérées et friables de couleur grise.

L'analyse des coupes de sondages carotté montrent que le sous-sol est constitué par des remblais, une nappe d'éboulis à blocs à matrice argileuse, une couche d'argile gravelo-caillouteuses reposant sur une formation flysch composé de grés et marnes schisteuses associées avec des pélites noires à grises.



**Figure III.09:** Implantation d'un point de sondage carotté.

## **III.5. Essais in situ et en laboratoire**

### **III.5.1. Essais in situ**

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

#### **a) Essais aux pénétromètres dynamiques**

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer par battage un train de tiges dans le sol à chaque 20cm à l'aide d'un marteau normalisé. Les essais pénétrométriques P<sub>1</sub>, P<sub>3</sub> et P<sub>4</sub> ont été poussés jusqu'aux refus. Ces derniers ont été obtenus à 5.0m, 2.40m et 2.80m de profondeur. L'essai pénétrométrique P<sub>2</sub> a été poussé jusqu'à 5.20m de profondeur sans obtenir le refus.



**Figure III.10:** Implantation d'un point de sondage pénétrométrique.

**Tableau III.01:** Résultats de l'essai au pénétromètre dynamique sur les sols du site de glissement.

Essais	Profondeur	Résistance au point (Rp) en bars
<b>PDL<sub>1</sub></b>	0,00m – 1,40m	80
	1,40m – 3.40m	40
	3,40m – 5,00m	> 160
<b>PDL<sub>2</sub></b>	0.0 - 5.20m	70
<b>PDL<sub>3</sub></b>	0.00 - 1.40m	90
	1.40 - 1.80m	> 160
	1.80 - 2.00m	90
	2.00 - 2.40m	160
<b>PDL<sub>4</sub></b>	0.00 - 1.20m	50
	1.20 - 2.40m	85
	2.40 – 2.80m	> 160

### b) Essais pressiométriques

Trois (03) sondages pressiométriques de 15m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés, afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais pressiométriques et la lithologie du terrain. Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants:

- Module pressiométrique E;
- Pression de fluage Pf;
- Pression limite Pl.

Des essais pressiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées.



**Figure III.11:** Implantation d'un point de sondage pressiométrique.

Les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques sont insérés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.02:** Résultats du sondage pressiométrique N° 01.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bars)	E/PL
2	39,87	5,19	7,68
4	98,34	6,86	14,34
6	196,88	11,62	16,94
8	152,24	15,31	9,94



<b>10</b>	459,74	23,07	19,93
<b>12</b>	502,74	30,91	16,25
<b>14</b>	889,21	40,80	21,79
<b>15</b>	567,56	49,83	11,39

Tableau III.03: Résultats du sondage pressiométrique N° 02.

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Module de déformation E (bar)</b>	<b>Pression limite Pl (bars)</b>	<b>E/PL</b>
<b>2</b>	190,36	5,33	35,71
<b>4</b>	189,06	6,62	28,56
<b>6</b>	93,91	8,31	11,30
<b>8</b>	397,71	12,06	32,98
<b>10</b>	199,71	13,53	14,74
<b>12</b>	100,94	19,63	5,14
<b>14</b>	480,58	32,24	14,91
<b>15</b>	972,32	45,09	21,56

Tableau III.04: Résultats du sondage pressiométrique N° 03.

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Module de déformation E (bar)</b>	<b>Pression limite Pl (bars)</b>	<b>E/PL</b>
<b>2</b>	28,14	5,09	5,53
<b>4</b>	133,36	6,85	19,47
<b>6</b>	191,67	11,99	15,99
<b>8</b>	213,05	15,23	13,99
<b>10</b>	324,86	22,81	14,24
<b>12</b>	412,2	33,24	12,40
<b>14</b>	737,81	40,35	18,29
<b>15</b>	1262,86	49,41	25,56

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pression limites jusqu'à 6m puis deviennent moyennes à élever le long de la profondeur investiguée. Les essais pressiométriques sont difficiles à réaliser suite aux problèmes d'éboulement des parois des trous de forage et la nature gravelou-caillouteuses.

### III.5.2. Essais au laboratoire

Les essais de laboratoire sont à l'intersection de différents métiers: géologue, géotechnicien, géophysicien, hydrogéologue,... et sont un élément essentiel des programmes de reconnaissance du sous-sol pour définir le modèle géotechnique nécessaire au projet de génie civil.

#### a) Essais d'identification

Des échantillons intacts et remaniés prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires à savoir.

- Mesure de la teneur en eau (NF P 94-050);
- Mesure de la densité (NF P 94-064);
- Analyse granulométrique (NF P 94-056);
- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande (NF P 94-071-1);
- Essais à la compression simple (NF P 94-077);
- Analyses chimiques du sol (NF P 18-011).

Les résultats des essais labo sont regroupés aux tableaux ci-dessous.

**Tableau III.05:** Résultats des essais d'identification physique et mécanique.

PK 123+500		SC01 4.50-4.70	SC01 9.5-10.0m	SC01 11.5-11.8m
Teneur /Eau Wn %		15.35	17.32	1.90
Densité Sèche (T/M3)		1.79	1.84	2.13
Densité Humide (T/M3)		2.07	2.16	2.17
Degré de saturation (Sr%)		82.14	100	19.15
Granularite et sédimentométrie (%) Tamisât	2mm	50.61	73.26	/
	80µm	6.67	30.23	/
Résistance à la Compression (Roche)	Re (bar)	/	/	375

PK 123+500		SC02 4.50- 5.m	SC02 15- 15.5m	SC02 19.2- 19.3m	SC03 2.8-3.0m	SC03 12.2- 12.5m
Teneur /Eau Wn %		19.05	18.20	2.09	15.45	20.05
Densité Sèche (T/M <sup>3</sup> )		1.71	1.70	2.13	1.75	1.72
Densité Humide (T/M <sup>3</sup> )		2.04	2.01	2.17	2.02	2.07
Degré de saturation (Sr%)		89.35	83.61	20.88	76.80	95.67
Granularite Et Sédimentométrie % Tamisat	2mm	59.60	76.67	/	56.09	60.29
	80μ	33.88	43.33	/	23.30	17.65
Cisaillement à la boite	C <sub>uu</sub> bars	/	0.15	/	/	/
	Ø UU°	/	12	/	/	/
Résistance à la Compression (Roche)	Rc (bars)	/	/	445	/	/

Tableau III.06: Résultats des analyses chimiques des sols.

Désignation		Teneur en % par rapport au matériau sec			Teneurs en anions de sulfates
Echantillons		Insolubles	Carbonates	Gypses	So <sub>4</sub> <sup>-</sup> mg/kg
Sondage N° 01	5,00m – 5,20m	52,20	26,30	Néant	Néant
Sondage N° 02	3,00m – 3,10m	53,70	22,60	Néant	Néant
Sondage N° 03	3,60m – 3,80m	59,60	31,10	Néant	Néant

## b) Interprétation des résultats des essais

Les analyses granulométrique indiquent des sols grenus car moins de 50% des éléments passent au tamis 80μm:

- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes;
- Ces sols ont donné des densités sèches moyennes à élevées.

1. L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé a donné les valeurs suivantes:

$$C_{uu} = 0,15 \text{ Bars}$$

$$\varphi_{uu} = 12^\circ$$

2. Les essais de résistance à la compression simple ont donné des valeurs  $R_c$  élevées.
3. D'après la norme NF 18-011 du 06/92, les résultats des analyses chimiques indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique de l'infrastructure.

### c) Niveau de la nappe phréatique

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. Mais aucun levé piézométrique n'a été enregistré au niveau des sondages carottés exécutés par le laboratoire. Néanmoins, la nature géologique des terrains en surface (éboulis) laisse supposer une circulation d'eau qui dépend de la pluviométrie forte de la région et la présence des sources naturelles.

Une présence des puits en amont et écoulements d'eaux qui proviennent de la station d'essence au voisinage du site le long du bord de chaussée (voir la figure III.13), aussi une stagnation d'eau au pied talus (voir la figure III.12), cela signifie l'instabilité due à la perte de la caractéristique physico-mécanique du terrain.



**Figure III.12:** Présence d'eau avec stagnation d'eau au pied du talus aval durant toute l'année.



**Figure III.13:** Désordres de l'instabilité du talus côté amont avec stagnation d'eau.



**Figure III.14:** Présence des zones de stagnation des eaux en amont.

### III.6. Sismicité du site

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain: glissements de terrain, écoulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ses effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes. La sismicité correspond à la répartition plus ou moins concentrée des séismes. Pour cela des techniques de localisation des séismes ont été développées, afin de déterminer au mieux les zones à risques et faute de pouvoir supprimer les tremblements de terre de s'y adapter.

D'après le document technique réglementaire Algérien «RPA99» révisé en 2003, le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante:

- **Zone 0:** Sismicité négligeable;
- **Zone I:** Sismicité faible;
- **Zone IIa:** Sismicité moyenne;
- **Zone IIb:** Sismicité élevée;
- **Zone III:** Sismicité très élevée.

Notre site d'étude est situé à Bejaia qui est classée dans la zone IIa (sismicité faible). Il est caractérisé par une activité tectonique se manifestant sous forme de séismes de magnitudes faible.



Figure III.15: Carte de zonage sismique de l'Algérie. [22]

### III.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la commune d'Adakar sur le plan géologique, topographique, hydrologique et hydrogéologique. De plus, l'étude géotechnique doit permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite, donner des informations sur les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques de chaque couche. Enfin, les résultats qui nous ont permis la classification sismique du site selon le RPA/2003 ont été présentés.

# Chapitre IV: Etude de stabilité du site (calcul manuel)

## Chapitre IV: Etude de stabilité du site (calcul manuel)

### IV.1. Introduction

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement en trouvant la ligne de glissement la plus défavorable tout en respectant strictement la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques des remblais. On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus:

- Les méthodes des éléments finis;
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Ce chapitre est présenté les résultats de calcul manuel de notre glissement par les méthodes d'équilibres limites de Fellenius et Bishop.

### IV.2. Analyse du glissement par calcul manuel

Pour faire le calcul manuel du glissement par les méthodes de tranches, on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, dues il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tel que  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  qui prend en considération la valeur de  $\varphi \neq 0$  ;  $C' \neq 0$  et  $\beta < 53^\circ$ . [19]

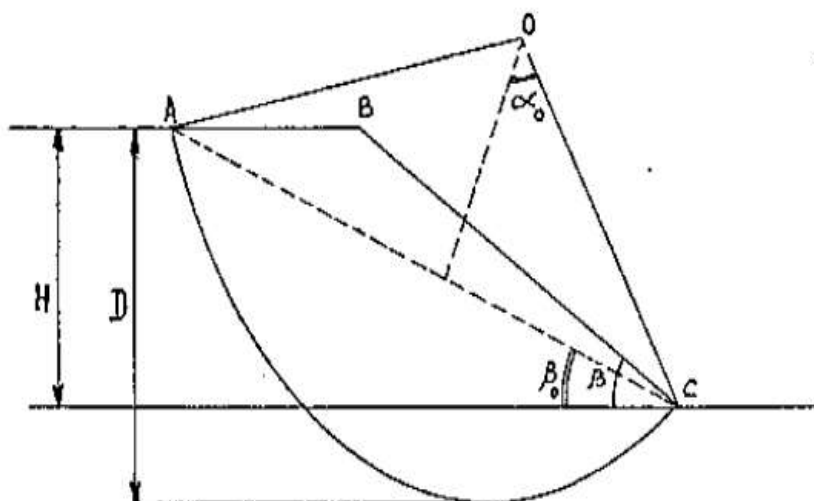


Figure IV.01: Cercle du pied pour le talus doux. [19]

Pour le calcul du coefficient de sécurité, on applique les méthodes de tranches (Fellinius et Bishop) basée sur les données du tableau (IV.01).



Tableau IV.01: Caractéristiques géotechniques des couches du talus.[22]

Couches	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Remblais	20	5	20
Eboulis argileux	19	12	15
Argile-gravelo	19	15	19
Marne schisteuse	20	20	10
Grés intercalé	20.5	18	15
Gabion	24	50	35

IV.2.1. Coordonnées du cercle de glissement

- ❖ Centre: X = 443.1 m, Y = 47.19 m
- ❖ Rayon: R = 53.94 m
- ❖ Largeur totale: L = 65.8m
- ❖ Largeur de la tranche: b = 6.58m

D’après l’abaque ci-dessous, on peut trouver les valeurs des angles  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  en fonction de l’angle de talus  $\beta = 21^\circ$ , et de l’angle de frottement interne  $\phi = 12^\circ$ . Donc, on a obtenu que:  $\beta_0 = 19^\circ$  et  $\alpha_0 = 38^\circ$ .

