



*République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel  
Faculté des Sciences et Technologie  
Département Génie Civil et Hydraulique*

*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme  
De Master Académique  
Option: géotechnique*

## *Thème*

**Etude de stabilité et de confortement d'un glissement  
de terrain sur la RN27 localisé au PK 27+000 à la  
limite de la Wilaya de Constantine**

*Présenté par:*

- ✓ *Gueham Anis*
- ✓ *Aici Anis*

*Encadré par:*

*M<sup>r</sup> BOUMEHRAZ Mohammed-Amin*

*Devant le jury composé de:*

*Président: M<sup>r</sup> LAAMARA Mohamed*

*Examineur: M<sup>r</sup> GOUDJIL Kamel*

*2020/2021*



## Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné le courage, la force et l'endurance pour pouvoir achever ce travail.

Nous tenons à exprimer mes vifs et sincères remerciements à notre encadreur *MrBOUMEHRAZ Mohammed-Amin*, pour son constante disponibilité, son aide, ses encouragements, ses conseils et ses orientations pendant cette période de travail.

Nous souhaitons exprimer nos profondes gratitudees à tous les enseignants qui nous ont formées de la 1ère année jusqu'à la 2ème année Master.

Aussi nous remercions Nos parents pour leur compréhension, leurs encouragements et leur soutien.

Nous n'oublions surtout pas nos amis qui nous ont apporté aide et réconfort. Enfin, nous remercions les Membres de jury qui ont donnés la valeur à notre travail.

ANIS et ANIS

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ma famille pour leur patience et leurs sacrifices.

A mes parents surtout.

A mes sœurs, à tous mes amis (es)

A toute la promotion de Géotechnique

Et aussi, je dédie ce travail à tous mes proches et mes amis (es).

Anis. A

Je dédié ce travail à : mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A mes frères

A toute ma famille.

A tous mes amis(es), et tous se qui m'ont aidé. A toute la promo géotechnique 2021.

Anis. G

## *Résumé*

---

### **Abstract**

Landslides are one of the most serious and well-known problems that a geotechnical engineer faces in their professional practice. Our project aims to study and treat the landslide that occurred on the national road RN27 connecting the Wilayas of Mila and Constantine. This study was started by the manual calculation of the safety factor using the geotechnical properties of different soil layers, then comparing it with the safety factor calculated by PLAXIS software. Finally, we offer reinforcement systems to ensure the stability of the landslide site.

**Keywords:** landslide, safety factor, soil, stability, PLAXIS

### **Résumé**

Les glissements de terrain sont l'un des problèmes les plus graves et les plus connus auxquels un ingénieur géotechnicien est confronté dans sa pratique professionnelle. Notre projet a pour objet d'étudier et traiter le glissement de terrain qui s'est produit au niveau de la route nationale RN27 reliant les Wilayas de Mila et de Constantine. Cette étude a été commencée par le calcul manuel du facteur de sécurité en utilisant les propriétés géotechniques de différentes couches de sol, puis en le comparant avec le facteur de sécurité calculé par logiciel PLAXIS. Finalement, nous proposons des systèmes de confortement pour assurer la stabilité du site de glissements de terrain.

**Mots clés :** glissement de terrain, facteur de sécurité, sol, stabilité, PLAXIS

### **الملخص**

الانهيارات الأرضية هي واحدة من أخطر المشاكل المعروفة التي يواجهها مهندس الجيوتقني في ممارسته المهنية. هذا المشروع يهدف إلى دراسة ومعالجة الانهيار الأرضي الذي حدث على مستوى الطريق الوطني رقم 72 الذي يربط ولايتي ميلة و قسنطينة. حيث أن دراسة مشروعنا بدأت بالحساب اليدوي لمعامل الأمان باستخدام الخصائص الجيوتقنية لطبقات التربة ثم مقارنتها بمعامل الأمان الذي يحدده للحساب العددي لبرنامج بلاكسيس. في النهاية نقترح نظام التعزيز لتثبيت الانهيار الأرضي وإستقراره.

**الكلمات المفتاحية:** الانهيار الأرضي ، عامل الأمان ، التربة ، الاستقرار ، بلاكسيس.

---

# Table des matières

---

## Table des matières

Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>

## Chapitre I:Les mouvements de terrain

I.1. Introduction.....	3
I.2. Généralités sur les mouvements des terrains .....	3
I.2.1. Les mouvements de terrain rapides .....	4
a) L'effondrement .....	4
b) Les éboulements et chutes de blocs .....	5
c)Les coulées de boues et laves torrentielle .....	5
I.2.2. Les mouvements de terrain lents.....	6
a)Les affaissements .....	6
b) Le tassement .....	6
c)Les fluages .....	7
d) Le retrait-gonflement .....	7
e)Les glissements de terrain .....	7
I.3. Les différents types de mouvement des terrains .....	8
I.3.1.Selon la vitesse de mouvement .....	9
I.3.2.Selon la forme du plan de rupture .....	9
a) Glissement Plan.....	9
b) Glissement circulaire ou rotationnel.....	9

## Table des matières

---

I.4. Principales causes des glissements de terrain .....	11
I.5. Méthodes de calcul de la stabilité des glissements de terrain .....	12
I.5.1. Méthode des tranches .....	12
I.5.2. Méthode de Fellenius (1927) .....	12
I.5.3. Méthode de bishop (1955).....	13
I.5.4. Méthode des perturbations (1972) .....	13
I.6. Principe de la méthode des tranches de Fellenius.....	14
I.7. Conclusion .....	15

## Chapitre II: Types de confortement des glissements

II.1. Introduction.....	16
II.2. Méthodes de confortement.....	16
II.2.1. Dispositifs de drainage.....	16
II.2.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface .....	16
II.2.1.2 Tranchées drainantes .....	17
II.2.1.3 Drains subhorizontaux.....	18
II.2.1.4 Drains verticaux, puits et galeries drainantes .....	18
II.2.2 Terrassements.....	19
II.2.2.1 Allègement en tête.....	19
II.2.2.2 Remblai de pied.....	20
II.2.2.3. Purge.....	20
II.2.2.4. Reprofilage.....	21
II.2.2.5. Substitution totale ou partielle .....	21
II.3. Tirants d'ancrages.....	22
II.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides.....	22
II.4.1. Clous et micro-pieux.....	23

---

## Table des matières

---

II.4.2. Pieux et barrettes.....	23
II.5. Les soutènements.....	24
II.5.1. Les ouvrages rigides.....	24
II.5.2 Les ouvrages souples.....	24
II.6. Boisement et reforestation.....	25
II.7. Conclusion.....	26

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

III.1.Introduction.....	27
III .2.Reconnaissance du site.....	27
III.2.1 situation du site.....	27
III.2.2Topographie .....	27
III.2.3 Géologie du glissement sur la RN27.....	29
III.2.4 Situation géographique .....	30
III.2.5 Climatologie .....	30
III.2.5. 1 La Répartition des Pluies.....	30
III.3.Programme de reconnaissance géotechnique.....	32
III.3.1.Resultats de l'investigation.....	32
a)Lithologie.....	32
b)Essais de pénétration dynamique NF P94-115.....	32
III.3.2.Essais de laboratoire.....	34
III.4.Aperçu Seismique.....	37
III.5.Conclusion.....	37



---

## Table des matières

---

### Chapitre IV: Etude de stabilité du site par des méthodes analytiques

IV.1.Introduction.....	38
IV.2. Analyse du glissement par des méthodes analytiques.....	38
IV.2.1Coordonnées du cercle de glissement.....	38
IV.2.2 Calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius.....	39
a)Pour un sol humide.....	39
b)Pour un sol saturé.....	40
IV.2.3 Calcul par la méthode de Bishop.....	41
a)Pour un sol humide.....	41
b)Pour un sol saturé.....	41
IV.3. Récapitulatif des résultats obtenus.....	42
IV.4.Interprétation des résultats obtenus.....	42
IV.5. Conclusion.....	43

### Chapitre V: Modélisation numérique du problème

V.1.Introduction.....	44
V.2. Présentation du logiciel de simulation Plaxis 2.....	44
V.2.1.Système d'options du code PLAXIS .....	45
a)Entrée des données .....	45
b) Comportement du sol .....	46
c)Fonctions des calculs .....	47
d) Analyse des résultats .....	47
V.2.2.Modèles de comportement utilisé au PLAXIS .....	48

---

## Table des matières

---

a) Modèle élastique linéaire .....	48
b) Modèle de Mohr-Coulomb .....	48
c)Modèle de durcissement par écrouissage isotropique ‘Hardening -Soil model’ ...	49
d) Modèle pour sols «mous» (soft soil model) .....	50
e) Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soilcreep model) .....	50
V.2.3. Modélisation numérique.....	51
V.2.3.1. Étape de modélisations .....	51
V.2.3.2. Les résultats de la modélisation (avant confortement) .....	54
V.2.3.2. Résultats de calcul du glissement avant confortement.....	56
V.3. Conclusion.....	56

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

VI.1. Introduction.....	57
VI.2. Méthode de confortement et de stabilisation par Plaxis 2D.....	57
VI.2.1. Stabilisation par gabionnage. ....	57
VI.2.1.1. Talus après confortement. ....	58
VI.2.1.2. Maillage après confortement.....	58
VI.2.1.3. Déplacement total.....	59
VI.2.1.4. Coefficient de sécurité .....	59
VI.2.1.5 devis quantitatifs du traitement par gabion. ....	60
VI 2.2. Stabilisation par géotextile.....	61
VI.2.2.1.Caractéristique du géotextile utilisé au renforcement.. ....	61
VI.2.2.2. Spécifications des matériaux drainants.....	61
VI.2.2.3. Calcul statique.....	62
VI.2.2.4 Stabilité interne .....	62
a)Vérification de la résistance structurelle des renforcements.....	63

## Table des matières

---

b)Calcul de la longueur «L».....	63
c)Vérification de la résistance à l'arrachement du renforcement.....	64
VI.2.2.5. Caractéristiques de géotextile.....	65
VI.2.2.6. Caractéristiques de TVO.....	65
VI.2.2.7. Talus après confortement.....	66
VI.2.2.8. Maillage après confortement.....	66
VI.2.2.9. Déplacement total.....	67
VI.2.2.10 Coefficient de sécurité.....	67
VI.3. Résultats finales de FS après confortement.....	68
VI.4.Conclusion.....	69
Conclusion générale.....	70
Références bibliographique.....	71
ANNEXE	

---

## Liste des figures

---

<b>Figure I.01:</b> Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines. ....	4
<b>Figure I.02:</b> Schématisation du phénomène d'éboulement. ....	5
<b>Figure I.03:</b> Éboulement région Luz- Saint sauveur (france).....	5
<b>Figure I.04:</b> Coulée boueuse a Faucon (Alpes de haute-provence en 2003. ....	5
<b>Figure I.05:</b> Laves torrentielles du Granie.....	5
<b>Figure I.06:</b> L'affaissement à château double, provence -alpes-cote d'azur 1976 .....	6
<b>Figure I.07:</b> Schéma explicatif d'un tassement à Mexico 1992 .....	6
<b>Figure I.08:</b> Schématisation du phénomène de fluage. ....	7
<b>Figure I.09:</b> Schéma simplifier retrait-gonflement. ....	7
<b>Figure I.10:</b> le plus grand glissement de terrain d'Europe (1100 m de long 750 m de haut, 50 millions m3). à la clapière en 1976 .....	8
<b>Figure I.11:</b> Glissement plan. ....	9
<b>Figure I.12:</b> Glissement circulaire ou rotationnel. ....	10
<b>Figure I.13:</b> Glissement rotationnel simple .....	10
<b>Figure I.14:</b> Glissement rotationnel complexe. ....	11
<b>Figure I.15:</b> Méthode de perturbation .....	13
<b>Figure I.16:</b> Découpage en tranches d'un talus. ....	14
<b>Figure II.01:</b> Différents systèmes de drainage en surface.....	17
<b>Figure II.02:</b> Schéma de principe des tranchées drainantes .....	17
<b>Figure II.03 :</b> Drains subhorizontaux .....	18
<b>Figure II.04 :</b> Etape de réalisation d'un drain vertical .....	19
<b>Figure. II.05:</b> Allègement en tête.....	20
<b>Figure II.06:</b> butée de pied (par plots) .....	20
<b>Figure II.07:</b> technique de Purge d'après LCPC .....	21
<b>Figure II.08:</b> Reprofilage.....	21
<b>Figure II.09:</b> Substitution partielle et éperons drainants .....	22
<b>Figure II .10 :</b> schéma de confortation par tirants d'ancrages .....	22

---

## Liste des figures

---

<b>Figure II.11:</b> Clous et micro-pieux .....	23
<b>Figure II.12:</b> Pieux et barrettes .....	24
<b>Figure II.13:</b> Mur en béton armé .....	24
<b>Figure II.14:</b> parement préfabriqué devant le massif en géotextile .....	25
<b>Figure II.15:</b> Exemple de végétation.....	26
<b>Figure III .01 :</b> carte géographique du glissement de terrain. ....	27
<b>Figure III .02 :</b> La nature argileuse du terrain et apparition d’escarpement en haut du talus .....	28
<b>Figure III. 03 :</b> MVT gabion au pied du talus dû aux poussées des terres.....	29
<b>Figure III.04 :</b> déformation de la chaussée et bourrelet au pied de talus.....	29
<b>Figure III 05 :</b> Pluviométrie de la wilaya de Constantine. ....	31
<b>Figure III .06 :</b> Carte de zonage sismique de l'Algérie. ....	37
<b>Figure IV.01:</b> Calcul du cercle de glissement par les méthodes de tranches. ....	38
<b>Figure IV.02:</b> Abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied. ....	39
<b>Figure V.01:</b> Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	48
<b>Figure V. 02 :</b> Représentation du HardeningSoil Model. ....	49
<b>Figure V. 03:</b> la géométrie du modèle.....	52
<b>Figure V. 04 :</b> :maillage du modèle dans notre projet.....	53
<b>Figure V. 05:</b> Introduire les données de la nappe phréatique au modèle.....	54
<b>Figure V. 06:</b> Coefficient de sécurité du talus avant confortement.....	54
<b>Figure V. 07:</b> maillage déformé dans notre modèle.....	55
<b>Figure V. 08:</b> cercle de glissement.....	55
<b>Figure VI.01 :</b> Réalisation d’un mur en gabion.....	58
<b>Figure VI.02:</b> Talus après confortement.....	58
<b>Figure VI.03:</b> Maillage du talus après confortement. ....	58
<b>Figure VI.04:</b> Déplacement total. ....	59
<b>Figure VI.05:</b> Coefficient de sécurité du talus après confortement .....	59