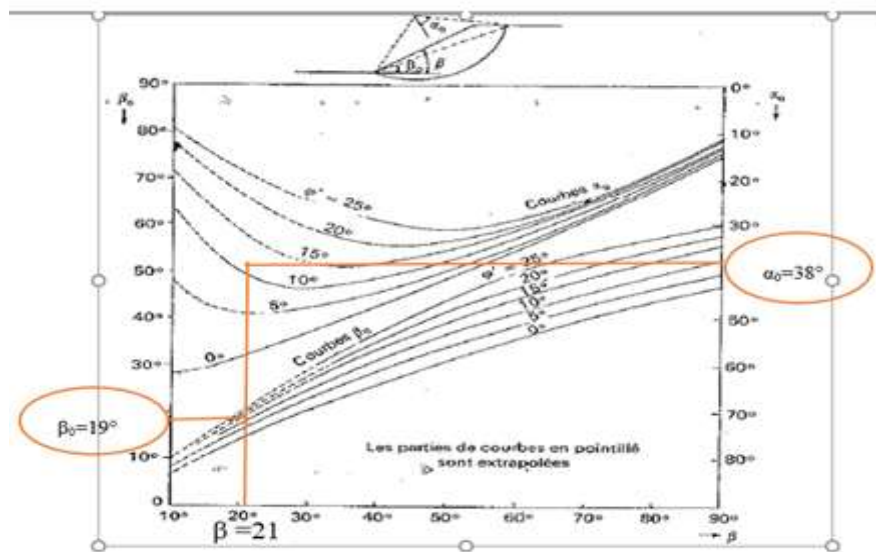
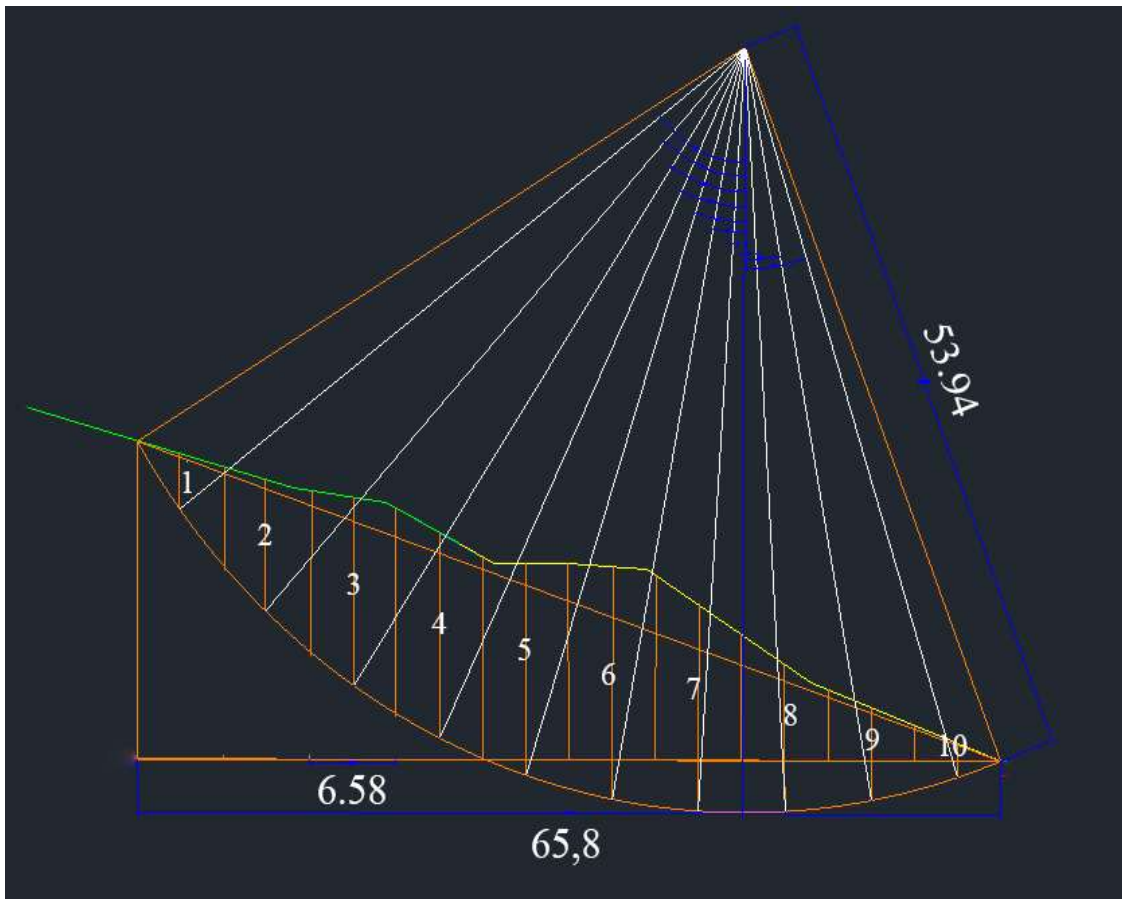


Figure IV.02: Abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.



**Figure IV.03:** Calcul du cercle de glissement par les méthodes de tranches.

#### IV.2.2. Calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius

Nous utilisons l'équation suivante pour calculer le coefficient de sécurité (Fs):

$$F_s = \frac{\sum_1^n [C_i L_i + (W_i \cos \alpha_i) \tan \phi_i]}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i}$$

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.02: Résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N <sup>bre</sup> de couches	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	$L_i = b / \cos \alpha_i$ (m)	H (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$W_i = \gamma.H.b$ (KN/m)	C	$\phi$	$CL + (W_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi$	$W_i \cdot \sin \alpha_i$
1	53	6.58	10.93	3.84	19	480.07	15	15	241.36	398.53
2	42	6.58	8.85	9.32	19.33	1185.42	16	13	344.98	813.71
3	33	6.58	7.84	13.25	19.33	1685.28	16	13	451.87	941.61
4	25	6.58	7.26	14.51	19.33	1845.54	16	13	502.31	800.13
5	18	6.58	6.91	14.98	19.70	1941.79	14	16	626.28	649.69
6	11	6.58	6.70	16.44	19.70	2131.05	14	16	693.64	440.26
7	4	6.58	6.59	14.58	19.70	1889.94	14	16	632.87	142.74
8	-3	6.58	6.58	10.41	19.70	1349.40	14	16	478.52	-76.46
9	-10	6.58	6.68	6.57	19.62	848.18	12.5	16	323.01	-160.87
10	-18	6.58	6.91	2.44	19.33	310.34	10.5	18	168.45	-102.30
<b>Total</b>									<b>4463.29</b>	<b>3847.04</b>

Donc, la valeur du coefficient  $F_s$  est égal à:

$$F_s = \frac{4463.29}{3847.04} = 1.16$$

### IV.2.3. Calcul par la méthode de Bishop

On utilise l'équation suivante pour calculer  $F_s$ :

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{(C_i \cdot b + (W_i \cdot \tan \phi_i))}{\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F_s \text{fellenius}})}}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec; la valeur du  $F_s$  obtenu par la méthode de Fellenius est égal à 1,16.

Le  $F_s$  est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont présentés au tableau ci-après.

Tableau IV.03: Résultats de calcul par la méthode de Bishop.

N <sup>bre</sup> de couches	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	H (m)	$W_i = \gamma.H.b$ (KN/m)	C	$\phi$	$(c.b_i + W_i.tan\phi) / [\cos\alpha_i(1 + tan\alpha_i.( \frac{tan\phi}{F_{sfellenius}} ))]$	$W_i.sin\alpha_i$
1	53	6.58	3.84	499.02	15	15	295.57	398.53
2	42	6.58	9.32	1216.08	16.5	13	444.27	813.71
3	33	6.58	13.25	1728.87	16.5	13	536.08	941.61
4	25	6.58	14.51	1893.28	16.5	13	550.94	800.13
5	18	6.58	14.98	2102.46	14	16	676.42	649.69
6	11	6.58	16.44	2307.37	14	16	732.65	440.26
7	4	6.58	14.58	2046.32	14	16	668.98	142.74
8	-3	6.58	10.41	1461.05	14	16	518.48	-76.46
9	-10	6.58	6.57	926.43	12.5	16	369.36	-160.87
10	-18	6.58	2.44	331.05	10.5	18	219.56	-102.30
<b>Totale</b>							<b>5012.31</b>	<b>3847.04</b>

Après les calculs, on a trouvé que la valeur de FS égale à:

$$F_s = \frac{5012.31}{3847.04} = 1.30$$

### IV.3. Récapitulatif des résultats obtenus

Le tableau ci-après résume les valeurs du coefficient de sécurité calculé par différents méthodes.

Tableau IV.04: Valeurs de FS calculés par les méthodes de Fellenius et Bishop.

Fellenius	Bishop
1.16	1.30

### IV.4. Interprétation des résultats obtenus

Les méthodes de tranches (Fellenius et Bishop) sont les plus simples et les plus pratiques en raison de la facilité de mise en œuvre et de découverte, les résultats donnent toujours les meilleurs résultats pour le facteur de sécurité. A partir des résultats obtenus au tableau (IV.04); on a remarqué ce qui suit:

- Le coefficient de sécurité  $F_s$  calculé par la méthode de Bishop est plus élevé que celui calculé par la méthode de Fellenius;
- Les deux coefficients de sécurité  $F_s$  (calculés par Bishop et Fellenius) sont inférieurs à 1.5, c'est-à-dire le talus est instable.

### **IV.5. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons étudié la stabilité des talus en utilisant deux importantes méthodes de calcul manuel: la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop. Ces méthodes sont particulièrement recommandées pour les talus hétérogènes ou lors de l'étude des talus en présence de la nappe phréatique. Les résultats obtenus ont révélé que le talus est instable.

# Chapitre V: Modélisation numérique du problème

## Chapitre V: Modélisation numérique du problème

### V.1. Introduction

La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans les domaines sans exception. L'objectif de la modélisation «au sens large» en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. Il existe plusieurs logiciels de calcul de stabilité des pentes (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour notre cas d'étude, les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel PLAXIS 2D.

### V.2. Présentation du logiciel de simulation Plaxis 2D

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux, trois, n dimensions spécialement conçu pour l'analyse de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les conditions réelles peuvent être représentées par des déformations planes ou des modèles asymétries. À l'aide d'une interface graphique pratique, le programme permet aux utilisateurs de générer rapidement des modèles géométriques et des maillages d'éléments finis sur des sections verticales de structures ou de pentes à étudier. Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'université technique de Delft, en Hollande. La première version de Plaxis a été publiée par Windows qui permet de traiter différents types des problèmes géotechniques (fondation, tunnels, ouvrages de soutènement, glissement,...). Le logiciel PLAXIS permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds. Dans notre cas, nous avons choisi pour la modélisation du talus l'élément triangulaire à 15 nœuds. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes:

- ✚ **PLAXIS-Input:** Ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création, et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales;
- ✚ **PLAXIS-Calculation:** Ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis;
- ✚ **PLAXIS-Output:** Programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes);
- ✚ **PLAXIS-Curves:** Permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple: des courbes de déplacements.

#### V.2.1. Système d'options du code PLAXIS

Le système d'options par défaut et des solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

#### **a) Entrée des données**

##### **➤ Définition graphique de la géométrie du modèle**

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

##### **➤ Génération automatique du maillage**

PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

##### **➤ Conditions aux limites**

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

##### **➤ Contraintes initiales dues au poids des terres**

Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité l'option  $K_0$ , est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

##### **➤ Chargement**



Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

**b) Comportement du sol****➤ Base de données des propriétés des matériaux**

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

**➤ Régime d'écoulement permanent**

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution: les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

**➤ Calcul du réseau d'écoulement**

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

**➤ Surpressions interstitielles**

PLAXIS distingue les comportements drainé ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

**c) Fonctions des calculs**

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

**d) Analyse des résultats**

Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats de calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

➤ **Déformation**

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme du maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

➤ **Contraintes**

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

### V.2.2. Modèles de comportement utilisé au PLAXIS

Parmi les modèles de comportement de sol utilisés dans Plaxis sont les suivants:

**a) Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_U = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young: le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation suivante:

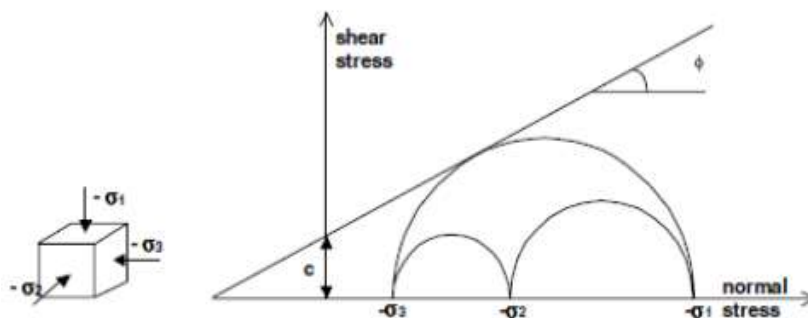
$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. [8]

**b) Modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par:  $\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$

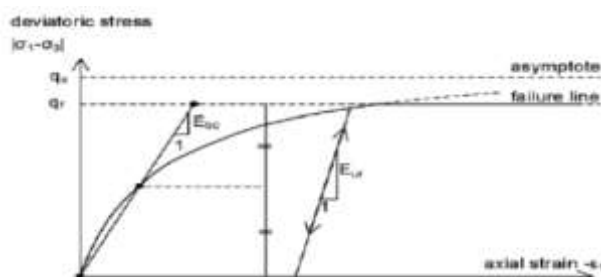
Où,  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement,  $c$  et  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.



**Figure V.01:** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [23]

### c) Modèle de durcissement par écouissage isotropique ‘Hardening -Soil model’ (HSM)

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou ‘Hardening -soil model’ est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr -Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l’angle de frottement, la cohésion,  $c$  est l’angle de dilatance,  $\psi$ . [24]



**Figure V.02:** Représentation du Hardening Soil Model. [23]

La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l’utilisation de trois différents paramètres de rigidité: la rigidité de chargement triaxiale,  $E_{50}$ , la rigidité de déchargement triaxiale,  $E_{ur}$  et la rigidité de chargement oedométrique,  $E_{oed}$ . Par rapport au modèle de Mohr – Coulomb, le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression. [24]

#### ➤ Paramètres du HSM

##### ✚ Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

**c:** Cohésion; [KN/m<sup>2</sup>]

**φ:** Angle de frottement; [°]

**ψ:** Angle de dilatance. [°]

✚ Paramètres de rigidité

**Eref50:** Module sécant dans un essai triaxial; [KN/m<sup>2</sup>]

**Erefoed:** Module tangent dans un essai oedométrique; [KN/m<sup>2</sup>]

**m:** Puissance (environ 0,58 pour les sables). [-]

**d) Modèle pour sols «mous» (soft soil model)**

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'érouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne, alors que sous l'effet cette pression, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles. Le SSM n'est pas valable pour les interfaces, il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb. Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de  $c$  et  $\phi$ . En résumé, les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants:

- $\lambda^*$ : Indice de compression; [-]
- $\kappa^*$ : Indice de gonflement; [-]
- $c$ : Cohésion; [KN/m<sup>2</sup>]
- $\phi$ : Angle de frottement; [°]
- $\psi$ : Angle de dilatance. [°]

**e) Modèle pour sols «mous» avec effet du temps (soft soil creep model)**

Le SSCM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais par la consolidation secondaire: celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables), elle est caractérisée par le paramètre  $C\alpha$  et génère ce qui est appelé la quasi pré-consolidation dans des sols déposés depuis longtemps [19]

➤ Paramètres du SSCM

✚ Le paramètre de fluage est  $\mu^*$  défini par:

$$\mu^* = \frac{C\alpha}{2.3(1+e)}$$

**✚ Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb:**

<b>c:</b> Cohésion;	[KN/m <sup>2</sup> ]
<b>φ:</b> Angle de frottement;	[°]
<b>ψ:</b> Angle de dilatance.	[°]

**✚ Paramètres de consolidation:**

<b>κ*:</b> Indice de gonflement	[-]
<b>λ*:</b> Indice de compression	[-]
<b>μ*:</b> Indice de fluage	[-]

**V.2.3. Modélisation numérique**

Notre travail consiste à modéliser le glissement de terrain sur la RN 12 au PK123+500 à la wilaya de Bejaia commune Adakar sous l'effet des conditions de site. Une étude paramétrique sera également introduite pour permettre une bonne analyse de la rupture du talus à l'aide du logiciel PLAXIS 2D spécialement conçu pour l'étude des problèmes géotechniques du sol.

**V.2.3.1. Étape de modélisation**

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet ci-dessous.

**➤ Présentation du modèle étudié**

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure (V.03), la hauteur du talus  $H = 55\text{m}$ , largeur du talus égale à  $L = 90.5\text{m}$ , et une surcharge de la route est de  $10\text{KPa}$ .

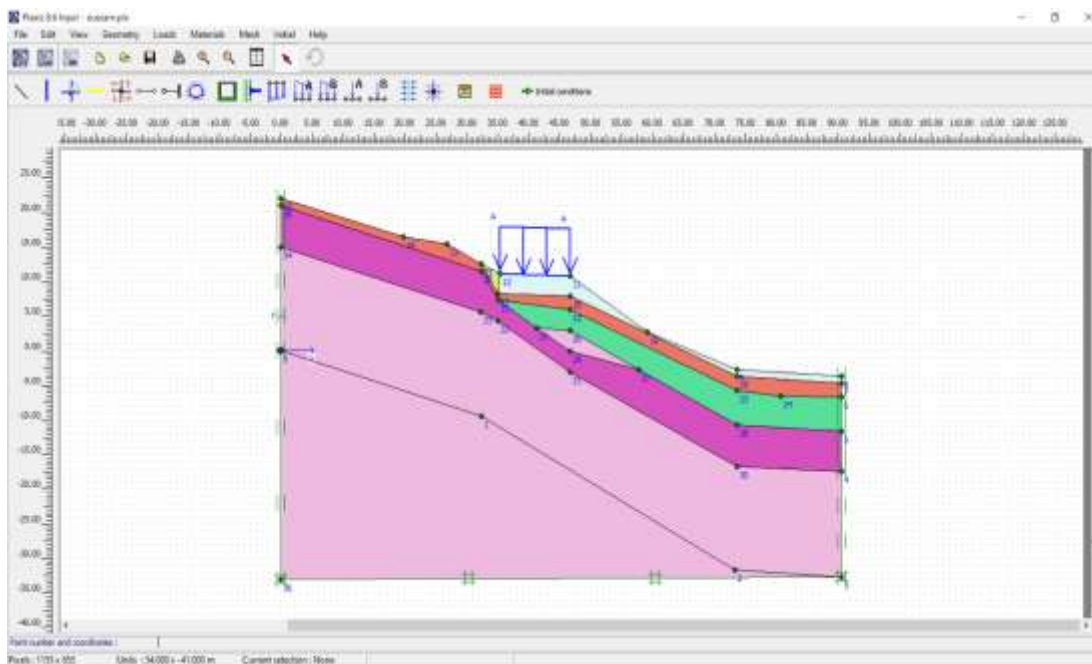


Figure V.03: Géométrie du modèle.

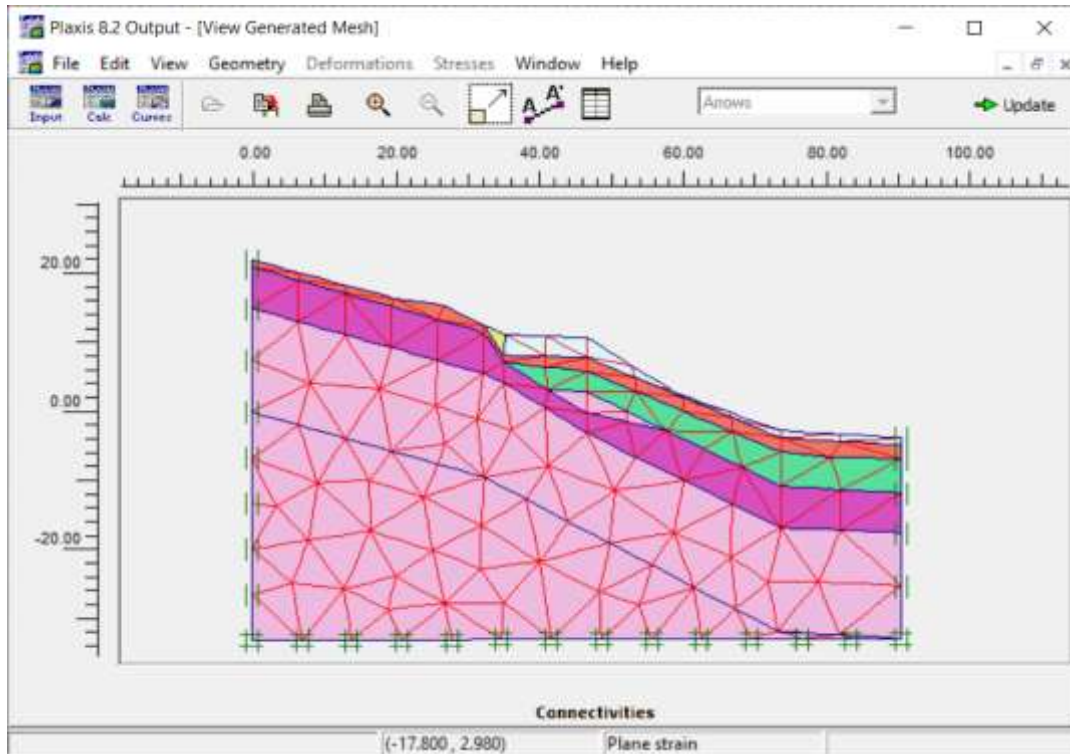
Les caractéristiques géotechniques des couches formant les talus dans notre projet sont regroupées au tableau (V.01).

Tableau V.01: Caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Paramètres	Eboulis argileux	Remblais	Gabions	Argile-gravelo	Marne schisteuse	Grés intercalé
Couleur						
Modèles	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
Angle de frottement, $\phi$ (°)	15	20	35	19	10	15
Cohésion C (KPa)	12	5	50	15	20	18
Angle de dilatation $\psi$ (°)	0	0	0	0	0	0
Poids Spécifique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	19	20	24	19	20	20.5
Module De Young E (KN/m <sup>2</sup> )	1.056E+04	3.401E+04	1.03E+04	2.27E+04	6.14E+04	3.459E+04
Coefficient de Poisson, $\nu$	0.35	0.3	0.3	0.35	0.35	0.3

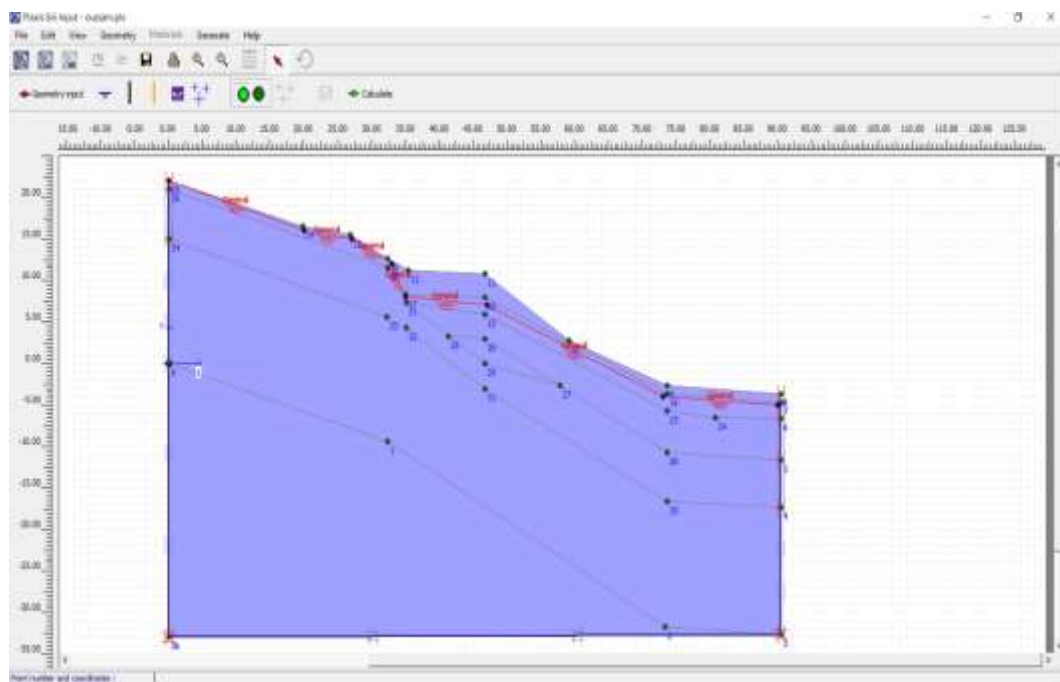
➤ **Choix du maillage**

Le massif du sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 15 nœuds.



**Figure V.04:** Maillage du modèle dans notre projet.

➤ **Position de la nappe phréatique**



**Figure V.05:** Introduire les données de la nappe phréatique au modèle.

V.2.3.2. Résultats de la modélisation (avant confortement)

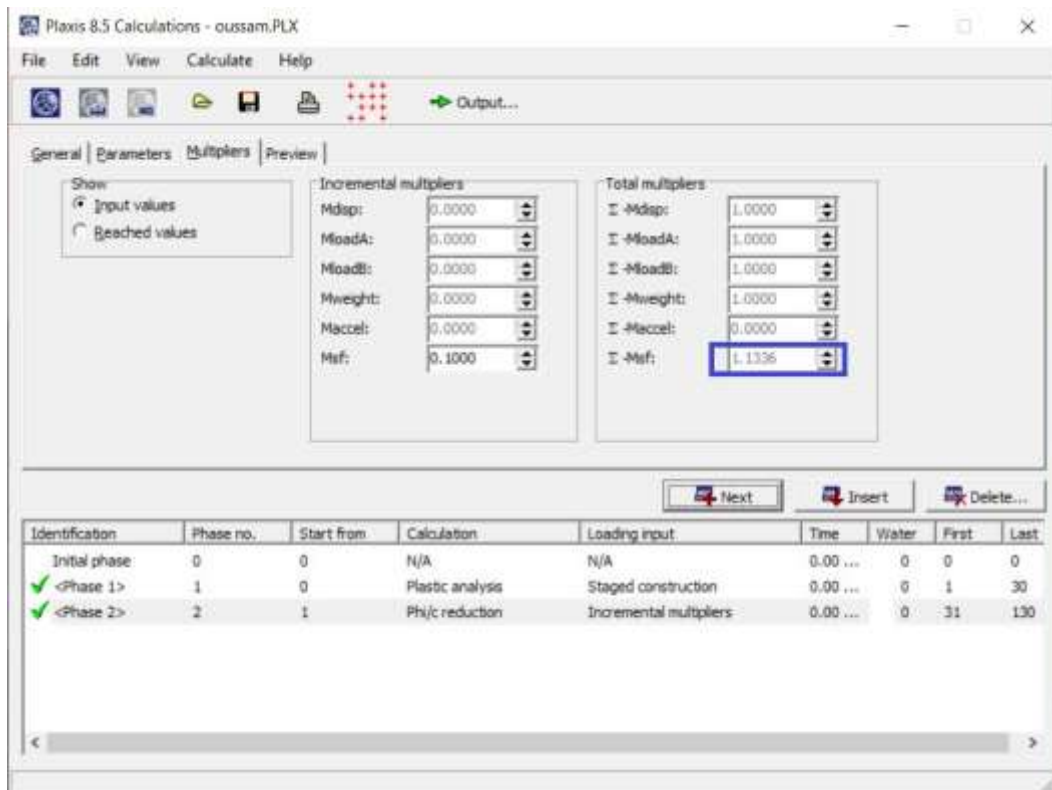


Figure V.06: Coefficient de sécurité du talus avant confortement.