## Liste des figures

---

<b>Figure VI.06:</b> Introduction des caractéristiques de géotextile au PLAXIS .....	65
<b>Figure VI.07:</b> Saisie des propriétés du TVO dans le PLAXIS. ....	65
<b>Figure VI.08:</b> Talus après confortement. ....	66
<b>Figure VI.09:</b> Maillage du talus après confortement. ....	66
<b>Figure VI.10:</b> Déplacement total. ....	67
<b>Figure VI.11:</b> Coefficient de sécurité du talus après confortement. ....	67

---

## Les listes des tableaux

---

<b>Tableau I.01:</b> Échelle cinématique des mouvements de terrain. ....	3
<b>Tableau I.02:</b> Différents type des mouvements de terrain. ....	4
<b>Tableau III. 01 :</b> Les précipitations annuelles à Constantine (2001-2010).....	31
<b>Tableau III.02 :</b> Les précipitations moyennes saisonnières à Constantine (2001-2010). .....	31
<b>Tableau. III.03 :</b> Caractéristique du pénétromètre .....	33
<b>Tableau III.04 :</b> Résultats de l'essai la teneur d'eau.....	34
<b>Tableau III.05 :</b> résultats de la granulométrie .....	35
<b>Tableau III.06 :</b> Résultats des essais de limites d'Atterberg effectués pour les sols du site étudié .....	36
<b>Tableau III.07 :</b> Résultats des essais de cisaillement.....	36
<b>Tableau IV.01:</b> Résultats de calcul à l'état sec.....	39
<b>Tableau IV.02:</b> Résultats de calcul à l'état saturé .....	40
<b>Tableau IV.03:</b> Résultats de calcul à l'état sec.....	41
<b>Tableau IV.04:</b> Résultats de calcul à l'état saturé. ....	42
<b>Tableau IV.05:</b> Valeurs de FS calculés par les méthodes de Fellenius et Bishop.....	42
<b>Tableau V.01:</b> Caractéristiques physiques et mécaniques des sols.....	52
<b>Tableau V. 02:</b> Résultats de calcul des coefficients de sécurité FS.....	56
<b>Tableau VI.01:</b> Détail quantitatif du traitement.....	60
<b>Tableau VI.02:</b> Caractéristique physiques et mécaniques des géotextiles utilisés .....	61
<b>Tableau VI.03:</b> Résultats de calcul de l'espacement Sv entre les couches de géotextile .....	63
<b>Tableau VI.04:</b> Résultats de calcul de la longueur «L» du géotextile. ....	64
<b>Tableau VI.05:</b> Résultats de calcul du coefficient FS après confortement. ....	68

## Introduction générale

---

### Introduction générale

Un glissement de terrain est un mouvement ou un déplacement assez brusque de la terre (masse de sol ou de roche), le long de la surface de fracture sous l'influence de la gravité. Les conséquences de ce phénomène naturel, considéré comme une catastrophe naturelle, peuvent entraîner des pertes humaines et des dégâts matériels massifs. L'étude de l'impact de ces phénomènes est liée à la mécanique des sols et constitue l'une des principales préoccupations auxquelles l'ingénieur géotechnicien sera confronté dans sa pratique professionnelle. Une question complexe dont la réponse fiable est de la responsabilité de l'ingénieur géotechnicien. L'étude de la pente, en plus d'identifier le site et de déterminer les propriétés mécaniques du sol, comprend le calcul de la stabilité pour déterminer la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, d'une part, d'autre part, la valeur correspondante du facteur de sécurité. [1]

Ce projet a été conçu dont le but d'étudier la stabilité du glissement de terrain qui s'est produit le long de la route RN 27 au limite de Constantine, l'objectif spécifique de ce travail est d'identifier les causes réelles de l'instabilité tout en identifiant les renforcements qui permettent la sélection de la meilleure solution. L'évolution de ce travail a été tracée selon un plan d'action classique initié par la familiarisation avec le site et l'analyse des données disponibles, l'étude géotechnique du site permettra l'identification et la caractérisation des couches de sol de notre site. Ceci sera suivi de la proposition et du développement détaillé des solutions de renforcement les plus appropriées, les calculs de stabilité seront effectués à l'aide du logiciel Plaxis (2D). La dernière étape concerne une analyse multicritères, prenant en compte l'aspect technique et économique des solutions analysées, dont le but est de justifier le meilleur comportement adaptatif.

Dans le cadre de notre mémoire de maîtrise, nous proposons d'organiser son contenu en plusieurs chapitres regroupés sous deux parties principales; la première partie théorique et la deuxième partie appliquée. La partie théorique se compose de trois chapitres qui permettent d'identifier les concepts de base et les concepts liés à la problématique des glissements de terrain, les méthodes de calcul et les procédures de renforcement utilisées. La partie appliquée, qui contient trois chapitres, a débuté par l'introduction du sujet d'étude et d'analyse, suivi de la synthèse du relevé géotechnique réalisé. La stabilité des pentes a été étudiée par le logiciel plaxis



## Introduction générale

---

(2D), qui a permis d'identifier des options de solutions possibles comme solution au problème en question.

## Chapitre I:Les mouvements de terrain

### I.1. Introduction

Le mouvement de terrain est considéré comme danger naturel permanent rencontré dans le monde entier; les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel, lentement façonné, peut soudainement subir des ruptures, des déformations et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme. C'est pour cela, il faut rendre compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables, afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

### 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,.....). [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/an à 12mm/an	1mm/mois à 50mm/mois	1.5mm/j à 100mm/j	4mm/h à 10000mm/h	2500mm/s à 10000mm/s

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

**Tableau I.02:** Différents type des mouvements de terrain. [2]

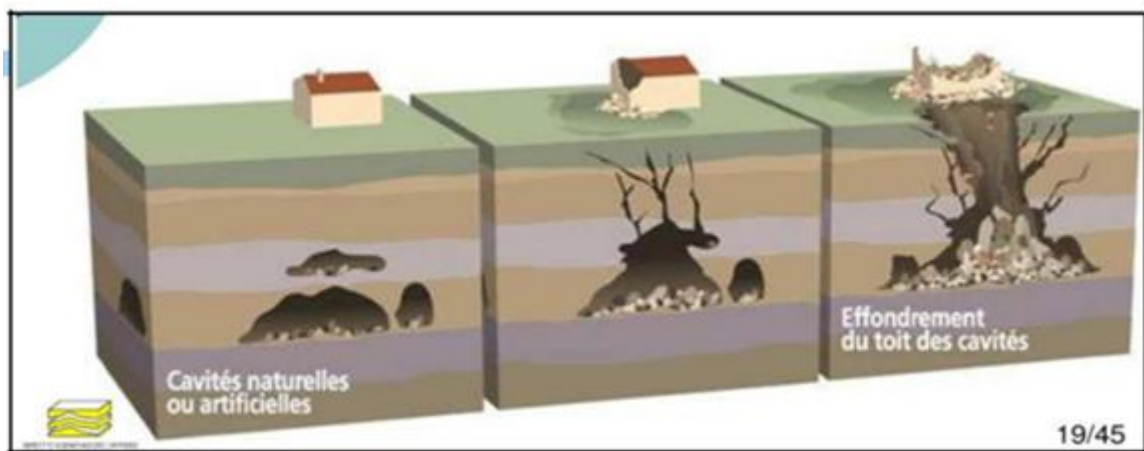
Mouvements rapides	Mouvements lents
<p><b>Propagation en masse :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les effondrements;</li> <li>- Les chutes de pierres ou de blocs;</li> <li>- Les éboulements ou écroulements ;</li> </ul> <p><b>Propagation en état remanié :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Les laves torrentielles;</li> <li>- Les coulées boueuses ;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les affaissements;</li> <li>- Les tassements;</li> <li>- Le fluage ;</li> <li>- Le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux;</li> <li>- Les glissements de terrain ;</li> </ul>

**I.2.1. Les mouvements de terrain rapides**

**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 50 m, occasionnellement 100 m) 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. [3]



**Figure I.1:** Schéma explicatif de l’effondrement des cavités souterraines. [3]

**b) Les éboulements et chutes de blocs**

Dans ce type de mouvement, un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous son propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels éboulements génèrent une chute de gros rochers, qui peuvent par la suite emporter avec eux d'autres gravats, ce qui amène à une avalanche de débris. [4]



**Figure I.2:** Schématisation du phénomène d'éboulement. [4]

**Figure I.3:** Éboulement de la région Luz-Saint sauveur (France).

**c) Les coulées de boues et laves torrentielles**

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. [5]



**Figure I.4:** Coulée boueuse a Faucon (Alpes de haute-provence en 2003.

**Figure I.5:** Laves torrentielles du Granier France 2016.

I.2.2. Les mouvements de terrain lents

a) Les affaissements

Les affaissements, sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements.

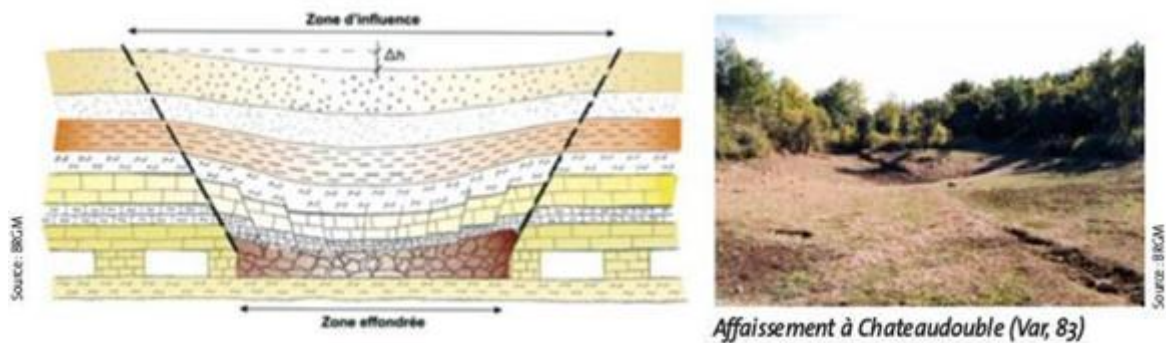


Figure I.6: L'affaissement à Châteaudouble, Provence -alpes-côte d'azur 1976

b) Le tassement

Le 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).[5]

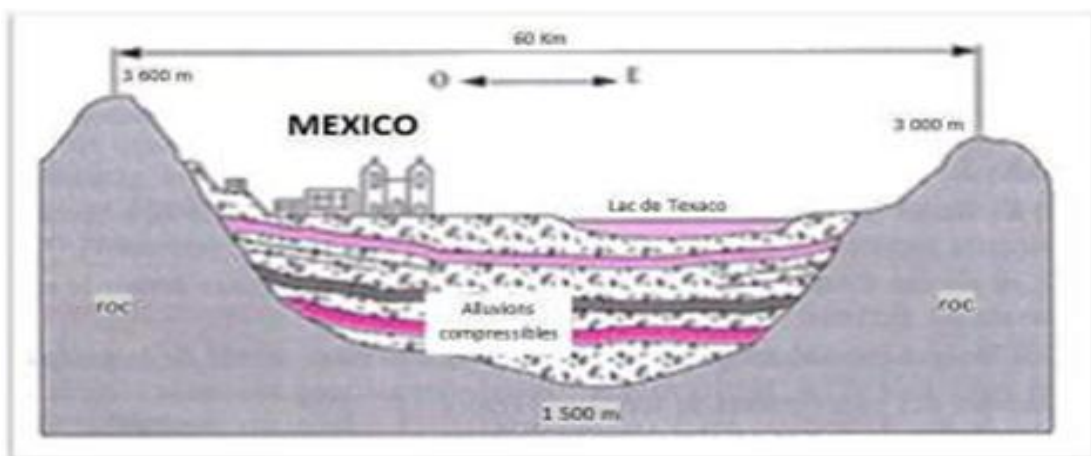
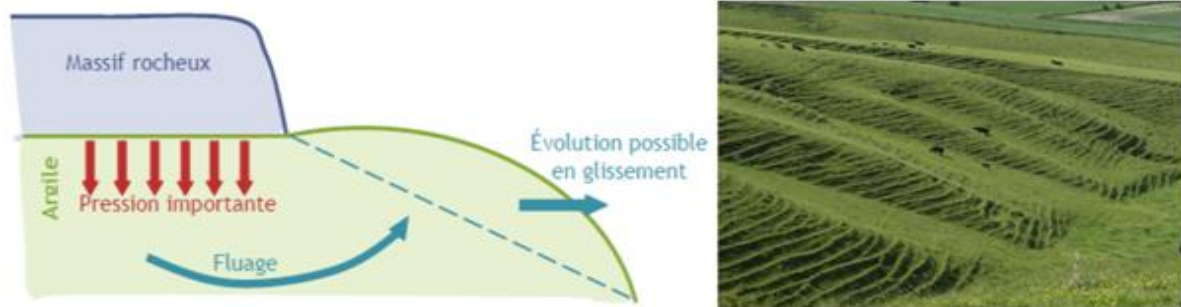


Figure I.7: Schéma explicatif d'un tassement à Mexico 1992

**c) Les fluages :**

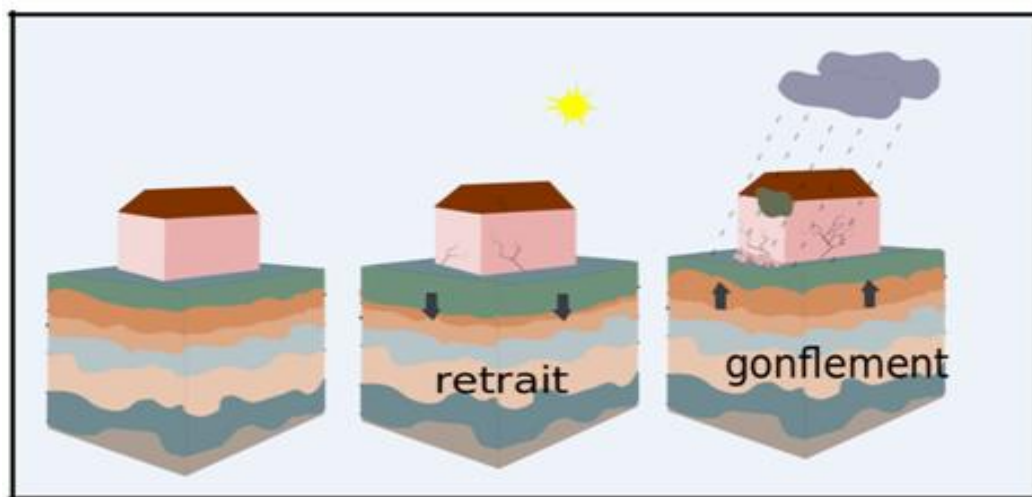
Le fluage est souvent très visible, les troncs des arbres sont distordus et les poteaux électriques penchent. C'est pourquoi l'installation des drains devient une nécessité pour diminuer ce phénomène, souvent dévastateur pour les installations souterraines amenées à rupture. Une zone susceptible au fluage à long terme est souvent difficile à identifier, les vitesses d'évolutions sont en effet très lentes et la simple incorporation d'eau dans la terre meuble, diminuant sa résistance mécanique, peut entraîner une situation de fluage. [4]



**Figure I.8:** Schématisation du phénomène de fluage. [4]

**d) Le retrait-gonflement**

Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de la teneur en eau des terrains argileux, ces dernières sont gonflés avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse.