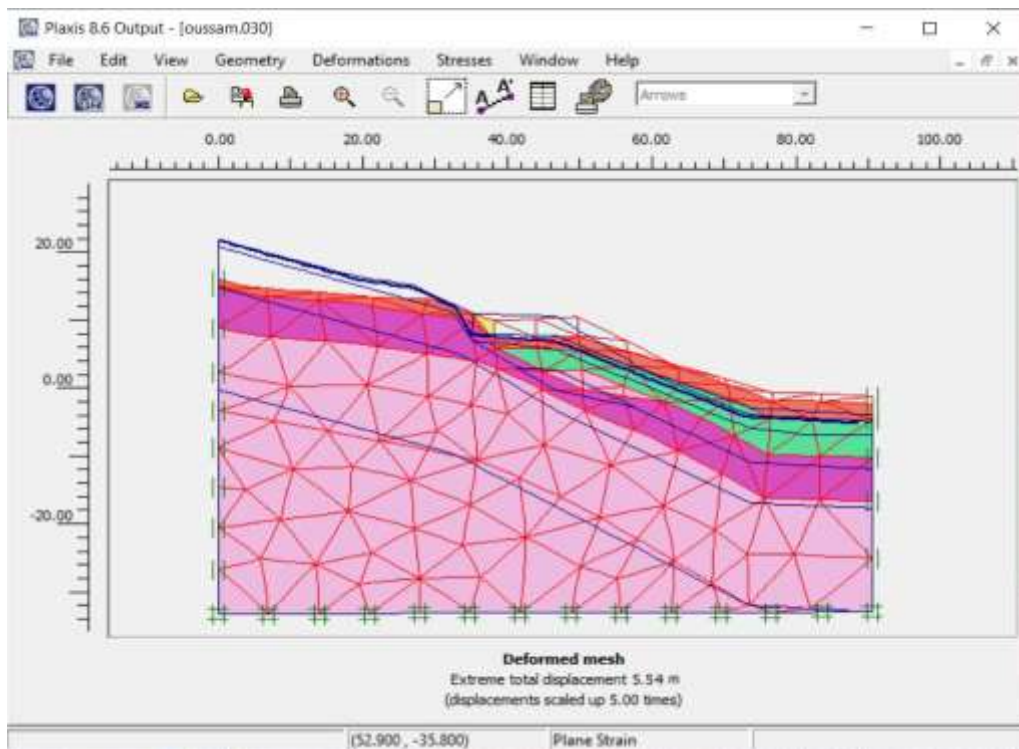


Figure V.07: Maillage déformé dans notre modèle.



✚ Déplacement totale avant confortement

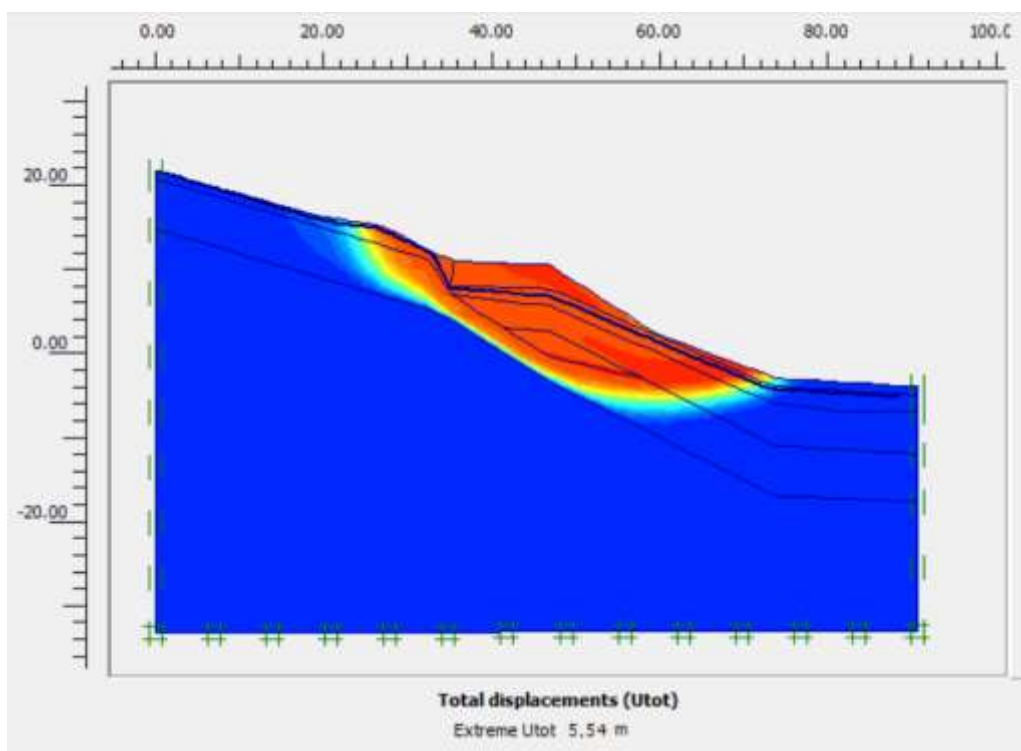


Figure V.08: Cercle de glissement.

V.2.3.3. Résultats de calcul du glissement avant confortement

Tableau V.02: Résultats de calcul des coefficients de sécurité FS.

	Calcul numérique	Calcul manuel	
	Logiciel (Plaxis)	Fellenius	Bishop
Valeur de $F_s$	1.13	1.16	1.30

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, nous avons constaté que la valeur du  $F_s$  obtenu au PLAXIS est inférieure à celles obtenus par le calcul manuel; ainsi que toutes les valeurs de  $F_s$  sont inférieures à 1,5.

Donc; le talus dans notre projet est instable.

### **V.3. Conclusion**

L'analyse numérique du site par logiciel PLAXIS a révélé un facteur de sécurité inférieure à 1.5, confirmant que le talus est instable. Nous concluons que l'instabilité des talus est liée aux propriétés mécaniques du sol (sols très altérées), la géométrie des talus (l'inclinaison, la hauteur et la longueur) et à l'état hydrique du sol, ce dernier est considérée comme l'un des facteurs les plus défavorables. Enfin, nous devons proposer un moyen de confortement pour stabiliser le talus dans notre projet.

# Chapitre VI: Etude de confortement du site de glissement

## **Chapitre VI: Étude de confortement du site de glissement**

### **VI.1. Introduction**

Ce chapitre est considéré comme le plus important dans notre étude, et à travers lui nous essayons de trouver des solutions appropriées pour la stabilisation du glissement de terrain étudié.

Il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, peuvent être regroupées en quatre (4) familles: Celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui influencent les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les propriétés du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain dépend des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et son évolution dans le temps.

### **VI.2. Méthodes de confortement et de stabilisation par Plaxis 2D**

Il y a plusieurs méthodes de stabilisation des talus, dans notre étude nous proposons le confortement par un mur en géotextile au talus amont et aval pour stabiliser le glissement de terrain de la RN12 au PK123+500.

#### **VI.2.1. Caractéristique du géotextile utilisé au renforcement**

Le géotextile de renforcement utilisé dans notre projet devra être un géotextile produite avec des fibres en Polyester (PET) haute ténacité à module élevé, à faible fluage, recouvert d'une protection en polymère contre les agents extérieurs (résistant aux rayons ultraviolet et tous les micro-organismes, et chimiques naturellement présents dans le sol), et résister jusqu'à une température de 40°C sans perdre plus de 5% de ses qualités mécaniques.

Tableau VI.01: Caractéristique physiques et mécaniques des géotextiles utilisés.

	Unités	A	B
Matière première SP/ST		PET	PET
Enduction		Polymère	Polymère
Masse surfacique	g/m <sup>2</sup>	350	440
Résistance à la traction			
SP	KN/m	≥110	≥150
ST		≥20	≥20
Raideur à 2% d'allongement	KN/m	≥ 1000	≥ 1500
Raideur à 3% d'allongement SP	KN/m	≥ 930	≥1330
Allongement à traction. SP	%	≤ 10	≤ 10
Dimension des mailles (Approx)	mm*mm	25*25	25*25
Flexibilité	mg*cm	< 3.53*10 <sup>5</sup>	< 3.53*10 <sup>5</sup>
Dimensions (L x l)	m*m	5*200	5*200

### VI.2.2. Calcul statique

Le calcul statique du mur en sol renforcé en géotextile consiste à vérifier la stabilité interne et externe du mur aux différents types d'instabilité.

- Le géotextile utilisé est renforcé un remblai de 6m de hauteur, et de  $\sigma_G = 20\text{KN/m}$ , avec une surcharge routier de  $10\text{KN/m}^2$ .
- $\sigma_G$ : est la résistance à la traction du géo-synthétique à long terme, dépend du choix de type du géotextile (tableau VI.01).
- Le tout venant d'oued (TVO) utilisé dans notre projet d'étude, dont les caractéristiques suivantes:  $\gamma = 20\text{KN/m}^3$ ,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $C = 5$

VI.2.2.1. Stabilité interne

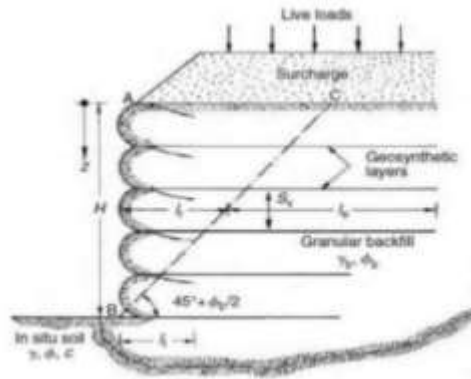


Figure VI.01: Dimensionnement de géotextile. [19]

a) Calcul de l'espacement verticale «Sv»

$$Sv = \frac{\sigma_G}{\sigma_a \cdot Fs} \tag{VI.01}$$

Ou;

- **Sv**: est l'espacement verticale en m;
- **σG**: est la résistance à la traction du géo-synthétique;
- **σa**: est la contrainte horizontale;
- **Fs**: Coefficient de sécurité, il est entre: 1.3 < Fs < 1.5

$$Ka = \tan^2 \left( \frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33 \tag{VI.02}$$

- **Ka**: est le coefficient de pression des terres.

Tableau VI.02: Résultats de calcul de l'espacement Sv entre les couches de géotextile.

Z (m) Position selon Sv	$\sigma_a \text{ (KN/m}^2\text{)} = Ka \cdot (\gamma \cdot z + q) - \frac{2C}{\sqrt{Ka}}$	$Sv(m) = \frac{\sigma_G}{\sigma_a \cdot Fs}$	Choix le plus économique
0.5	0.85	15.68	0 ≤ Z ≤ 3m
1	4.15	3.21	
1.5	7.45	1.78	
2	10.75	1.24	
2.5	14.05	0.94	Sv = 0.8m

3	17.35	0.76	3m ≤ Z ≤ 6m  Sv = 0.4 m
3.5	20.65	0.64	
4	23.95	0.55	
4.5	27.25	0.48	
5	30.55	0.43	
5.5	33.85	0.39	
6	37.15	0.35	

## b) Vérification de la résistance structurale des renforcements

$$T_{\max} = \sigma_a \cdot S_v \leq \sigma_G \quad (\text{VI.03})$$

Avec;

- **T<sub>max</sub>**: l'effort de traction maximale;

$$T_{\max} = 37.15 \times 0.4 = 14.86 \text{KN/m}$$

$$T_{\max} = 14.86 \text{KN/m} \leq \sigma_G = 20 \text{KN/m} \Rightarrow (\text{C.V})$$

## c) Calcul de la longueur «L»

$$L = L_r + L_e = \frac{H-Z}{\tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} + \frac{S_v \cdot \sigma_a \cdot F_s}{2 \cdot \sigma_0 \cdot \tan \varphi_f} \quad (\text{VI.04})$$

Avec;

- **φ<sub>f</sub>**: est l'angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l'interface sol-géo-synthétique, généralement pris égale à 2/3 φ;
- **F<sub>s</sub>**: est le coefficient de sécurité, il est entre: 1.3 < F<sub>s</sub> < 1.5

$$\diamond 0 \leq Z \leq 3\text{m} \rightarrow L = \frac{6-Z}{\tan(45^\circ + \frac{30}{2})} + \frac{0.8 \cdot \sigma_a \cdot 1.5}{2 \cdot (\gamma \cdot z + q) \cdot \tan(\frac{2}{3} \times 30)}$$

$$\diamond 3 \leq Z \leq 6\text{m} \rightarrow L = \frac{6-Z}{\tan(45^\circ + \frac{30}{2})} + \frac{0.4 \cdot \sigma_a \cdot 1.5}{2 \cdot (\gamma \cdot z + q) \cdot \tan(\frac{2}{3} \times 30)}$$

Tableau VI.03: Résultats de calcul de la longueur «L» du géotextile.

Z (m)	L(m) = Lr + Le	Choix la plus économique
0.00	3.60	$0 \leq Z \leq 2.28\text{m}$  L = 3.5m
0.76	3.29	
1.52	2.89	
2.28	2.46	
3.04	1.87	$3.04\text{m} \leq Z \leq 5.84\text{m}$  L= 1.9m
3.44	1.65	
3.84	1.44	
4.24	1.22	
4.64	1.00	
5.04	0.78	
5.44	0.55	
5.84	0.33	

## d) Vérification de la résistance à l'arrachement du renforcement

$$T_{\max} \leq Pr = 2 \cdot Le \cdot (\sigma'_z + q_s) \cdot \tan \varphi_f \quad (\text{VI.05})$$

Ou;

- $\sigma'_z$ : est la contrainte effective verticale;
- $q_s$ : est la surcharge;
- $\varphi_f$ : est l'angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l'interface sol - géosynthétique, généralement pris égale à  $2/3\varphi$ .

$$Pr = 2 \times 0.33 \times (20 \times 6 + 10) \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 31.22 \text{KN/m}$$

$$T_{\max} = 14.86 \text{KN/m} \leq Pr = 31.22 \text{KN/m} \Rightarrow (\text{C.V})$$

## VI.2.2.2. Stabilité externe

La stabilité externe consiste à vérifier la stabilité au poinçonnement et au glissement à la base des ouvrages renforcés. Pour la vérification au poinçonnement du sol d'assise, nous assimilerons le remblai à une fondation superficielle. La charge de rupture du sol étant donnée par l'équation ci-dessous:



$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + c \cdot N_c(\varphi) + (q + \gamma \cdot 2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi) \quad (\text{VI.06})$$

Dans notre cas, le terme de profondeur peut être négligé:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + c \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{VI.07})$$

La contrainte exercée par le remblai sur le sol de fondation est donnée par la relation suivante:

$$q_r = \gamma_r \cdot H_r \quad (\text{VI.08})$$

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est calculé par cette relation:

$$F_s = \frac{q_u}{q_r} \quad (\text{VI.09})$$

Pour les valeurs de  $F_s > 1.5$ , le remblai est considéré stable vis-à-vis du poinçonnement du sol support.

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI.10})$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{19}{2} \right) = 1.96$$

➤ **Calcul des facteurs de la capacité portante:**

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\pi \tan(\varphi)} \quad (\text{VI.11})$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{19}{2} \right) \times e^{\pi \tan(19)} = 5.78$$

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \cdot \tan \varphi \quad (\text{VI.12})$$

$$N_\gamma = 1.8 (5.78 - 1) \cdot \tan(19) = 2.96$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad (\text{VI.13})$$

$$N_c = (5.78 - 1) \cdot \cot(19) = 13.88$$

**Tableau VI.04:** Résultats de calcul de la stabilité.

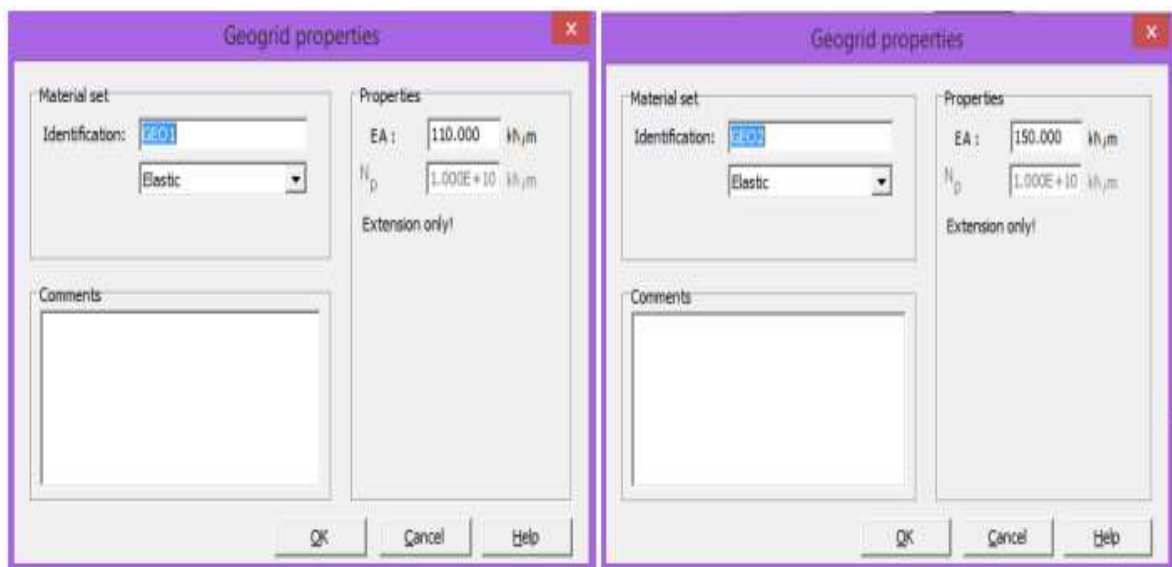
Hr (m)	$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	B (m)	$N\gamma$	$C'$ (KPa)	$Nc$	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$F_s = \frac{q_u}{q_r}$
6	20	19	20.5	3	2.96	15	13.88	120	299.22	2.49

**Interprétation et Commentaires**

Le coefficient de sécurité  $F_s$  de la stabilité au poinçonnement est supérieur à 1,5. Donc, on peut considérer que le remblai est stable vis-à-vis du poinçonnement.

**VI.3. Confortement avec logiciel PLAXIS**

**VI.3.1. Caractéristiques de géotextile**



**Figure VI.02:** Introduction des caractéristiques de géotextile au PLAXIS.

VI.3.2. Caractéristiques de TVO

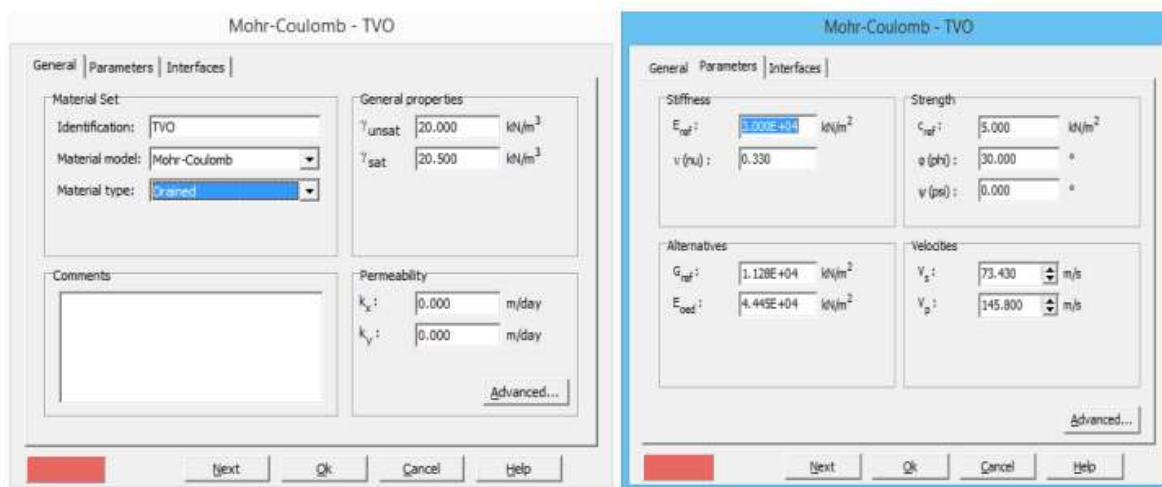


Figure VI.03: Saisie des propriétés du TVO dans le PLAXIS.

VI.3.3. Talus après confortement

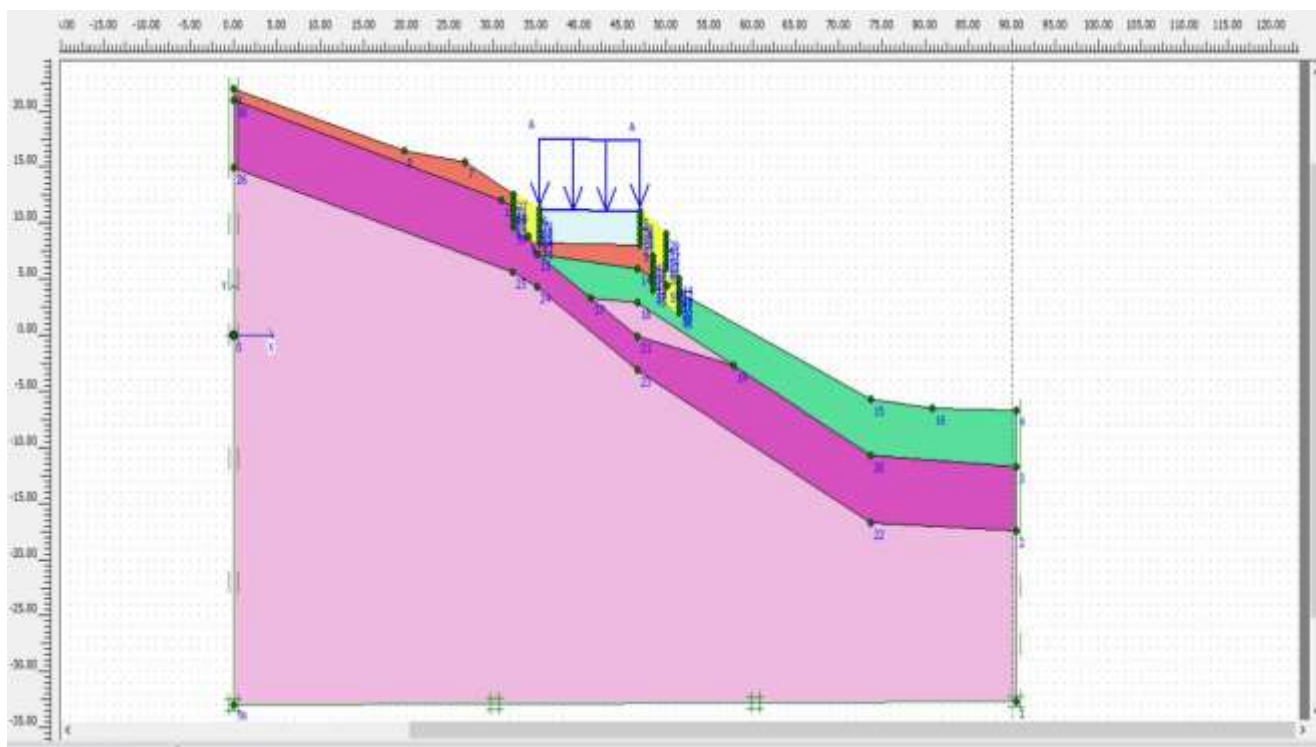


Figure VI.04: Talus après confortement.