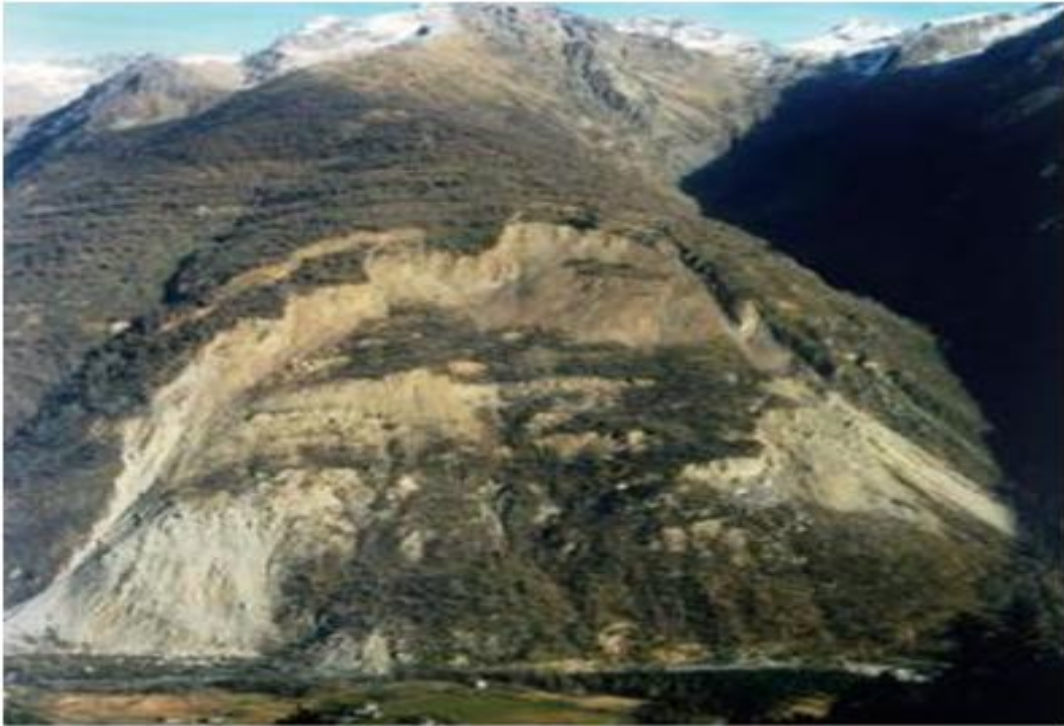
**Figure I.9:** Schéma simplifier retrait-gonflement.

**e) Les glissements de terrain**

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite

d'un événement naturel forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que les travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques, qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

Les glissements de terrain se produisent dans des circonstances très variées. Ils affectent des ouvrages construits par l'homme (déblai ou remblai) ou des pentes naturelles; ils se produisent généralement lentement et dans certain cas, ils peuvent se produire brutalement. Ces glissements peuvent être minuscules, quelques mètres cubes de talus routier, ou gigantesque, comme les millions de mètres-cubes de glissements, qui menacent et obstruent de temps en temps les vallées dans les zones montagneuses. [2]



**Figure I.10:** le plus grand glissement de terrain d'Europe (1100 m de long 750 m de haut, 50 millions m<sup>3</sup>) à la clapière en 1976.

### **I.3. Différents types de mouvement des terrains**

Les mouvements 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. [2]

### 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 - 2 cm/an;
- Glissement peu actif, lent: 2 - 10 cm/an ;
- Glissement actif (ou lent avec phases rapides): > 10 cm/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. [6]

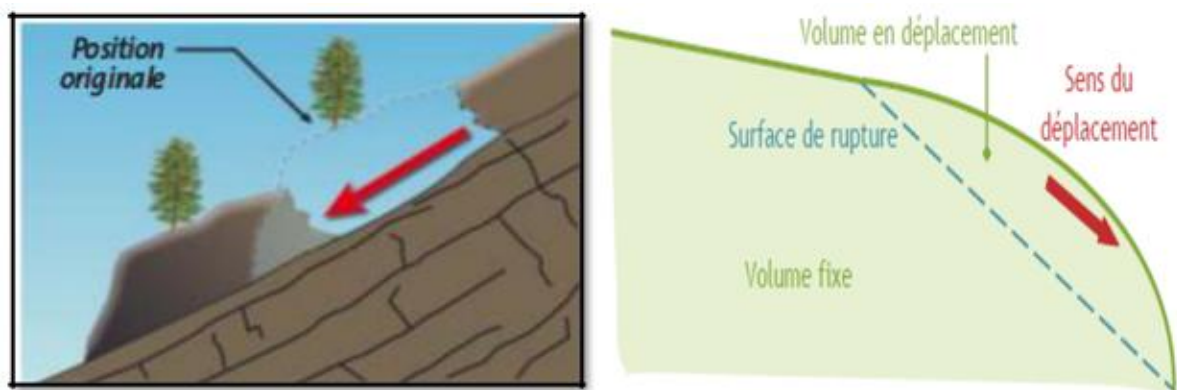
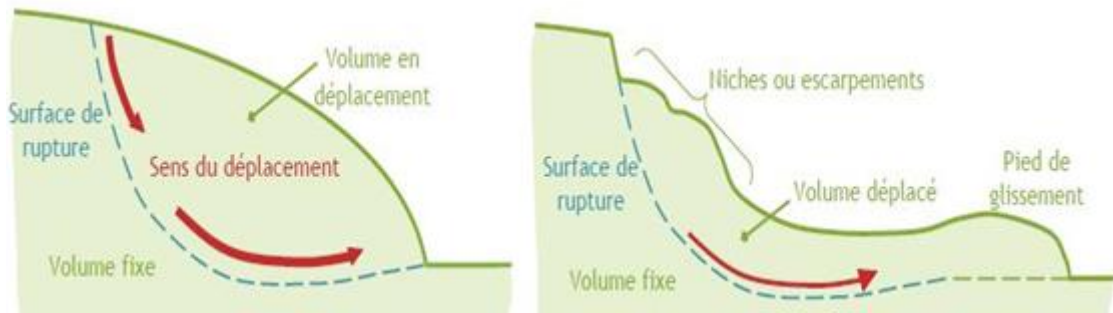


Figure I.11: Glissement plan. [3]

#### b) Glissement circulaire ou rotationnel

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. [7]

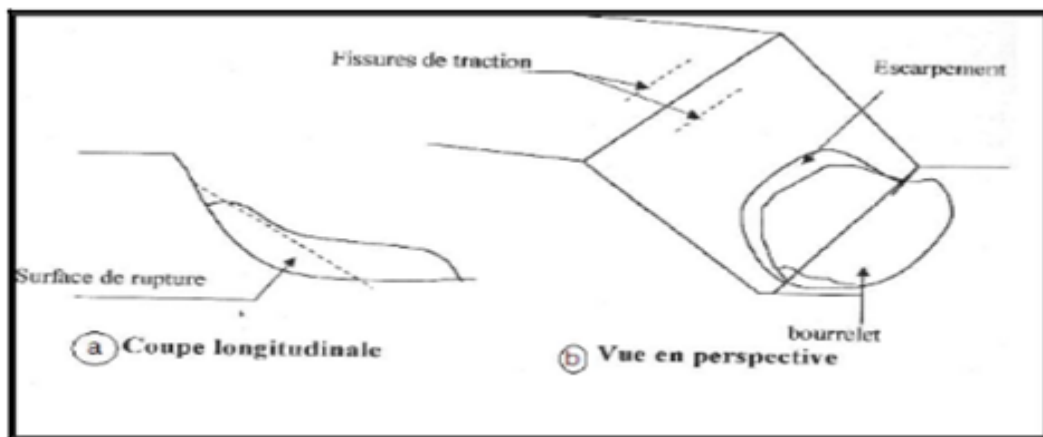




**Figure I.12:** Glissement circulaire ou rotationnel. [4]

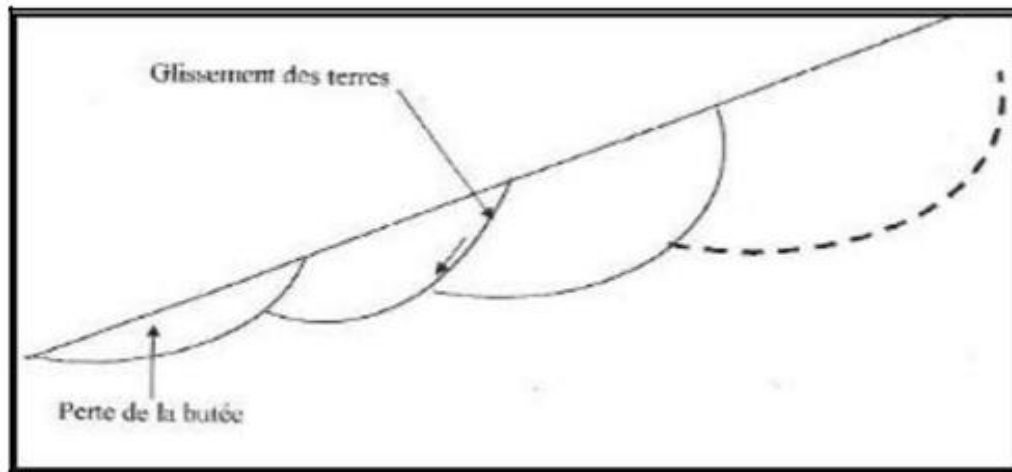
On distingue deux classes de glissement rotationnel:

- **Glissement rotationnel simple:** La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend:
  - En tête des fissures de traction;
  - Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement;
  - À la base, un bourrelet formé par des matières glissées. [7]



**Figure I.13:** Glissement rotationnel simple

- **Glissement rotationnel complexe:** il s'agit de glissements multiples «emboîtés» les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [7]



**Figure I.14:** Glissement rotationnel complexe.

- **Le glissement quelconque (aléatoire):** Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation, et se développent dans les dépôts hétérogènes, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. [8]

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

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain, les plus importants étant :

**-La nature des terrains :** La nature de terrains dépend de ,Géométrie de terrains ,La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. Résistance au cisaillement des sols ou des roches : 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 de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif.

**-L'action de l'eau :** l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

**-Les actions climatiques :** 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.

**-Les causes mécaniques externes :** citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...).

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

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitations).

### **I.5.1. Méthode des tranches**

C'est une méthode suédoise due à Petterson (1916), qui a subi plusieurs adaptations au fil des ans 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 Nonveiller en 1965. Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. [9]

-Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre.

### **I.5.2. Méthode de Fellenius (1927)**

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que la ligne de glissement est circulaire, Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main. [10]

### I.5.3. 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.

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 suivante

$$FS = \frac{\sum_1^n (C_i \cdot b + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \phi_i) / m\alpha}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha}$$

avec

$$m\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \cdot \frac{\tan \phi_i}{F} \right)$$

### I.5.4. Méthode des perturbations (1972)

C'est l'une des méthodes de calcul par tranches d'un glissement selon une ligne quelconque. Elle se base, selon Faure. (1975), sur le principe suivant :

Les forces qui agissent sur une masse de sol en mouvement sont :

- Force de pesanteur (le poids),
- Résultante des pressions interstitielles le long de la Courbe de rupture,
- Force de résistance au cisaillement. [11]

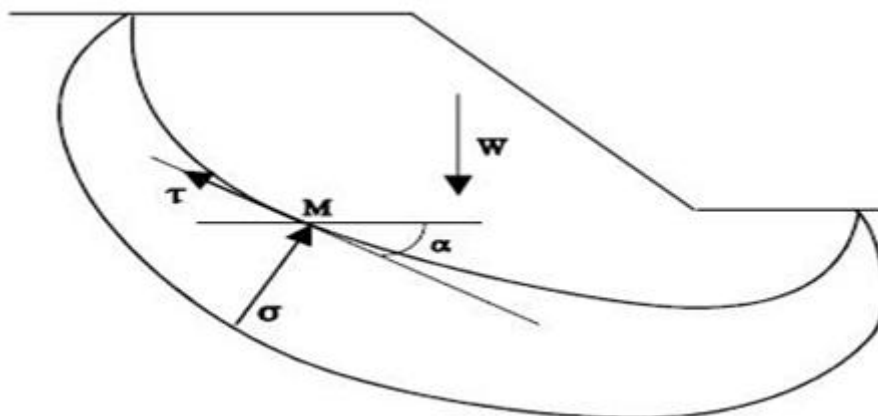


Figure I.15: Méthode de perturbation

## I.6. Principe de la méthode des tranches de Fellenius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus, Fellenius suppose que le volume de glissement est délimité par la surface de glissement et que la topographie du talus soit subdivisé en  $n$  tranches, chaque tranche est considérée comme un solide indéformable en équilibre sur la ligne de glissement.

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques mécaniques différentes. La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure. [12]

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, est on néglige totalement les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$  et horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$

- **W<sub>i</sub>** : poids de la tranche  $n$ . Se décompose en : Une force normale ( $N_n$ ).
- Une force tangentielle ( $T_n$ ).
- **R<sub>n</sub>** (force résistante) : résistance du sol due à sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Les réactions sur les faces verticales B C et A D décomposées en réactions horizontales :

$H_n$  et  $H_{n+1}$ , et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .

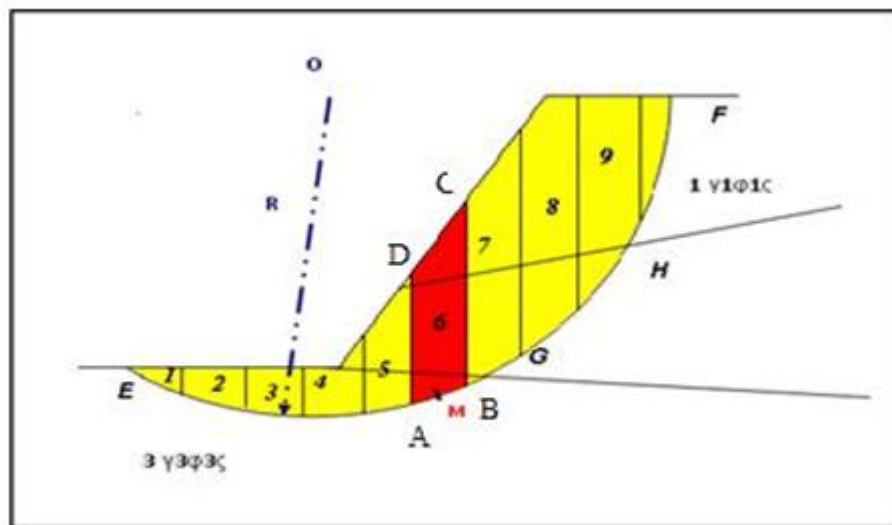


Figure I.16: Découpage en tranches d'un talus [12]

**I.7. Conclusion**

Ce chapitre a été consacré pour définir les différents types de mouvements de terrain provoqués dans la nature, et qui sont les mouvements lents et continus et ceux rapides et discontinus, ainsi que leurs effets. De plus, il est bien expliqué les causes principales des glissements de terrain et les méthodes de calcul de stabilité du terrain. Enfin, les conséquences des glissements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures,

## **Chapitre II: Types de confortement des glissements**

### **II.1.Introduction**

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de Parade ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par (Élimination de la masse instable (Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage) Augmentation des efforts résistants (Confortement, etc.).

### **II.2. Méthodes de confortement**

#### **II.2.1. Dispositifs de drainage**

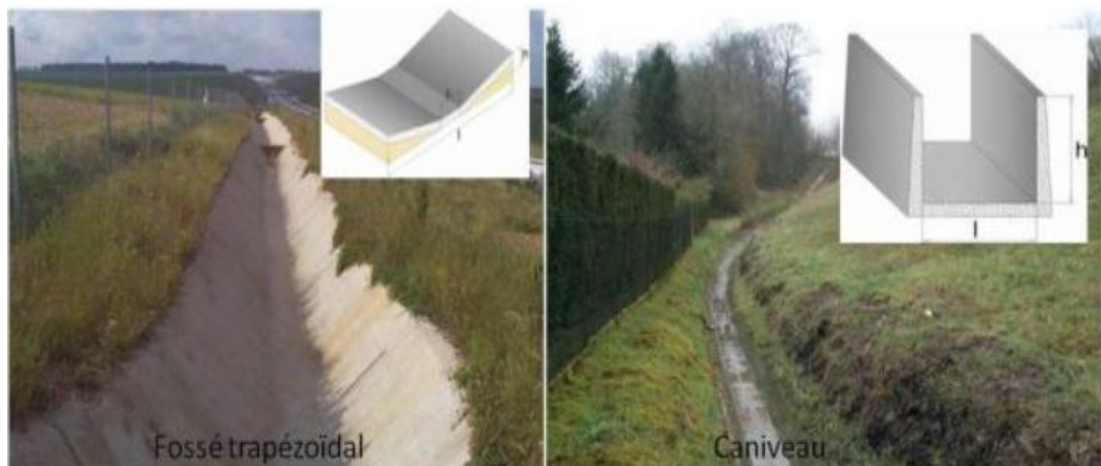
Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales: [13]

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

##### **II.2.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont, et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

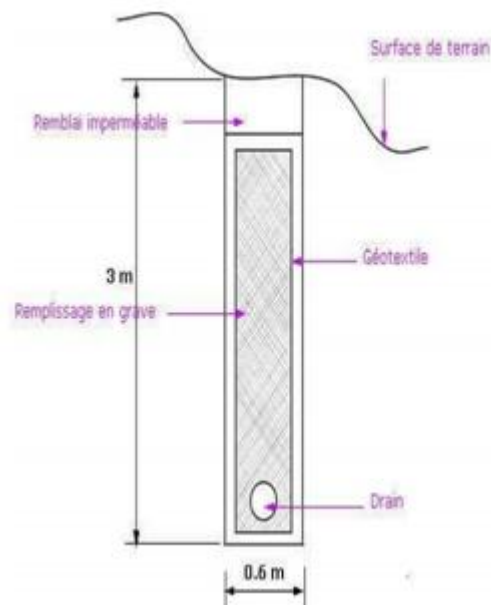
Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont -ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements. [14]



**Figure II.01:** Différents systèmes de drainage en surface.

### II.2.1.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. La profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi. L'écran en géo composite est drainant, composé d'un géotextile et de tuyaux collecteur, le géo composite permet de réaliser des écrans drainants s'étendant jusqu'à 6m de profondeur et ils sont réalisés soit à la main ou par pelle mécanique. [15]



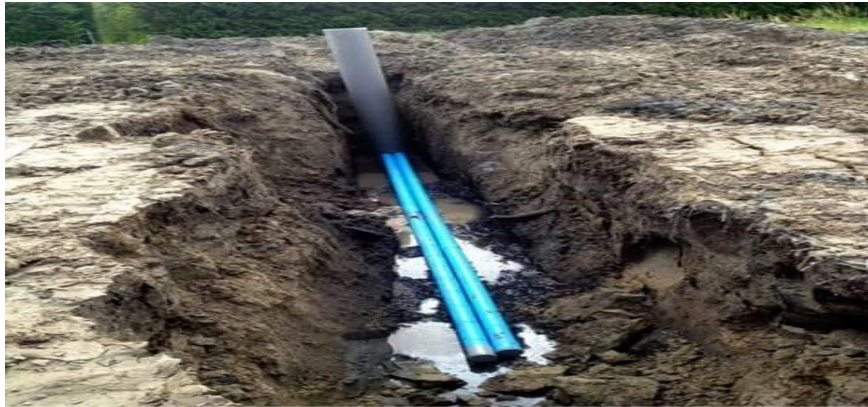
**Figure II.02:** Schéma de principe des tranchées drainantes



**II.2.1.3 Drains subhorizontaux**

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents. Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants: [16]

- Nappe de versant;
- Couche et poche aquifères, éventuellement en charge;
- Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur).



**Figure II.03 :** Drains subhorizontaux

**II.2.1.4 Drains verticaux, puits et galeries drainantes**

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).[17]

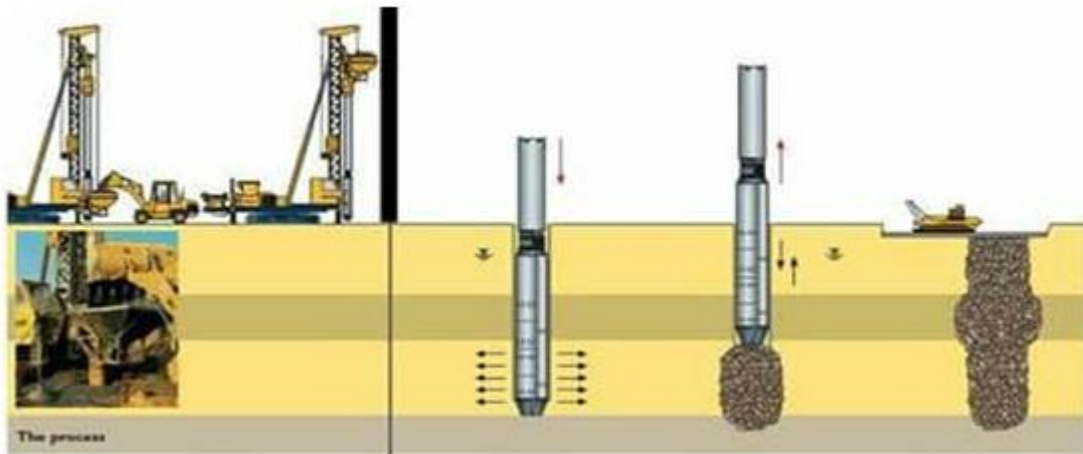


Figure II.04 : Etape de réalisation d'un drain vertical.

## 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: [14]

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant 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

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité.

- La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.
- L'allègement en tête peut aussi être obtenu par raidissement de la pente en employant un matériau de même poids, mais de caractéristiques plus fortes comme le *tex sol*. [18]

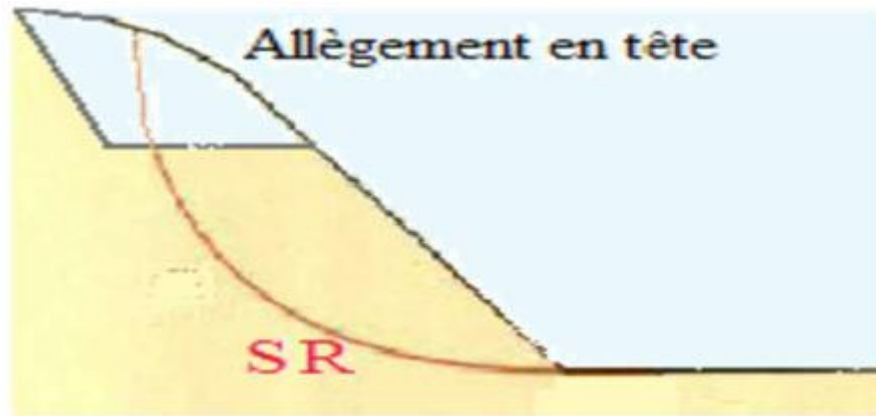


Figure. II.05: Allègement en tête.

### II .2.2.2 Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage est également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont;
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. [18]

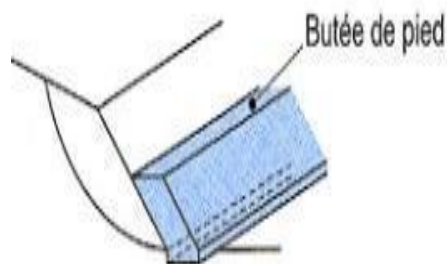
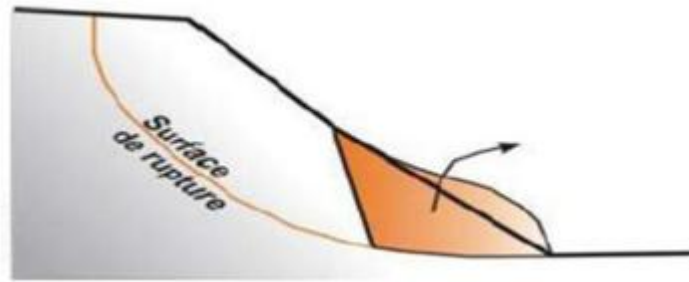


Figure II.06: butée de pied (par plots).

### II.2.2.3. Purge

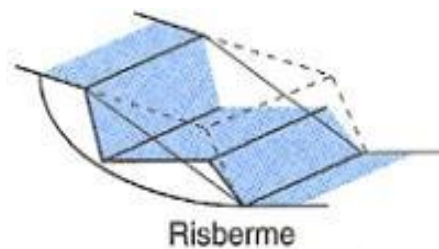
Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. [19]



**Figure II.07:** technique de Purge d'après LCPC.

#### II.2.2.4. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutage du terrain naturel. Dans ce sens le procédé s'apparente à l'allègement en tête consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais et il est de pratique courante, l'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. [18]



**Figure II.08:** Reprofilage.

#### II.2.2.5. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. Les substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de confort discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [20]

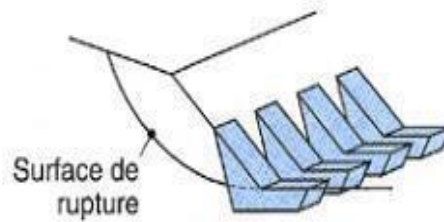


Figure II.09: Substitution partielle et éperons drainants.

### II.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. [21]

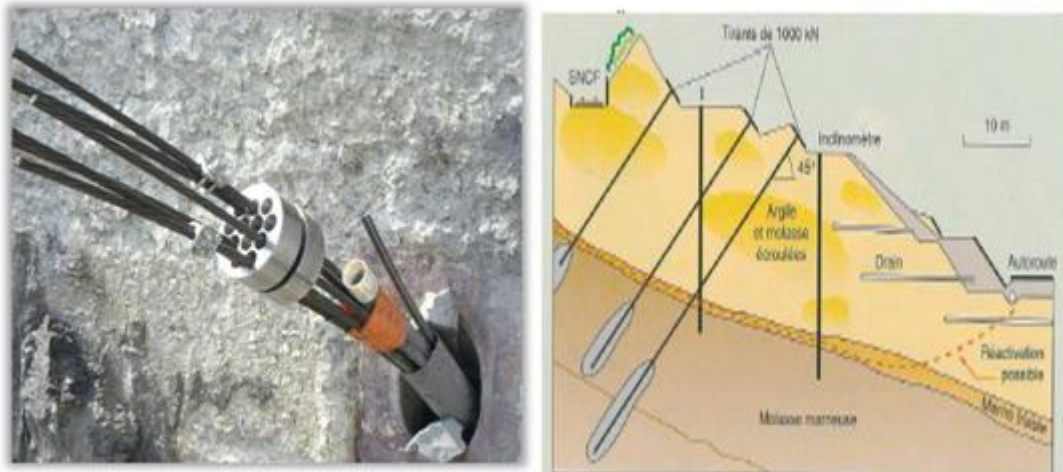


Figure II.10: schéma de confortation par tirants d'ancrages.

### II.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il 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.4.1. Clous et micropieux**

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.11:** Clous et micropieux.

**II.4.2. Pieux et barrettes**

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que les Clous et les micros pieux.

Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

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

- Dans le pieu par flexion/cisaillement;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le; fût du pieu
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux;

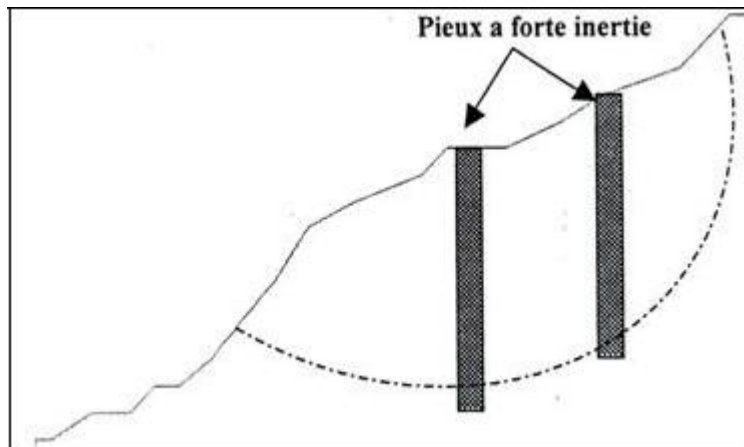


Figure II.12: Pieux et barrettes.

## II.5. Les soutènements

### II.5.1. Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression). [22]



Figure II.13: Mur en béton armé.

### II.5.2. Les ouvrages souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métallique, par nappes de géotextiles, par grilles métallique ou synthétiques.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



**Figure II.14:** parement préfabriqué devant le massif en géotextile.

## **II.6. Boisement et reforestation**

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les services forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là où la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes. Quelques auteurs ont cependant fait entendre une opinion quelque peu divergente, selon laquelle, dans un premier temps, la disparition de la forêt entrainerait plutôt une stabilisation. Cela serait dû à l'élimination de la surcharge, au ralentissement de la reptation du sol. Mais au bout d'un certain temps, la diminution de l'évapotranspiration et la remontée de la nappe phréatique joueraient, en sens inverse, en faveur de l'instabilité.

Le rôle de la végétation est, d'une part, mécanique, joué par les racines. Des cas de glissement ont été mis en relation avec la destruction du système racinaire, après déforestation, et pour des forêts de types différents, de l'Alaska au Brésil, ou dans les Alpes. Plusieurs spécialistes n'estiment qu'un couvert forestier ne produit qu'une surcharge faible, qui ne peut contribuer à l'instabilité que dans le cas de versant dont l'inclinaison dépasse l'angle de friction interne du matériau.

L'effet du vent sur la stabilité, dans une forêt et après déforestation, n'a pas encore été réellement évalué. Il en est de même pour l'effet de pénétration des racines dans le sol et, ou,



la roche. On peut faire remarquer qu'il ne peut jouer un grand rôle en milieu forestier tropical, puisque le réseau racinaire y reste très superficiel. [22]



**Figure II.15:** Exemple de végétation.

## **II.7. Conclusion**

Afin d'échapper à un glissement de terrain nous pouvons appliquer certaines techniques ou méthodes qui aboutissent à un confortement, stabilisant dans ce cas notre terrain. Dans ce chapitre, nous avons dénombré les différentes méthodes de confortements, précisant leur mode de travail et leurs cadres d'application ainsi que leurs propriétés.

## Chapitre III: étude 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 (nature des matériaux 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 27 la liaison entre la wilaya de mila et constantine.

### III.2. Reconnaissance du site

#### III.2.1. Situation du site

La wilaya de Constantine se situe au nord-est de l'Algérie, Le site concerné par le présent rapport se trouve à l'EST de la wilaya au niveau de la limite de la wilaya de MILA sur la RN27 au pk 27+000. La Figure -1- présente la vue en plan du site d'étude sur la carte.



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

**III.2.2 Topographie**

La pente reste un facteur déterminant dans l'excitation de tout mouvement gravitationnel et de toutes les forces hydrodynamiques qui interviennent parallèlement à la direction générale de la pente. Le levé topographique est le principal outil, car il reproduit la condition physique actuelle et donne:

- Les limites du terrain concerné par l'étude.
- Identification précise des chantiers de construction de la nature des différents habitats ou équipements et planification des routes existantes reproduites avec leurs vraies dimensions.

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. L'étude des sols met en évidence leurs caractéristiques pédologiques et géotechniques en fonction des pentes. Le terrain de Constantine diffère d'une région à l'autre. Il est très accidenté dans la partie nord-est de constantine par exemple, il peut aller jusqu'à 12%, et à ce niveau d'analyse du site, les glissements de terrain et les déformations apparaissent principalement en haut de la pente avec falaise en haut de la pente et gonfle dans le route. La taille de bloc a été estimée à environ 70 mètres de long. Parmi les perturbations:

- Le déplacement massif des terres est le risque de couper la RN27.
- Déformation du confortement en place gabions et enrochement.



**Figure III.02:** La nature argileuse du terrain et apparition d'escarpement en haut du talus.



**Figure III.03:** MVT gabion au pied du talus dû aux poussées des terres.



**Figure III.04:** déformation de la chaussée et bourelet au pied de talus.

### **III.2.3 Géologie de la RN27 par le glissement**

Sur le plan géologie, la zone d'étude se situe sur les limites Nord de la dépression de Constantine appartenant à l'ère du miocène. Les terrains meubles sont constitués principalement par des dépôts d'alluvions sablo-graveleux dans le lit des oueds et sur plusieurs niveaux de terrasses, des colluvions provenant en grande partie de l'érosion des argiles du miocène assez répandues et d'écoulement aux pieds des formations rocheuses. Les colluvions sont riches en argiles mal drainées, gypseuses par endroit, quelque fois plastiques et très peu résistantes. Elles montrent des phénomènes de fluage et de glissements en de nombreux endroits. Les éboulis les plus localisés sont principalement constitués de fragments de grès numidique dans une matrice de sable argileux.

Le substratum est principalement constitué de dépôts continentaux d'âge miocène moyen à supérieur et plus localement de formation allant du trias à l'oligocène. La stratigraphie régionale est marquée par la chaîne numidique caractérisée à son tour par la présence d'imposants rochers de calcaires triasiques M'cid aicha, Kef Sema et Sidi Dris séparés sur tout leur pourtour par des contacts anormaux des marnes schisteuses, des schistes ou des grès crétacés (M'cid).

#### **III.2.4 Situation géographique**

Constantine est située au nord-est de l'Algérie, bordée à l'est la wilaya de Guelma, à l'ouest la wilaya de Mila, au nord la wilaya de Skikda, et au sud la wilaya d'Oum El Bouaghi.

#### **III.2.5 Climatologie**

L'eau est l'un des facteurs principaux qui influe sur l'instabilité de terrain car il participe à la modification des conditions d'équilibre du sol. Son rôle est le déclenchement du mouvement de terrain et pour cela il faut tenir compte des facteurs climatologiques: la pluviométrie de notre région d'étude.

##### **III.2.5. 1 La Répartition des Pluies**

La ville de Constantine est située dans une zone dont les pluies annuelles sont comprises entre 500 - 600mm et 600 - 700mm.

La carte pluviométrique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) montre globalement une répartition décroissante des précipitations du Nord vers le Sud, et d'Ouest vers l'Est. En effet dans le groupement des communes, les précipitations varient entre 450mm et 500mm ; et le tableau suivant mentionne les variations annuelles des précipitations pour la période (2001-2010):

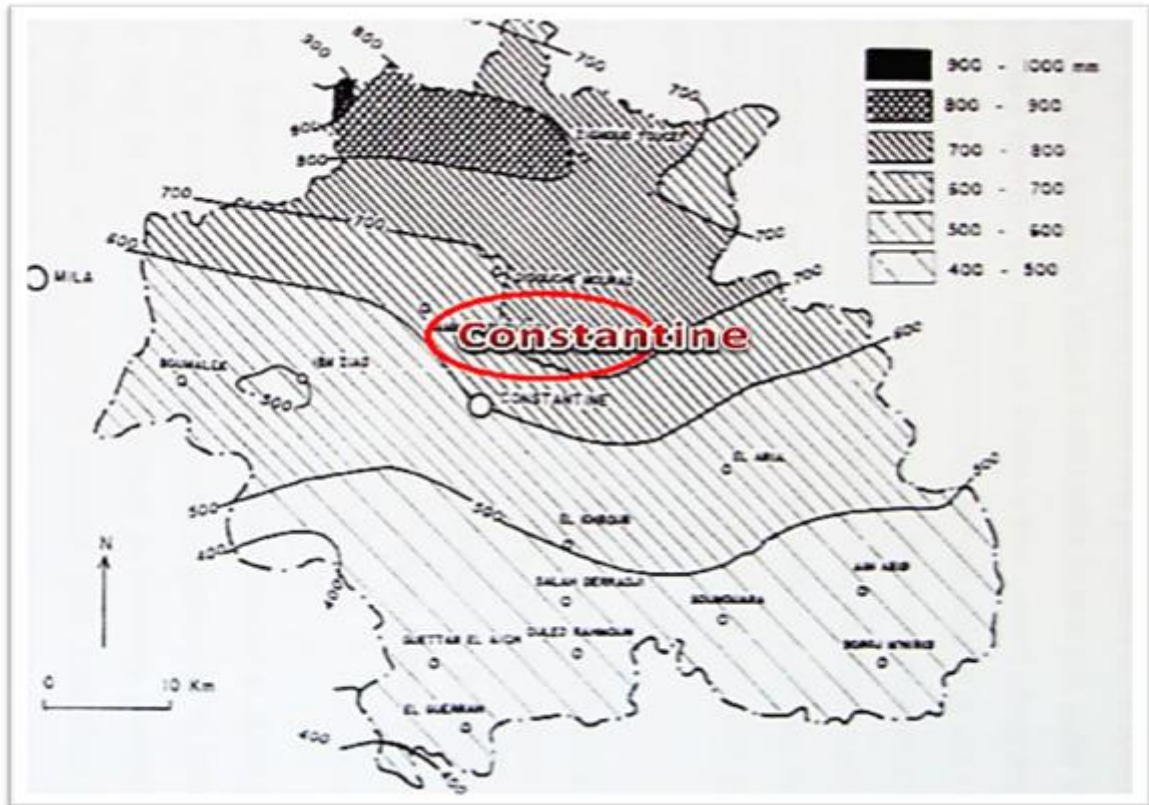


Figure III 05 : Pluviométrie de la wilaya de Constantine.

Tableau III. 01 : Les précipitations annuelles à Constantine (2001-2010).

Année	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
P (mm)	463.5	485.2	767.6	701.0	325.5	458.3	480.7	347.9	627.6	490.6

D’après le (tableau n°1) nous remarquons que la pluviométrie maximale a atteint les 767.6mm pour l’année 2003, tandis que la pluviométrie minimale est enregistrée en 2005 avec 325.5mm.

Tableau III.02 : Les précipitations moyennes saisonnières à Constantine (2001-2010).

Saison	Automne			Hiver			Printemp			Eté			An née
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	
Constantine	46.8	32.1	52.6	83.3	76.5	38.3	51.4	58.4	44.9	8.9	5.1	16.6	514.9
	131.5			198.1			154.7			30.6			

Pour la série (2001-2010) on note que la pluviométrie est importante au mois de décembre (plus de 83mm) tandis que le mois de Juillet est le plus sec avec 5.1mm de précipitation. La saison la plus pluvieuse concerne l'hiver avec 198.1mm de précipitations; et la plus sèche concerne l'été avec 30.6mm de précipitations.

### **III.3. Programme de reconnaissance géotechnique**

Le programme d'investigations géotechniques consiste essentiellement la réalisation de :

- ✓ Deux (02) sondages carottés entre 15.00 m et 20.00 m de profondeur notés SC1 et SC2.
- ✓ Six (06) essais au pénétromètre dynamique .
- ✓ Des essais de laboratoire.

#### **III.3.1. Resultats de l'investigation**

##### **a) Lithologie**

- ✓ **Sondage SC1 (annexe 01)**
  - 00.00 à 0.40 m : remblais.
  - 0.40 à 12.00 m : grés friable de couleur rougeatre.
  - 12.00 à 15.00 m : marne de couleur grisatre.
- ✓ **Sondage SC2 (annexe 02)**
  - 00.00 à 0.40 m : terre végétale.
  - 0.40 à 4.00 m : remblais.
  - 4.00 à 20.00 m : marne de couleur grisatre devenant plus dur à partir de 9 m

##### **b) Essais de pénétration dynamique NF P94-115**

###### ✓ **But**

L'objet principal des essais de pénétration dynamique effectués sur site est de déterminer le niveau de la couche résistante qui servira à l'ancrage des fondations de notre ouvrage.

###### ✓ **Principe**

L'essai pénétrométrique consiste à battre dans le sol un ensemble de tiges et à compter le nombre de coups nécessaire à un enfoncement donné de 20 cm. La résistance de pointe donnée par le sol ( $R_p$ ) est estimée en fonction de ce nombre de coups par la formule dite << **des Hollandais**>> :

$$R_p = \frac{M^2 \cdot H}{A_e (M+P)}$$

**M** : poids du mouton

**H** : hauteur de chute du mouton

**A** : section de la pointe du pénétromètre dynamique

**e** : refus (pénétration moyenne par coup)

**P** : poids des tiges

✓ **Résultats**

La corrélation de ces essais pénétoétriques avec les logs des sondages montre que les différentes couches traversées sont caractérisées par les résistances en pointe suivantes :

**Tableau. III.03 : Caractéristique du pénétromètre**

<b>Pénétrromètre</b>	<b>Profondeur (m)</b>	<b>Résistance moyenne (bars)</b>
<b>1</b>	0.0<pro< 2.0	30 à 108
	2.0<pro< 7.6	108 à 300
<b>2</b>	0.0<pro<3.0	20 à 114
	3.0<pro<13.6	114 à 270
<b>3</b>	0.0<pro<1.5	28 à 84
	1.5<pro<11.80	84 à 280
<b>4</b>	0.0<pro<2.4	20 à 108
	2.4<pro<7.2	108 à 300
<b>5</b>	0.0<pro<3.0	20 à 102
	3.0<pro<13.2	102 à 240
<b>6</b>	0.0<pro<3.9	20 à 90
	3.9<pro<14.2	90 à 252

A partir de l'allure des pénétromètres dynamiques, nous pouvons tirer les observations suivantes:

- Des résistances de pointe faible à moyenne entre 0 et 3m.



- Une croissance linéaire des résistances de pointe entre 3 et 13.2 m de profondeur, ce qui démontre l'état compact des sols.
- Des chutes de résistances marquées par des creux des diagrammes des pénétromètres des sols impliquant une érosion interne des sols dus à l'infiltration des eaux.