VI.3.4. Maillage après confortement

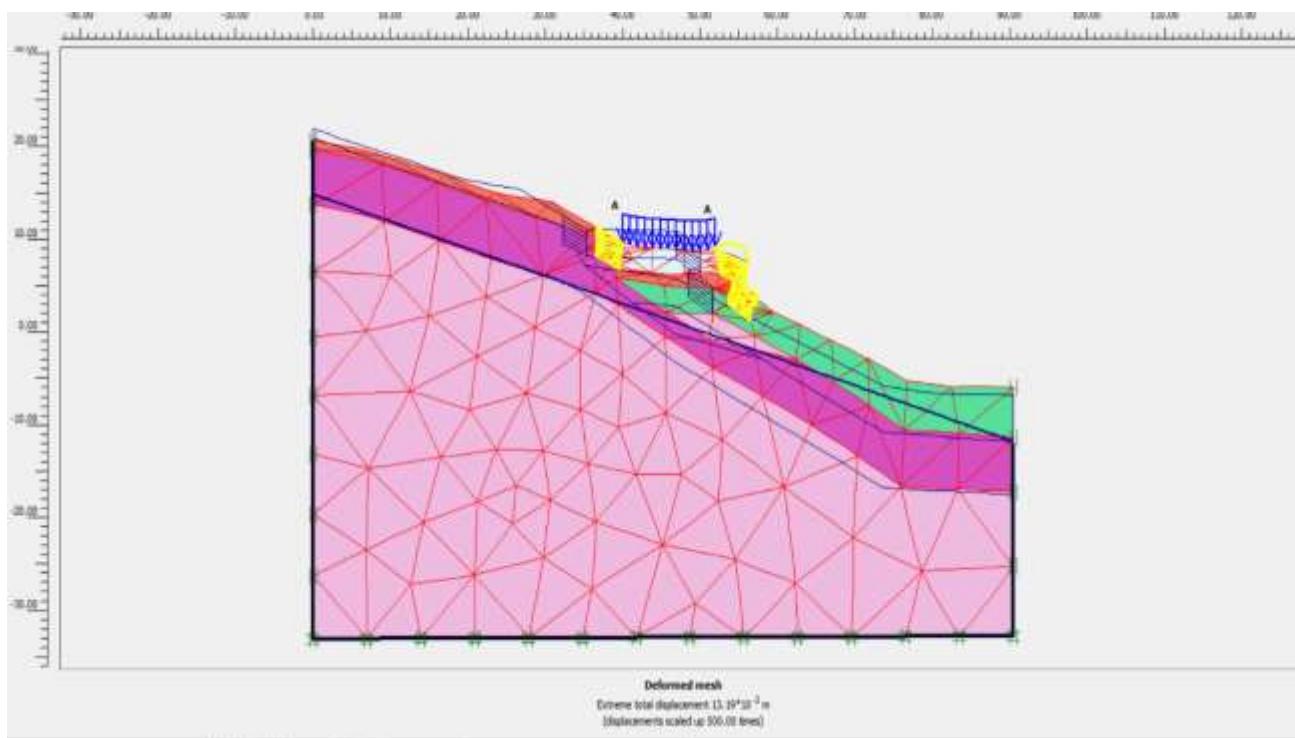


Figure VI.05: Maillage du talus après confortement.

VI.3.5. Déplacement horizontal

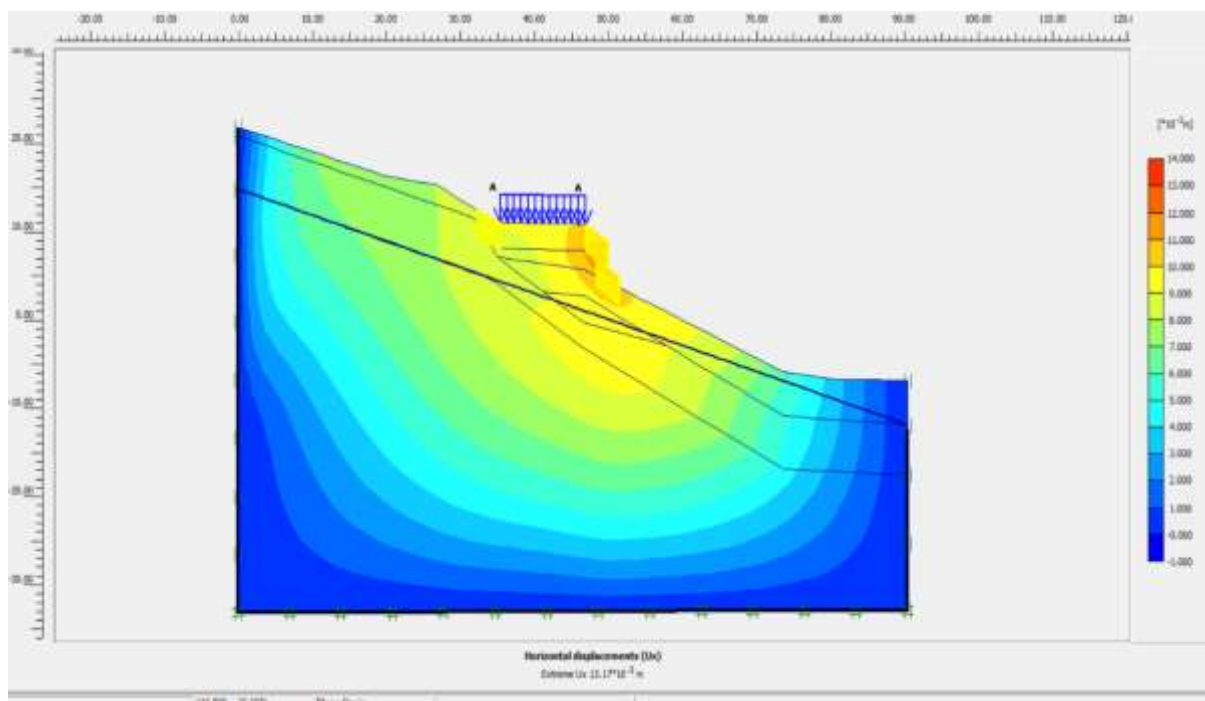


Figure VI.06: Déplacement horizontal.

VI.3.6. Déplacement vertical

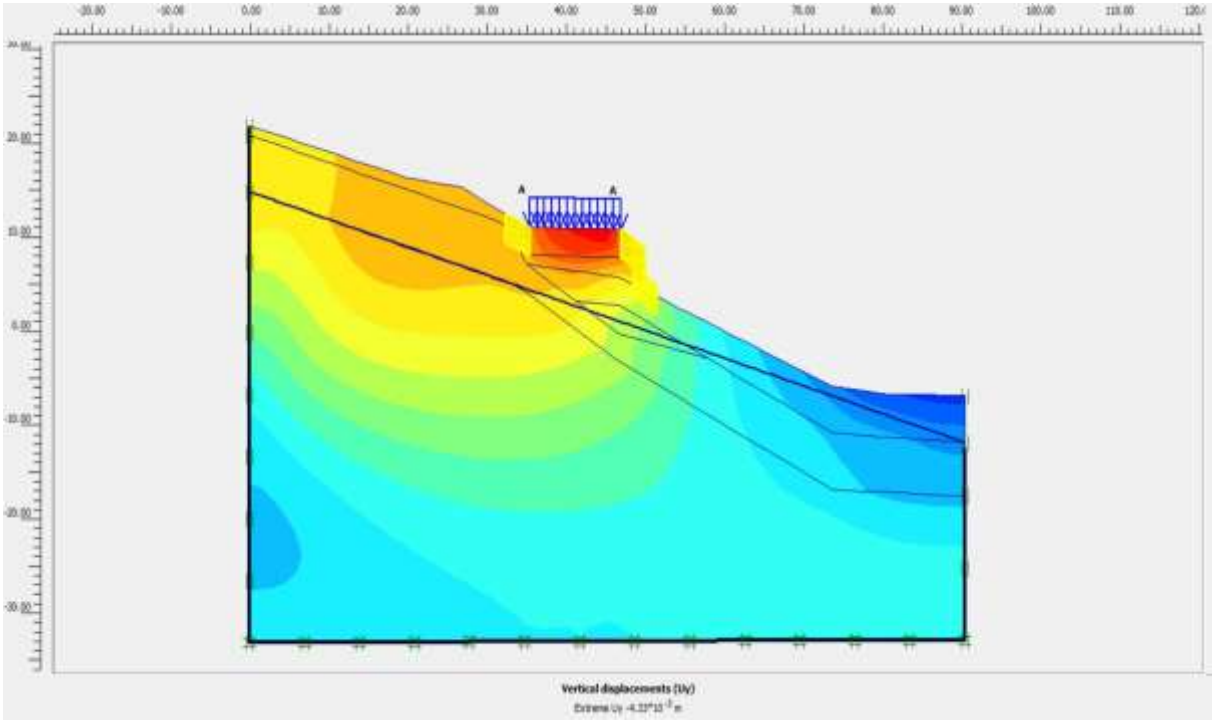


Figure VI.07: Déplacement vertical.

VI.3.7. Déplacement total

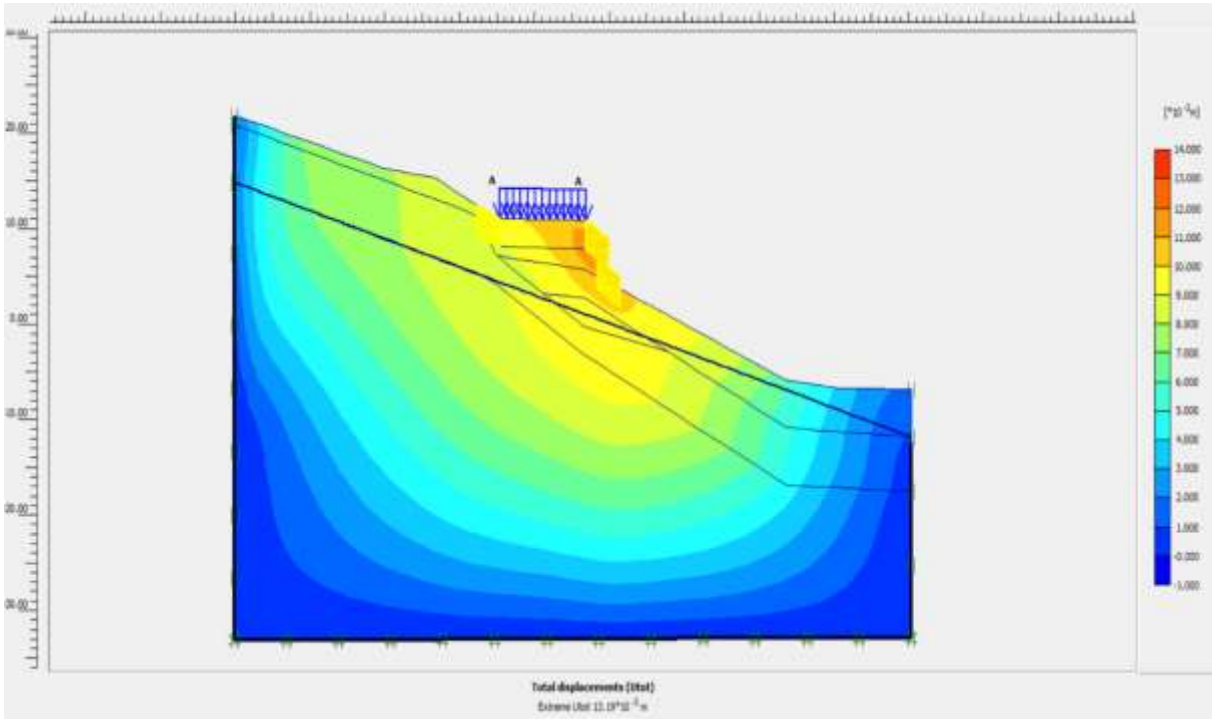


Figure VI.08: Déplacement total.

VI.3.8. Coefficient de sécurité

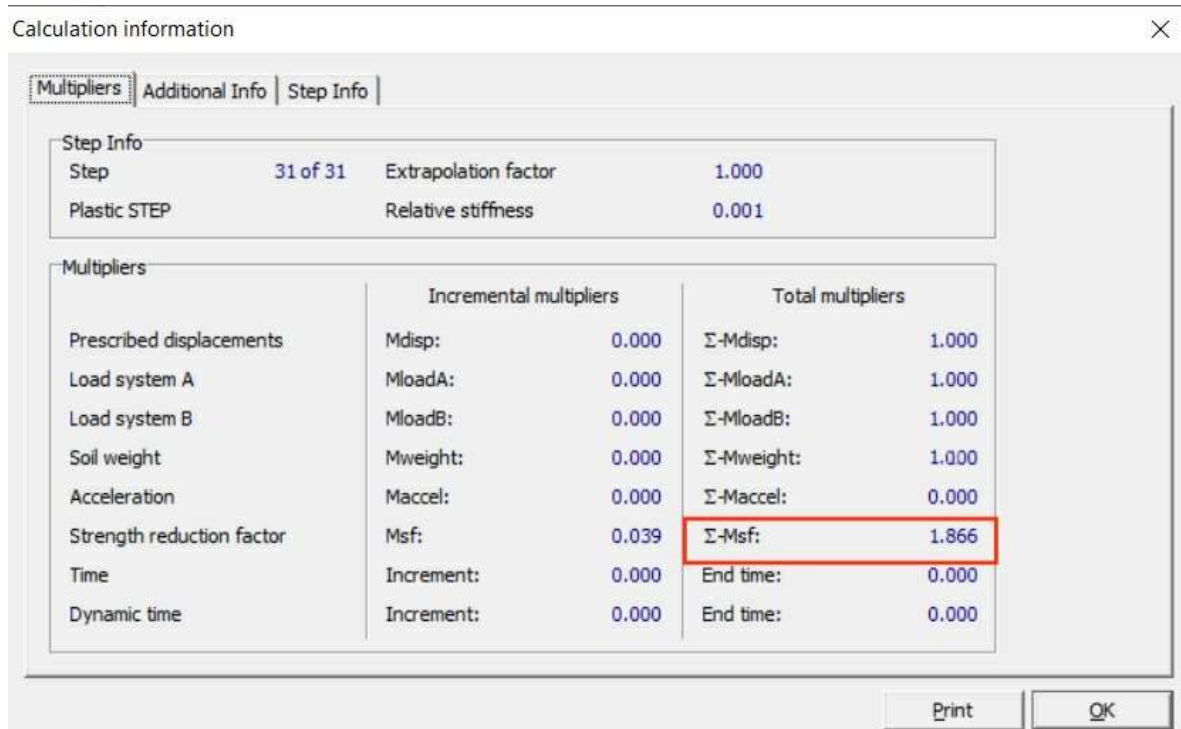


Figure VI.09: Coefficient de sécurité du talus après confortement.

VI.3.9. Résultats finales de  $F_s$  après confortement

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité « $F_s$ » après confortement, et par deux méthodes de calcul sont résumés au tableau ci-après:

Tableau VI.05: Résultats de calcul du coefficient FS après confortement.

	Calcul numérique	Calcul manuel
Valeurs de $F_s$	1.86	2.49

- ❖ Toutes les valeurs de  $F_s$  calculées sont supérieures à 1,5. Donc, les talus dans notre projet après confortement sont stables.

### VI.3.10. Résultats finales de déplacement après confortement

Les résultats de calcul numérique de déplacement obtenus par PLAXIS sont illustrés au tableau ci-dessous.

**Tableau VI.06:** Résultats de calcul numérique de déplacement.

	Déplacement total $U_{\max}$ (m)
Talus avant renforcement	5.54m
Talus après renforcement	$13.19 \cdot 10^{-3} \text{m}$

Les résultats du tableau VI.06, montre que le déplacement après confortements est très faible par rapport à avant confortement, donc les talus du site sont stables après confortement.

## VI.5. Conclusion

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, nous avons conclu que le renforcement proposé est efficace pour assurer la stabilité du projet à l'étude, ce qui:

- Assure la stabilité;
- Pour stopper les désordres;
- Réduire les coûts du projet;
- Sont exécutés dans des délais très réduits;

Pour mieux étudier le comportement des remblais, des analyses ont été développées pour examiner le facteur de sécurité  $F_s$  et pour éliminer le risque de glissement, en tenant compte l'effet de l'espacement entre les bandes de géotextile, pour optimiser l'apparence économique.

## **Conclusion générale**

Notre étude a pour objet d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain sur la RN 12 (au PK 123+500) à la wilaya de Bejaia commune Adakar. Comme tout autre projet, l'étude d'un glissement de terrain commence toujours par une étude géotechnique basée sur des observations de terrain, des essais in-situ et des essais en laboratoire qui donnent un aperçu des couches qui composent le sol et de leurs caractéristiques, notamment la cohésion et l'angle de frottement.

Dans notre travail, les observations et les recherches menées montrent que certains facteurs peuvent causer des glissements de terrain. Ceux-ci peuvent être regroupés en deux catégories de facteurs: facteurs naturels et facteurs humains. Pour la méthodologie, nous avons commencé par un calcul manuel avec la méthode de Fellenius et Bishop, puis une modélisation et un calcul par logiciel "PLAXIS" qui permet de déterminer l'emplacement de la surface de glissement. Enfin, on peut dire que le mécanisme de glissement est encore une opération complexe qui peut causer beaucoup de problème, mais une reconnaissance du site et une bonne analyse peut conduire à définir une solution de confortement plus ou moins économique.



## Références bibliographiques

- [1] Sellami.S et Belamri.S, «Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait Idriss Bejaia ». Mémoire de master, Département de génie civil , Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2014.
- [2] Giles Sève et Pierre Pouget. «Guide technique stabilisation des glissements de terrain». Document technique, Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, 1998.
- [3] Chibbani.M. «Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas réel». Mémoire de magister, département de master, Université Mentouri de constantine, 2017.
- [4] Bacou.M, Champion.H Mathon.C et Ouemart.P. «Le risque mouvements de terrain en Provence-Alpes-Côte d'Azur». Document coédité par le BRGM, la région et la DREAL Provence-Alpes-Côte d'Azur, juin 2010.
- [5] Benaissa.A et Bellouche.M.A. «Propriétés géotechnique de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine, Algérie», 1999.
- [6] Maanser.A. «Etude de glissement de la route Massinissa à Constantine ». Mémoire de Master, Département de génie civil, Université Larbi Ben Mhidi Oum El- bouaghi, 2019.
- [7] Bouedja.F. «Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de Constantine». Mémoire de magistère, université Ferhat Abbas Sétif 1, 2018.
- [8] Kezai.I. «Analyse des Glissements de terrain de grande ampleur par la méthode des éléments finis». Mémoire de master, département de génie civil, Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene, Alger, 2015.
- [9] Boudlal.O. «Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations».Thèse de doctorat, université Mouloud Mammeri, Tizi-ouzou, 2013.
- [10] Boukharouba.I, Razkallah.S et Teffahi.S. «Mouvement et stabilisation des sols». Mémoire de master, département de génie civil et hydraulique, université 08 Mai 1945, Guelma, 2016.
- [11] Philipponnat.G. «Fondations et ouvrages en terre». Édition Eyrolles, Paris, 1998.

## ***Références bibliographiques***

---

- [12] Durville.J et Séve.G. «Stabilité des pentes - glissements en terrain meuble». Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), techniques de l'ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence, 1996.
- [13] Costet.J et Songlurat.G. «Cours pratique de mécanique des sols». Livre, deuxième édition, école polytechnique, France, 1969.
- [14] Kentouri.N et Maafa.M.S. « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK220+000 ». Mémoire de Master, Département de génie civil, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2016.
- [15] Masekanya.J. «Stabilité des pentes et saturation partielle étude expérimentale et modélisation numérique». Thèse de doctorat, université de Liège, Belgique, 2007.
- [16] Bouafia.A. «Conception et calcul des ouvrages géotechniques». Document technique, Alger, 2009.
- [17] [www.spiefondations.com](http://www.spiefondations.com)
- [18] Aidoudi.R. «Traitement d'un glissement de terrain, Skikda». Mémoire de Master, département de génie civil, université Mohamed khider, Biskra, 2019.
- [19] Hammache.M et Zegloul.Y. «Étude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain à Jijel». Mémoire de Master, Département de génie civil, Université Mohammed Seddik Ben Yahia Jijel, 2021.
- [20] Toure.D et Kouyate.D. «Étude de la stabilité d'un glissement de terrain par différentes méthodes de calculs». Mémoire de master, Département de génie civil, Université de Badji Mokhtar, Annaba, 2020.
- [21] Cheikh.A et Djaber.A. «Étude d'un glissement de terrain renforcé par pieux». Mémoire de master, Département de génie civil, Université de Tlemcen, Juillet 2019.
- [22] Rapport d'étude de glissement RN12 «Étude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain RN12 au PK 123+500». CTPP Bejaia, 2018.
- [23] Brinkgreve.R.B.J. «Manuel de référence PLAXIS Version 8». Université de technologie de Delft, Pays-Bas, 2003.
- [24] Cherboul.F. «Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain». Mémoire de master, département de génie des mines, université Larbi Tebassi, Tebessa, 2016.



## ANNEXE 1

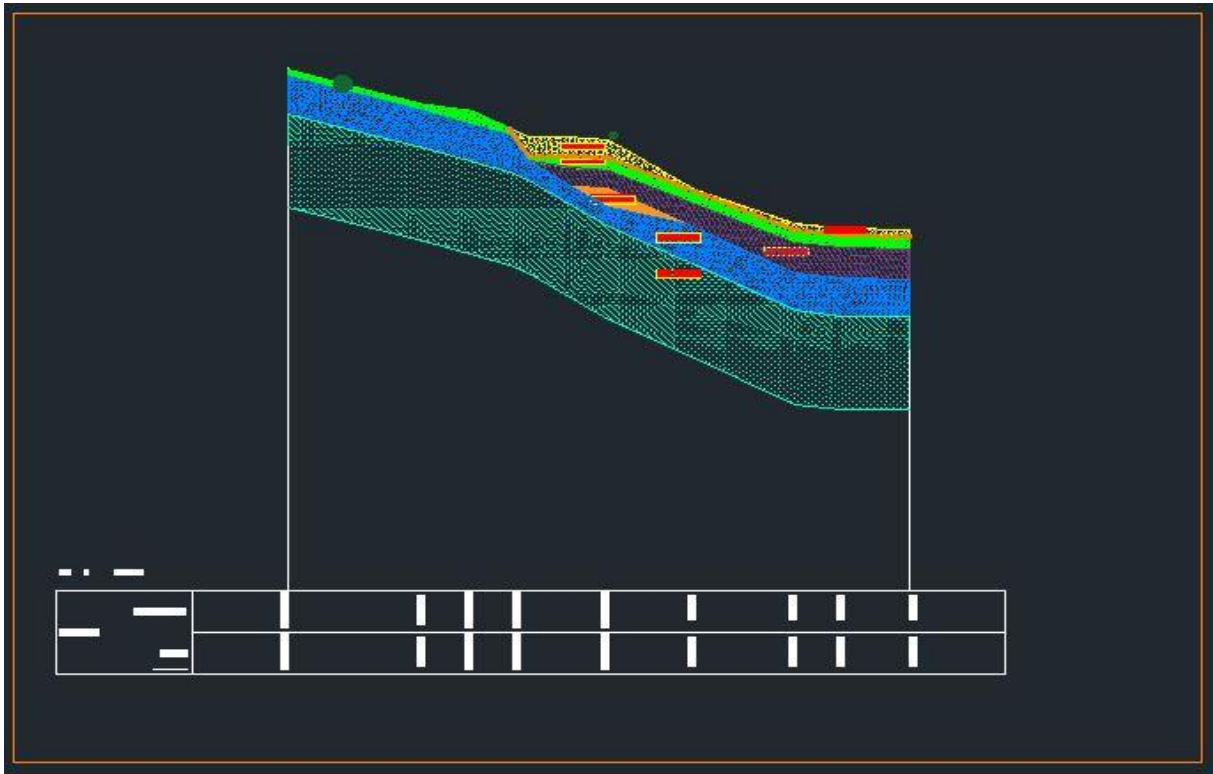


Figure 1: Modèle géotechnique.

## ANNEXE 2

### 1.calcul manuel

#### 1.1. Calcul par la méthode de Fellenius

Tableau 01: Résultats de calcul par la méthode de Fellenius.

N <sup>bre</sup> de couches	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	$L_i = b / \cos \alpha_i$ (m)	H (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$W_i = \gamma \cdot H \cdot b$ (KN/m)	C	$\phi$	$CL + (W_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot \tan \phi$	$W_i \cdot \sin \alpha_i$
1	53	6.58	10.93	3.84	19	480.07	15	15	241.36	398.53
2	42	6.58	8.85	9.32	19.33	1185.42	16	13	344.98	813.71
3	33	6.58	7.84	13.25	19.33	1685.28	16	13	451.87	941.61
4	25	6.58	7.26	14.51	19.33	1845.54	16	13	502.31	800.13
5	18	6.58	6.91	14.98	19.70	1941.79	14	16	626.28	649.69

<b>6</b>	11	6.58	6.70	16.44	19.70	2131.05	14	16	693.64	440.26
<b>7</b>	4	6.58	6.59	14.58	19.70	1889.94	14	16	632.87	142.74
<b>8</b>	-3	6.58	6.58	10.41	19.70	1349.40	14	16	478.52	-76.46
<b>9</b>	-10	6.58	6.68	6.57	19.62	848.18	12.5	16	323.01	-160.87
<b>10</b>	-18	6.58	6.91	2.44	19.33	310.34	10.5	18	168.45	-102.30
<b>Total</b>									<b>4463</b>	<b>3847.04</b>

Donc, la valeur du coefficient Fs est égal à:

$$F_s = \frac{4463.29}{3847.04} = 1.16$$

## 1.2. Calcul par la méthode de Bishop:

**Tableau 02:** Résultats de calcul par la méthode de Bishop.

N <sup>bre</sup> de couches	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	H (m)	$W_i = \gamma.H.b$ (KN/m)	C	$\phi$	$(c.b_i + W_i.tan\phi) / [\cos\alpha_i(1 + tan\alpha_i.( \frac{tan\phi}{F_s fellenius}))]$	$W_i.sin\alpha_i$
<b>1</b>	53	6.58	3.84	499.02	15	15	295.57	398.53
<b>2</b>	42	6.58	9.32	1216.08	16.5	13	444.27	813.71
<b>3</b>	33	6.58	13.25	1728.87	16.5	13	536.08	941.61
<b>4</b>	25	6.58	14.51	1893.28	16.5	13	550.94	800.13
<b>5</b>	18	6.58	14.98	2102.46	14	16	676.42	649.69
<b>6</b>	11	6.58	16.44	2307.37	14	16	732.65	440.26
<b>7</b>	4	6.58	14.58	2046.32	14	16	668.98	142.74
<b>8</b>	-3	6.58	10.41	1461.05	14	16	518.48	-76.46
<b>9</b>	-10	6.58	6.57	926.43	12.5	16	369.36	-160.87
<b>10</b>	-18	6.58	2.44	331.05	10.5	18	219.56	-102.30
<b>Totale</b>							<b>5012.31</b>	<b>3847.04</b>