**III.3.2. Essais de laboratoire**

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire suivants :

- ✓ Essais physiques :
  - Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation.
  - Mesure du degré de saturation.
  - Mesure des densités.
  - Analyses granulométriques.
  - Limites d'atterberg.
- ✓ Essais mécaniques :
  - Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

L'ensemble de ces résultats est récapitulé dans les tableaux ci-après :

➤ **Essais physiques**

• **Humidité**

**W** : teneur en eau naturelle

**W<sub>sat</sub>** : teneur en eau de saturation

**γ<sub>d</sub>** : densité sèche

**γ<sub>h</sub>** : densité humide

**S<sub>r</sub>** : degré de saturation

**Tableau III.04** : Résultats de l'essai la teneur d'eau.

N° de SC	Profondeur (m)	W (%)	W <sub>sat</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>h</sub> (t/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	Interprétation
	6.5 à 7.00	23.15	23.17	1.66	2.04	100	Sol moyennement dense, saturé

SC1	14.6 à 14.9	21.40	21.58	1.71	2.07	99	Sol moyennement dense, détrempe
SC2	9.00 à 9.5	19.65	19.77	1.76	2.10	99	Sol moyennement dense, détrempe
	15.00 à 15.3	21.01	20.82	1.73	2.09	100	Sol moyennement dense, détrempe
	17.2 à 17.6	25.47	26.48	1.58	1.98	96	Sol de faible dense, détrempe

• **Granulométrie**

% < 2mm : pourcentage des passants inférieurs à 2mm.

% < 80µ : pourcentage des passants inférieurs à 80µ.

**Tableau III.05** : résultats de l'essai la granulométrie.

N° de SC	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC1	6.5 à 7.00	100	100	Sol fin
	14.60 à 14.90	100	100	Sol fin
SC2	9.00 à 9.5	100	100	Sol fin
	15.00 à 15.3	100	100	Sol fin
	17.2 à 17.6	100	100	Sol fin

• **Limites d'Atterberg**

**W<sub>L</sub>** : limite de liquidité

**W<sub>P</sub>** : limites de plasticité

**I<sub>P</sub>** : indice de plasticité

**I<sub>C</sub>** : indice de consistance

**Tableau III.06:** Résultats des essais de limites d'Atterberg effectués pour les sols du site étudié

N° de SC	Profondeur (m)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub> (%)	Interprétation des résultats
SC1	6.5 à 7.00	60.94	28.60	32.34	1.16	Sol argileux, très plastique et dur
	14.6 à 14.9	69.90	31.34	38.56	1.25	Sol argileux, très plastique et dur
SC2	9.00 à 9.5	61.11	28.34	32.77	1.26	Sol argileux, très plastique et dur
	15.00 à 15.3	68.40	31.24	37.16	1.27	Sol argileux, très plastique et dur
	17.2 à 17.6	64.35	29.52	34.83	1.11	Sol argileux, très plastique et dur

➤ **Essais mécaniques**

- **Essai de cisaillement de Casagrande**

**C:** cohésion (bars),

**Ø:** Angle de frottement interne en degré (°)

**Tableau III.07:** Résultats des essais de cisaillement. [23]

N° de SC	Profondeur (m)	Type d'essai	C (bars)	Ø (°)
SC1	6.5 à 7.00	UU sat	0.89	2.33
	6.5 à 7.00	CD sat	0.14	20.38
	14.6 à 14.9	CD sat	0.01	20.71
SC2	9.00 à 9.5	UU sat	1.11	5.44
	9.00 à 9.5	CD sat	0.08	29.79
	15.00 à 15.3	CD sat	0.16	32.5
	17.2 à 17.6	CD sat	0.14	25.51

### III.4. Aperçu Sismique

D'après le document RPOA (version 2008) relatif au classement des sites selon leur sismicité, le territoire Algérien est divisé en cinq zones de sismicité :

**Zone 0** : sismicité négligeable.

**Zone I** : sismicité faible.

**Zone II.a** : sismicité moyenne.

**Zone II.b** : sismicité élevée.

**Zone III** : sismicité très élevée.

Selon (RPOA 2008) le glissement est implanté dans la zone de sismicité moyenne « zone IIa », (Voir carte de zonage sismique ci-dessous). [23]

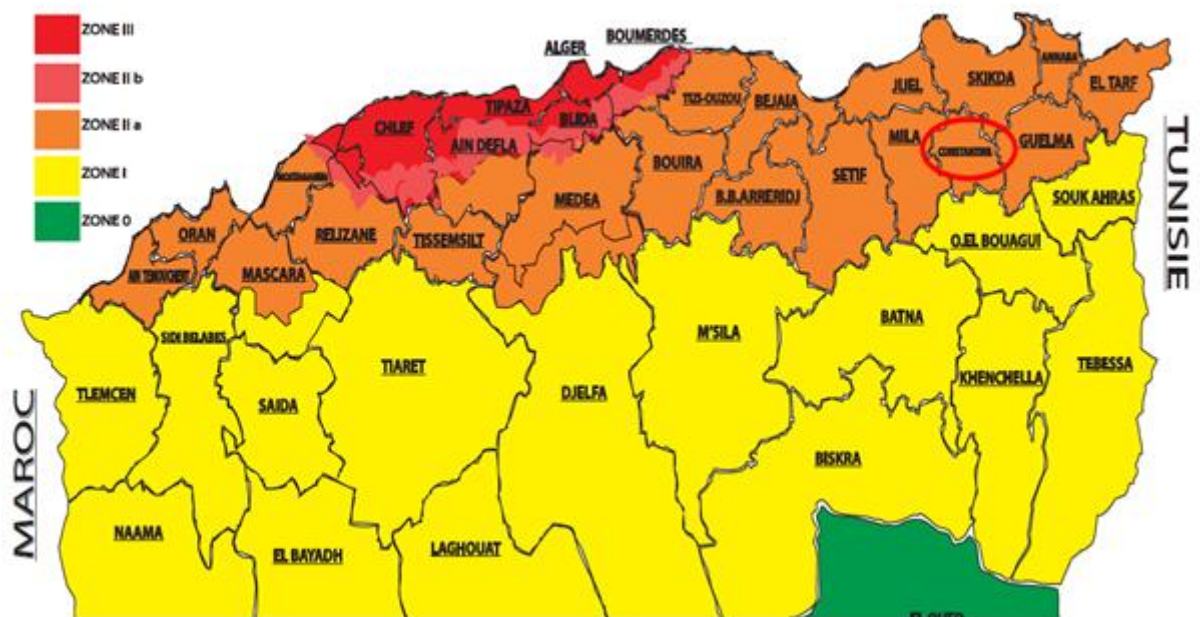


Figure III.06: Carte de zonage sismique de l'Algérie.

### III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous présentons la situation du site, sa géologie, sa géomorphologie, son climat et enfin ses perturbations. L'étude géotechnique doit permettre la détermination des différentes couches de la terre et la détermination de la composition générale de la surface étudiée. Des informations devraient ensuite être fournies sur les propriétés physiques et mécaniques de chaque couche.

## Chapitre IV: Etude de stabilité du site par des méthodes analytiques

### IV.1.Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du talus par les méthodes analytiques dites d'équilibre limite utilisant le concept des tranches et de proposer des solutions pour le confortement. L'analyse de la stabilité, objet de ce chapitre, a pour but de montrer l'existence d'une surface de glissement (généralement circulaire) ou le risque de rupture du talus est très probable, ce risque est souvent quantifié d'un coefficient de sécurité. On a considéré l'étude de mouvement de terrain, franchi par la route national RN 27 au Pk127+200 et causant l'instabilité de la route. L'analyse sera performée à l'aide des calculs manuelles (les méthode de Fellenius, et celle de Bishop).

### IV.2. Analyse du glissement par des méthodes analytiques

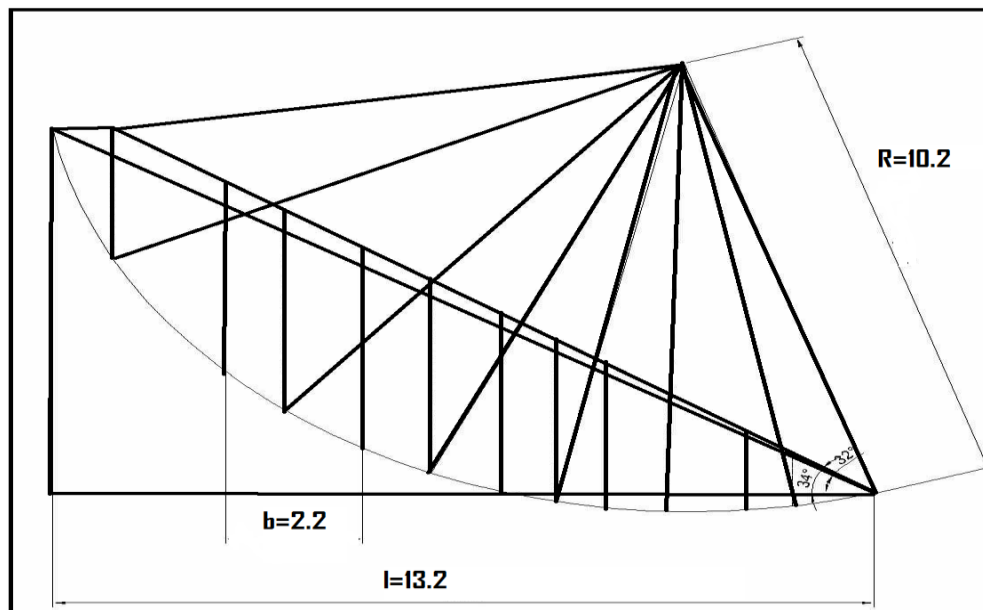
#### IV.2.1Coordonnées du cercle de glissement

**Centre:**  $X = 12.2$  m,  $Y = 8.5$ m

**Rayon:**  $R = 10.2$  m

**Largeur totale:**  $L = 13.2$ m

**Largeur de la tranche:**  $b = 2.2$ m



**Figure IV.01:** calcul du cercle de glissement par la méthode de tranche.

L'abaque ci-dessous représente les valeurs des angles  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  en fonction de l'angle de talus  $\beta$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$ , en utilisant cet abaque on a obtenu que:  $\beta_0 = 32^\circ$  et  $\alpha_0 = 27^\circ$ .

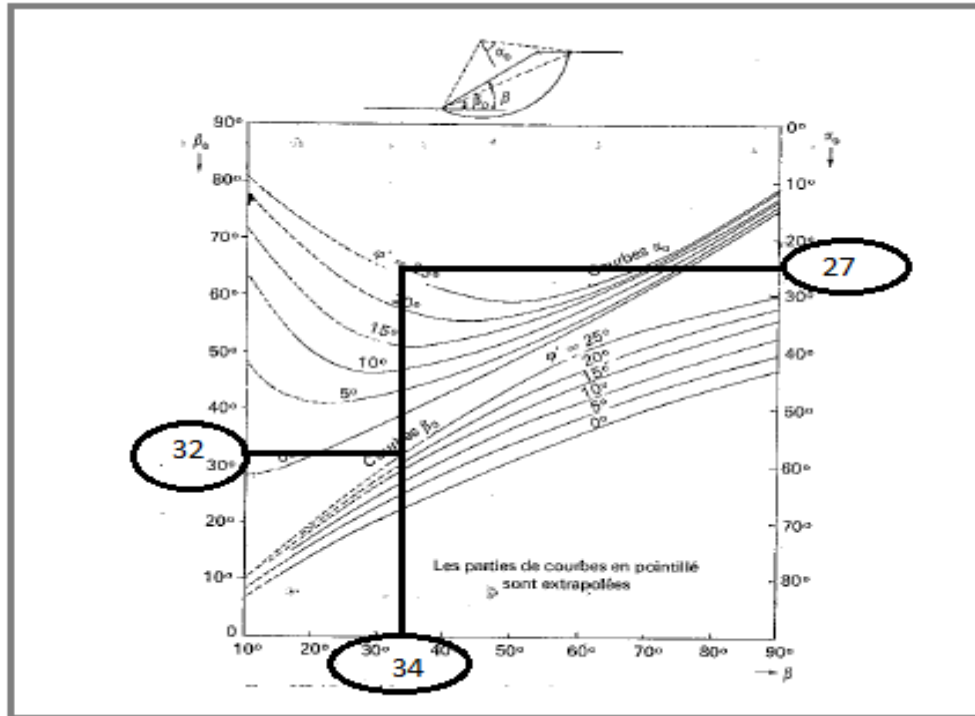


Figure IV.02: Abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.

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

a) Pour un sol humide

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

Tableau IV.01: Résultats de calcul à l'état humide.

N <sup>bre</sup> de couche	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	$l_i = b / \cos \alpha_i$ (m)	H (m)	$\gamma h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$W_i = \gamma \cdot H \cdot b$ (KN/m)	$C'$	$\varphi'$	$C' \cdot L_i + (W_i \cos \alpha_i) \tan \varphi'$	$W_i \sin \alpha_i$
1	44	2.2	3.05	3.8	21	175.56	2	18	67.43	121.95
2	36	2.2	2.71	4.5	23	227.7	5	18	125.85	133.83
3	26	2.2	2.44	5	23	253	5	18	139.88	110.90

4	13	2.2	2.25	4.2	23	212.52	5	18	135.05	47.80
5	0	2.2	2.2	3	21	138.6	2	18	71.43	0
6	-14	2.2	2.26	1.2	21	55.44	2	18	43.87	-13.41
Total									<b>583.51</b>	<b>401.7</b>

Donc, la valeur du coefficient FS est égal à:

$$F_s = \frac{583.51}{401.7} = 1.45$$

**b) Pour un sol saturé**

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

Le niveau de la nappe phréatique est au -3.5m

**Tableau IV.02: Résultats de calcul à l'état saturé**

N <sup>bre</sup> couche	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	$l_i = b / \cos \alpha_i$ (m)	H (m)	$u_i = \gamma_w . h_w$ (KN/m <sup>2</sup> )	$w_i = \gamma . H . b$ (KN/m)	C'	$\phi'$	$C' . L + (W_i . \cos \alpha_i - U_i . L_i) \tan \phi'$	$W_i . \sin \alpha_i$
1tal	44	2.2	3.05	3.8	3	175.56	2	18	64.45	121.95
2	36	2.2	2.71	4.5	10	227.7	5	18	117.04	133.83
3	26	2.2	2.44	5	15	253	5	18	127.99	110.90
4	13	2.2	2.25	.2	7	212.52	5	18	128.16	47.80
5	0	2.2	2.2	3	0	138.6	2	18	71.43	0
6	-14	2.2	2.26	1.2	0	55.44	2	18	53.79	-13.41
Total									<b>552.94</b>	<b>401.7</b>

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

$$F_s = \frac{573.41}{401.7} = 1.37$$

IV.2.3 Calcul par la méthode de Bishop

a) Pour un sol humide

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{(C_i.b + (W_i.tg\phi_i). \frac{\tan\phi_i}{F_{s\text{fellenuis}}})}{\cos\alpha_i(1 + \tan\alpha_i \frac{\tan\phi_i}{F_{s\text{fellenuis}}})}}{\sum_1^n W_i.\sin\alpha_i}$$

Avec: Fs (Fellenuis) = 1.45

Tableau IV.03: Résultats de calcul à l'état humide

N <sup>bre</sup> de couche	αi (°)	bi (m)	H (m)	wi=γ.H.b (KN/m)	C'	φ'	(c'.bi+Wi.tanφ')/[cosαi(1+tanαi.( $\frac{\tan\phi_i}{F_{s\text{fellenuis}}}$ )])	Wi.sinαi
1	44	2.2	3.8	175.56	2	18	70.22	121.95
2	36	2.2	4.5	227.7	5	18	90.40	133.83
3	26	2.2	5	253	5	18	93.48	110.90
4	13	2.2	4.2	212.52	5	18	78.48	47.80
5	0	2.2	3	138.6	2	18	49.43	0
6	-14	2.2	1.2	55.44	2	18	23.74	-13.41
Total							405.75	401.7

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

$$F_s = \frac{405.75}{401.7} = 1.01$$

b) Pour un sol saturé

$$F_s = \frac{\sum_1^n \frac{(C_i.b + (W_i - u_i.b_i).tg\phi_i). \frac{\tan\phi_i}{F_{s\text{fellenuis}}})}{\cos\alpha_i(1 + \tan\alpha_i \frac{\tan\phi_i}{F_{s\text{fellenuis}}})}}{\sum_1^n W_i.\sin\alpha_i}$$

Alors que: Fs (Fellenuis) = 1.42



Tableau IV.04: Résultats de calcul à l'état saturé.

N <sup>bre</sup> de couche	$\alpha_i$ (°)	$b_i$ (m)	H (m)	$u_i = \gamma_w \cdot h_w$ (KN/m <sup>2</sup> )	$w_i = \gamma \cdot H \cdot b$ (KN/m)	C'	$\varphi'$	$C' \cdot L + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \cdot L_i) \tan \varphi'$	$W_i \cdot \sin \alpha_i$
1	44	2.2	3.8	3	175.56	2	18	68.16	121.95
2	36	2.2	4.5	10	227.7	5	18	82.54	133.83
3	26	2.2	5	15	253	5	18	83.31	110.90
4	13	2.2	4.2	7	212.52	5	18	73.57	47.80
5	0	2.2	3	0	138.6	2	18	71.43	0
6	-14	2.2	1.2	0	55.44	2	18	53.79.69	-13.41
Total								432.8	401.7

Alors que la valeur de FS est égal à:

$$F_s = \frac{403.27}{401.7} = 1.07$$

### IV.3. Récapitulatif des résultats obtenus

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

Tableau IV.05: Valeurs de FS calculés par les méthodes de Fellenius et Bishop.

Fellenius		Bishop	
humide	Saturé	humide	Saturé
1.45	1.37	1.01	1.07

### IV.4. Interprétation des résultats obtenus

Les méthodes de tranches (Fellenius et Bishop) sont les plus simples et les plus pratiques grâce à la facilité de mise en œuvre et les résultats trouvés qui donnent toujours les meilleurs

résultats pour le coefficient de sécurité .Selon les résultats obtenus au tableau (IV.05), nous remarquons ce qui suit:

le Facteur de sécurité FS calculé par les méthodes Bishop est fellinius sont inférieur à 1.5.

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

L'analyse de la stabilité du talus dans notre étude a été effectuée par deux méthodes de calcul manuel, représentées par les méthodes de tranches de Fellenius et Bishop. Ainsi que, les valeurs de coefficient FS obtenus par ces dernières sont faibles notamment à l'état saturé, donc le talus de notre étude est instable.

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

### **V.1. Introduction**

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement. Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont:

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

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydrauliques, les caractéristiques mécaniques des terrains.

Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et de choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants). Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, et cela principalement pour des fins de disponibilité des licences logicielles ainsi que des soucis de maîtrise.

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

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique, le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel PLAXIS donne des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus. 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 de 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.

➤ **Les 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 K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 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 K0, 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 des 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 de 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:

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

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. [24]

##### 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 :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

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

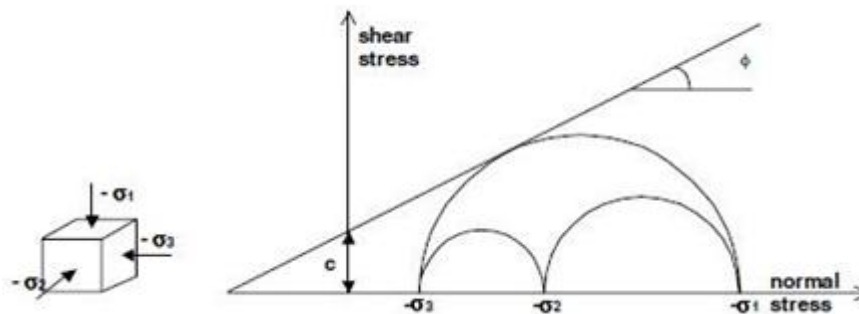
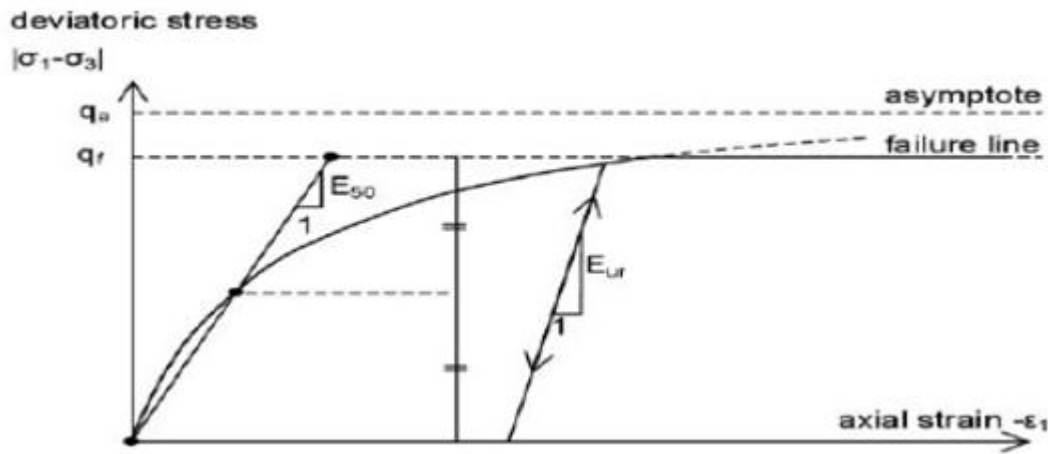


Figure V.01: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. [25]

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité), les trois autres sont  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

**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,  $\psi$ .



**Figure V.02:** Représentation du HardeningSoil Model. [25]

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. [26]

➤ **Paramètres du HSM**

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

$c$ :cohésion; [KN/m<sup>2</sup>]

$\varphi$ : angle de frottement [°]



$\psi$ : angle de dilatance [°]

**- Paramètres de rigidité:**

$E_{ref50}$ : module sécant dans un essai triaxial [KN/m<sup>2</sup>]

$E_{refoed}$ : 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'écrouissage 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 soilcreep model)**

Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage 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.

### ➤ Les 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:

c: Cohésion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$ : Angle de frottement	[°]
$\psi$ : Angle de dilatance	[°]
$\kappa^*$ : Indice de gonflement	[-]
$\lambda^*$ : Indice de compression	[-]
$\mu^*$ : Indice de fluage	[-]

### V.2.3. Modélisation numérique

Notre étude consiste à modéliser le glissement de terrain sur la RN 27 à la limite de la wilaya de CONSTANTINE sous l'effet des conditions de site. Une étude paramétrique sera également introduite pour permettre une bonne analyse de la rupture de ce versant par le biais d'un logiciel conçu spécialement pour l'étude des problèmes géotechniques du sol par PLAXIS 2D.

#### V.2.3.1. Étape de modélisations

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  $H= 28\text{m}$ , largeur  $L = 117\text{m}$ , et une surcharge de la route est de  $10\text{KPa}$ . Les caractéristiques géotechniques des couches formant les talus dans notre projet sont regroupées dans le tableau (V.01) suivant

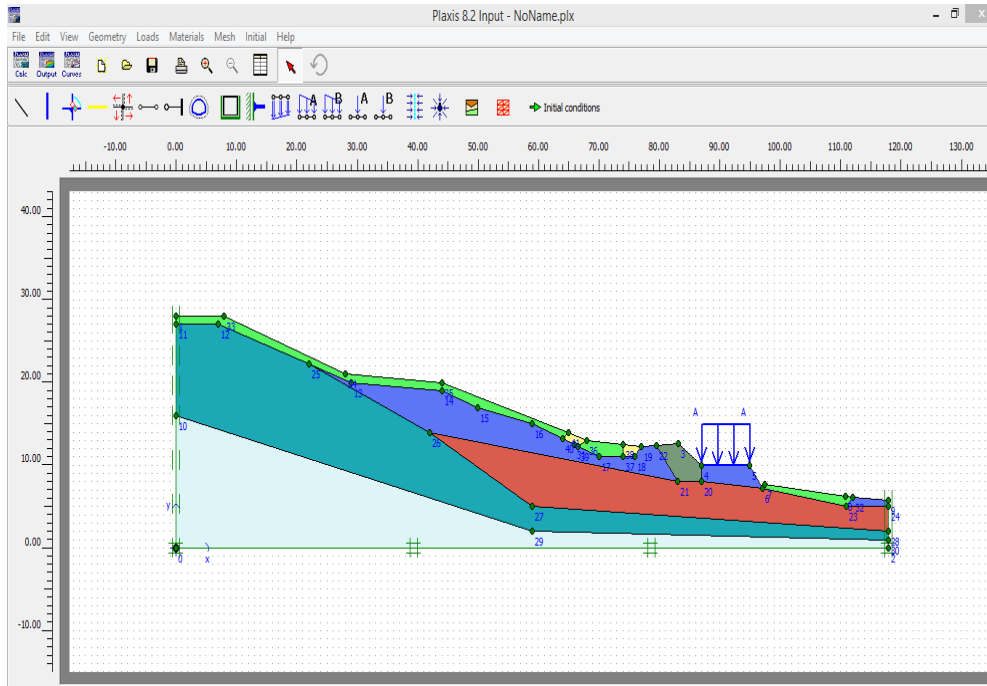


Figure V. 03: la géométrie du modèle.

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

Paramètres	Terre végétale	enrochement	gabion	remblais	Grés friable	Marne grisâtre	Marne grisâtre
Couleur							
Modèles	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
Angle de frottement, $\varphi$ (°)	15	35	25	18	18	30	30
Cohésion C(KPa)	5	40	20	5	2	70	70
Angle de dilatation $\psi$ (°)	0	0	0	0	0	0	0
Poids Spécifique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	16	24	24	23	21	21	21
Module De Young E (KN/m <sup>2</sup> )	1,500E+04	2,100E+05	1470,000	1,300E+04	2,000E+07	1,300E+04	1,300E+04

Coefficient de Poisson, $\nu$	0,450	0,450	0,300	0,300	0,373	0,330	0,330
-------------------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

➤ Choix du maillage

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

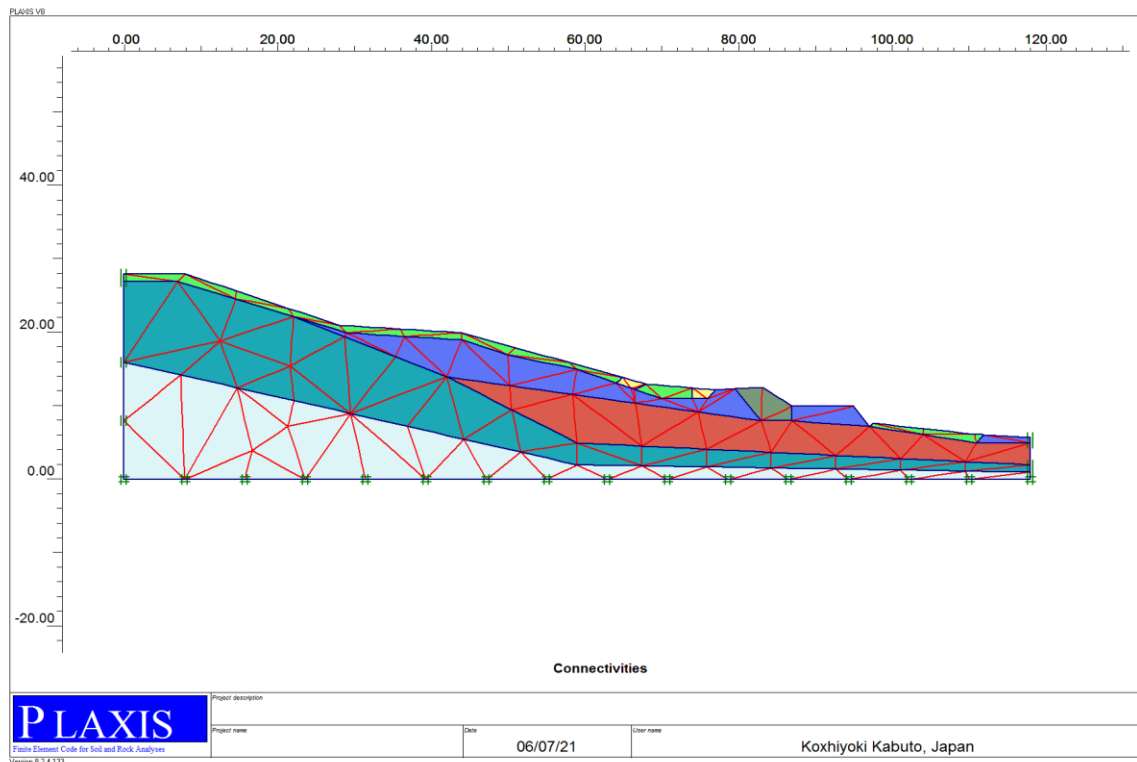


Figure V. 04: Maillage du modèle dans notre projet.