Après les calculs, on a trouvé que la valeur de FS égale à:

$$F_s = \frac{5012.31}{3847.04} = 1.30$$

**Tableau 03:** Valeurs de FS calculés par les méthodes de Fellenius et Bishop.

Fellenius	Bishop
1.16	1.30

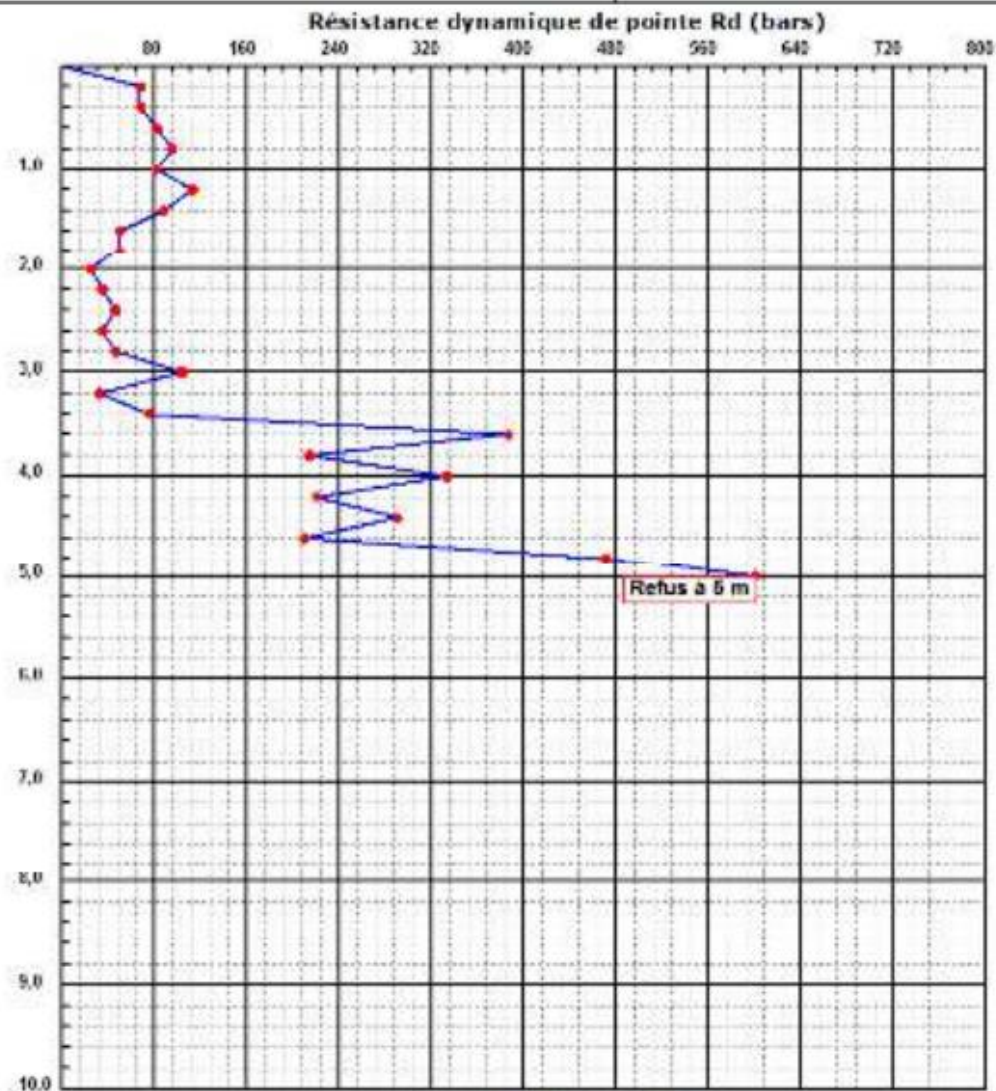


**Figure 2:** Site de glissement.

## Essai de Pénétration Dynamique

Type A : NF P94 - 115

INTITULE : Lot N°11 Etude de glissement de terrain sur la RN12 au PK123 N°DOSSIER : 045 FS 2018 LIEU : RN12 au PK123+500 QUANT. : DTP DC/MA DATE ESSAIS :	Référence essai : P1 Localisation : Coordonnées GPS : X : Y :
---	---



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique:**

Masse enduite – puits: Newton (m') : 0 kg  
 Masse du marteau (m) : 43,5 kg  
 Hauteur de chute (H) : 75 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
 Masse d'un jeu tige (m') : 4,34 kg  
 Trépanement (e) : 20 cm

Formule de base:

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{1}{g} \times (m + \sum N')}$$

Essai de Pénétration Dynamique  
Type A : NF P94 - 115

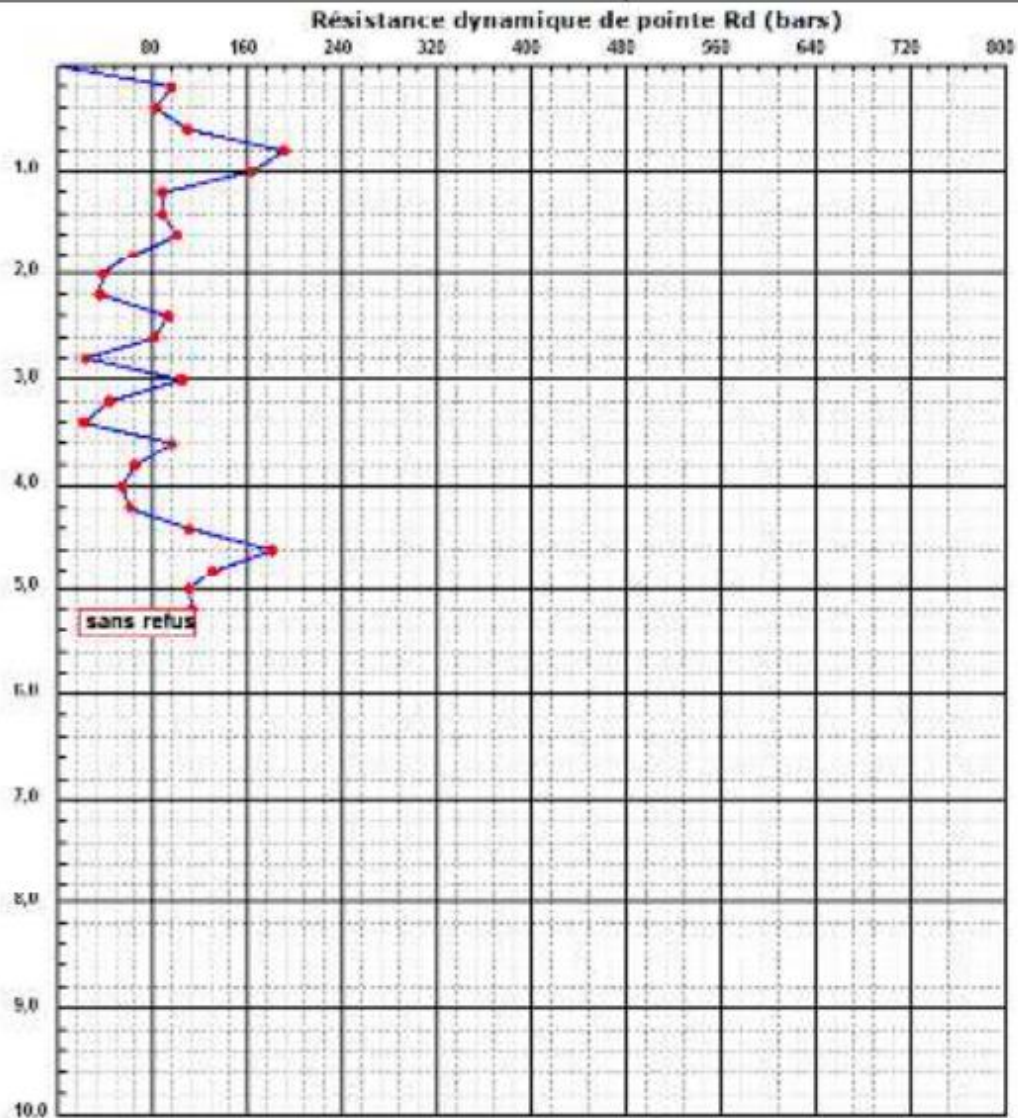
INTITULE : Lot N°11 Plaque de glissement de terrain sur la RN12 au PK123  
N°DOSSIER : 045 ES 2018  
LIEU : RN12 au PK123+500  
OUDHT : DTP DC/AA  
DATE ESSAIS :

Référence essai : P2

Localisation :

Coordonnées GPS :

X :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse endure - guidage Newton (m') : 0 kg

Masse du marteau (m) : 43,5 kg

Hauteur de chute (h) : 75 cm

Area de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'un tige (m') : 4,34 kg

Épaisseur (e) : 20 cm

Formule de Betts :

$$R_d = \frac{m^2 \times h}{A \times \left( \frac{m}{N} + \sum m' \right)}$$



## Essai de Pénétration Dynamique

Type A : NF P94 - 115

INTITULE : Lot N°11 Plaque de glissement de terrain sur la RN12 au PK123  
 N°DOSSIER : 045 PS 2018  
 LIEU : RN12 au PK123+500  
 QUANT. : DTP DC/AA  
 DATE ESSAIS :

Reference essai : P3

Localisation :

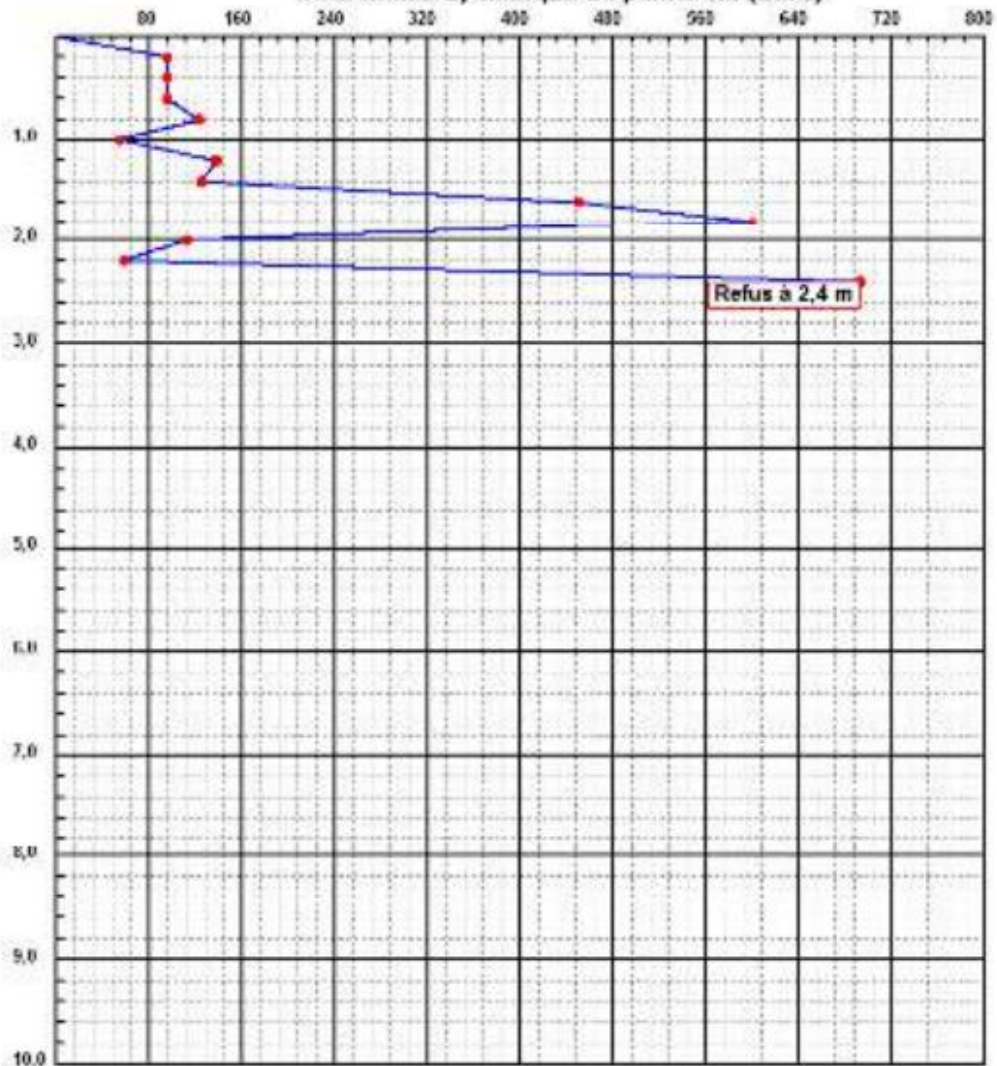
Coordonnées GPS :

X :

X :

Y :

### Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



#### Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse endure - gilette Neuton (m') : 6 kg

Masse du marteau (m) : 43,5 kg

Hauteur de chute (h) : 75 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'un tige (m') : 4,34 kg

Diamètre (φ) : 20 cm

Formule de calcul :

$$R_d = \frac{m^2 \cdot h}{A \cdot \frac{1}{g} \cdot (m + \sum m')}$$