➤ Position de la nappe phréatique

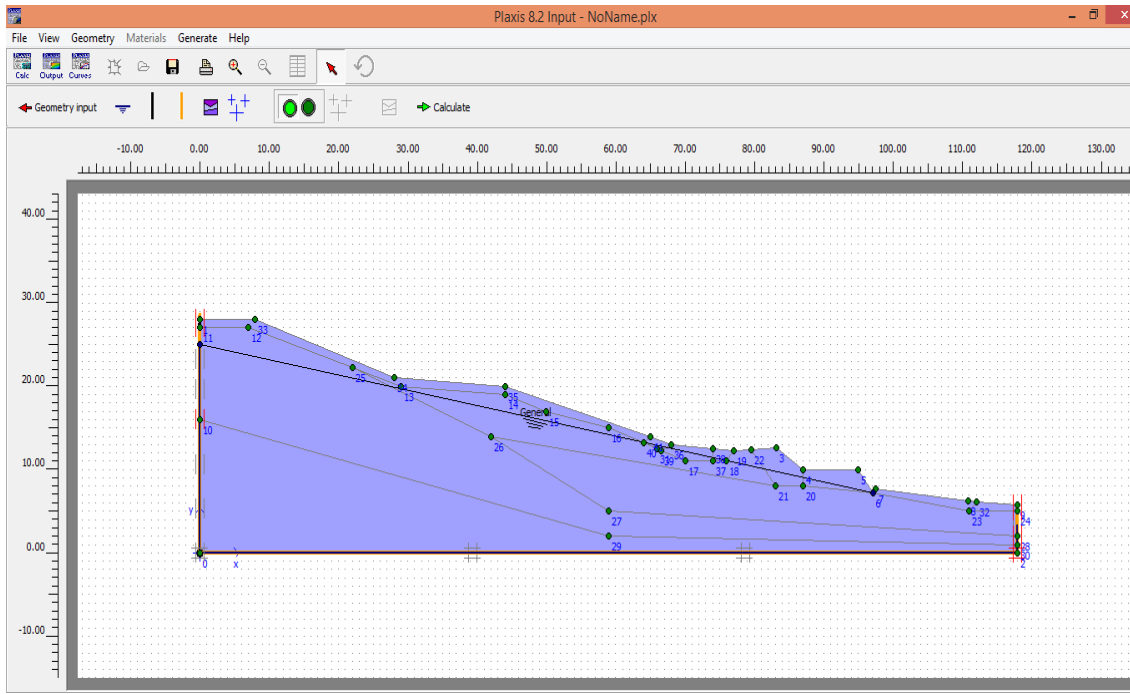


Figure V. 05: Introduire les données de la nappe phréatique au modèle.

V.2.3.2. Les résultats de la modélisation (avant confortement)

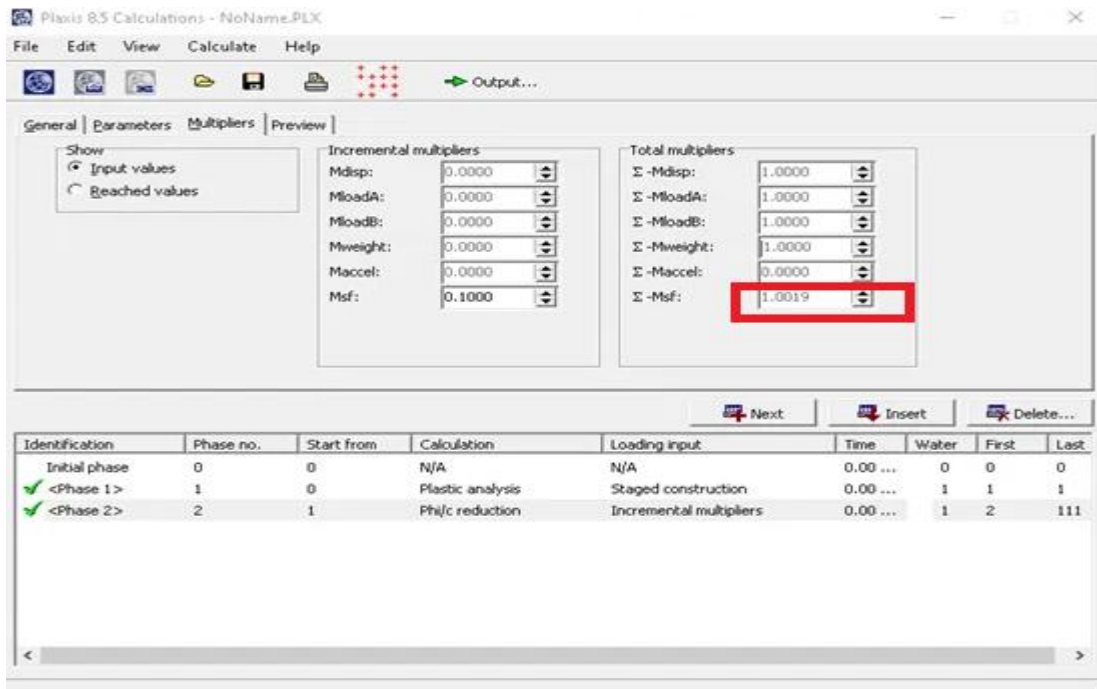


Figure V.06: Coefficient de sécurité du talus avant confortement

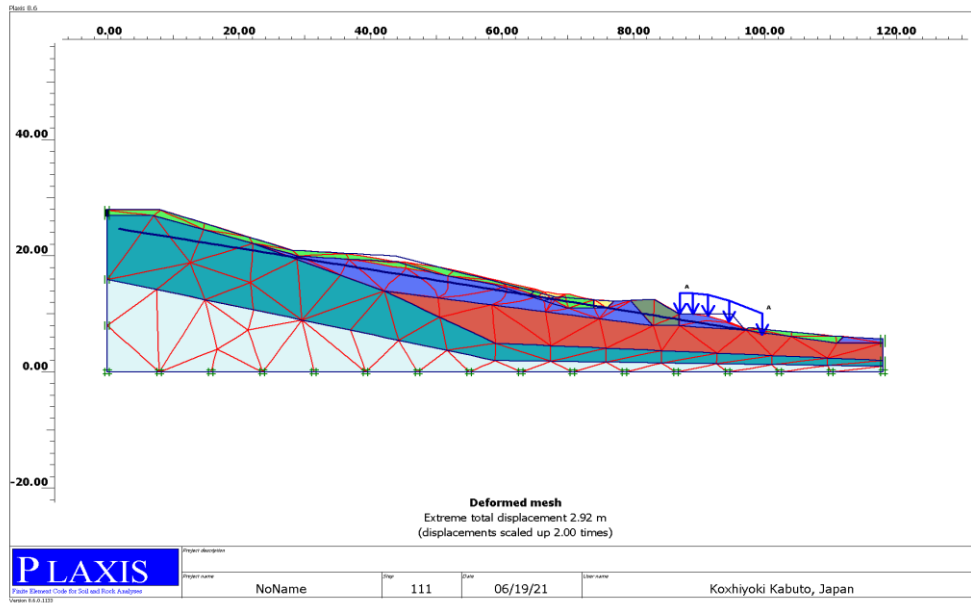


Figure V.07: maillage déformé dans notre modèle.

Déplacement totale avant confortement

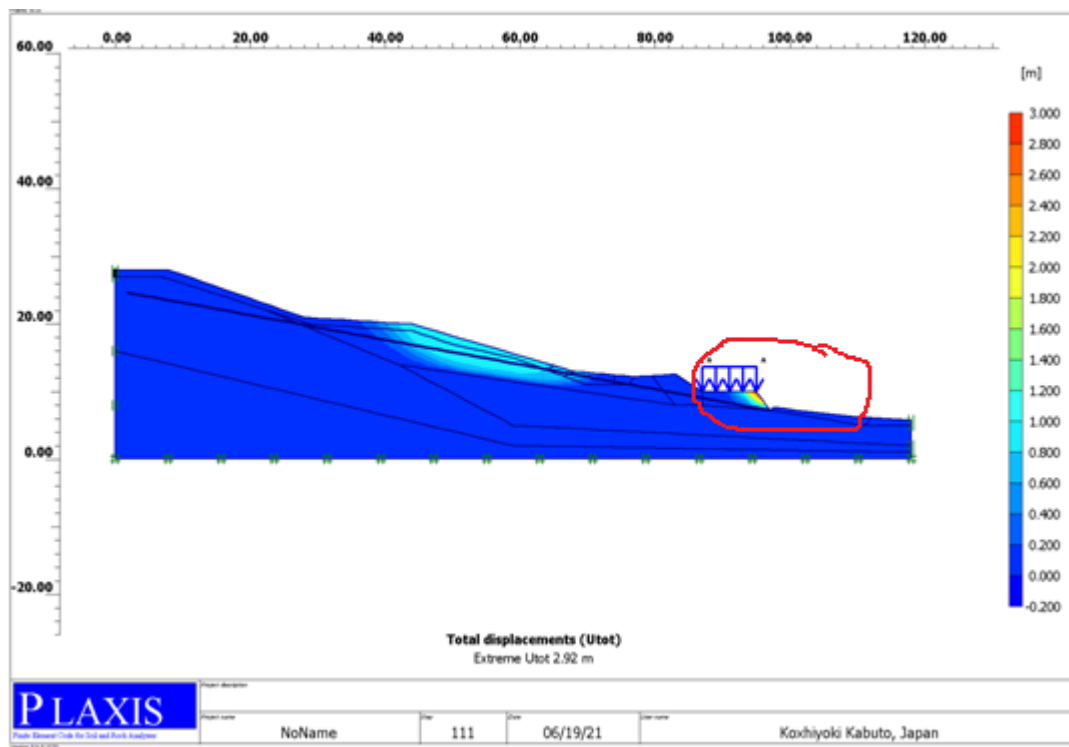


Figure V.08: cercle de glissement.

### 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
<b>Valeur de FS</b>	<b>1.0019</b>	<b>1.42</b>	<b>1.003</b>

Selon les résultats obtenus au tableau ci-dessus, nous constatons ce qui suit:

A l'état saturé, la valeur de FS obtenu au PLAXIS est inférieure à celles obtenus par le calcul manuel; ainsi que toutes les valeurs calculées sont inférieures à 1,5. Donc, le talus dans notre projet est instable.

### V.3. Conclusion

L'analyse numérique du site par logiciel Plaxis qui a donné un coefficient de sécurité FS de valeur inférieur à 1,5 à l'état saturée, cette valeur qui confirme l'instabilité du talus. Nous concluons que l'instabilité des talus est liée aux caractéristiques mécaniques (sols très altérées), la géométrie des talus (l'inclinaison, la hauteur et la longueur) et à l'état hydrique du sol, qui est le facteur le plus défavorable. Finalement, pour stabiliser le talus dans notre projet, il est nécessaire de procéder un moyen de confortement.

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

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

Cette partie est très importante dans notre projet car notre objectif ultime est de trouver des solutions favorables à la stabilisation des glissements de terrain. L'étude de confortement devra être compromise entre trois aspects:

- Analyse des paramètres techniques du chantier;
- Connaissance des techniques de pose;
- Exigences techniques et économiques.

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

Il y a plusieurs méthodes de stabilisation des talus, dans notre étude nous proposons les deux solutions ci-après pour stabiliser le glissement de terrain de la RN27 au PK27+000.

- **1<sup>er</sup> solution:** stabilisation par gabionnage.
- **2<sup>ème</sup> solution:** stabilisation par géotextile.

#### **VI.2.1. Stabilisation par gabionnage**

Le talus renforcé par des gabions

- Hauteur maximal 5m.
- Base de pied du gabion 5m et la tête du gabion 2m.
- Longueur environs 45m.
- Ancrage minimal de 1m au bon sol.

Le talus renforcé par stabilité en pied du versant sur plus de cinq 05m de profondeur (5.5m à 6m de profondeurs).

- la bèche constitué avec des enrochements, elle joue deux rôles:
  - Une butée au Pied du talus;



- Rôle hydraulique, elle permet de diminuer les pressions interstitielles qui se développent a l'interface couche altérée / couche saine).
- Les dimensions de la bèche sont comme suit:
  - largeur d'environ 4m à la base;
  - hauteur 5m;
  - longueur environs 70m;
  - ancrage dans la couche saine minimum 1.5m.

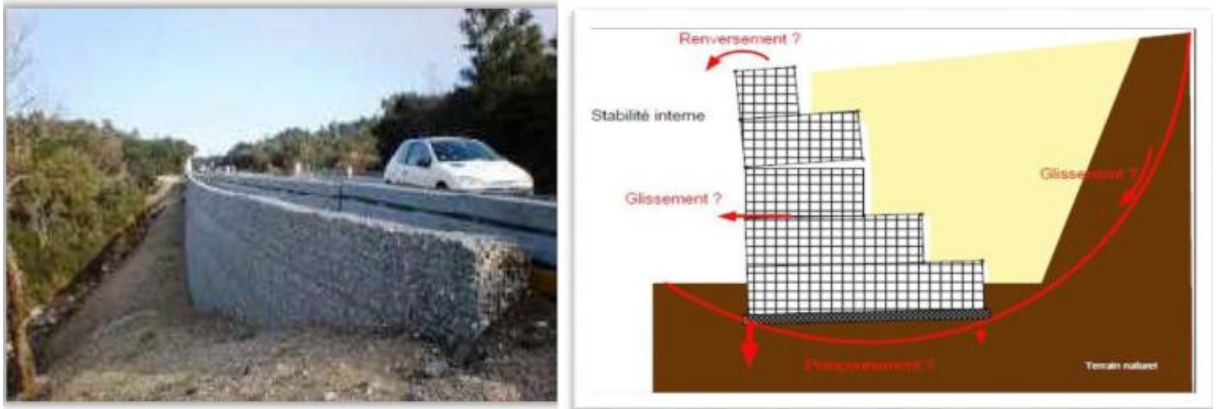


Figure VI.01 :Réalisation d'un mur en gabion

### VI.2.1.1. Talus après confortement

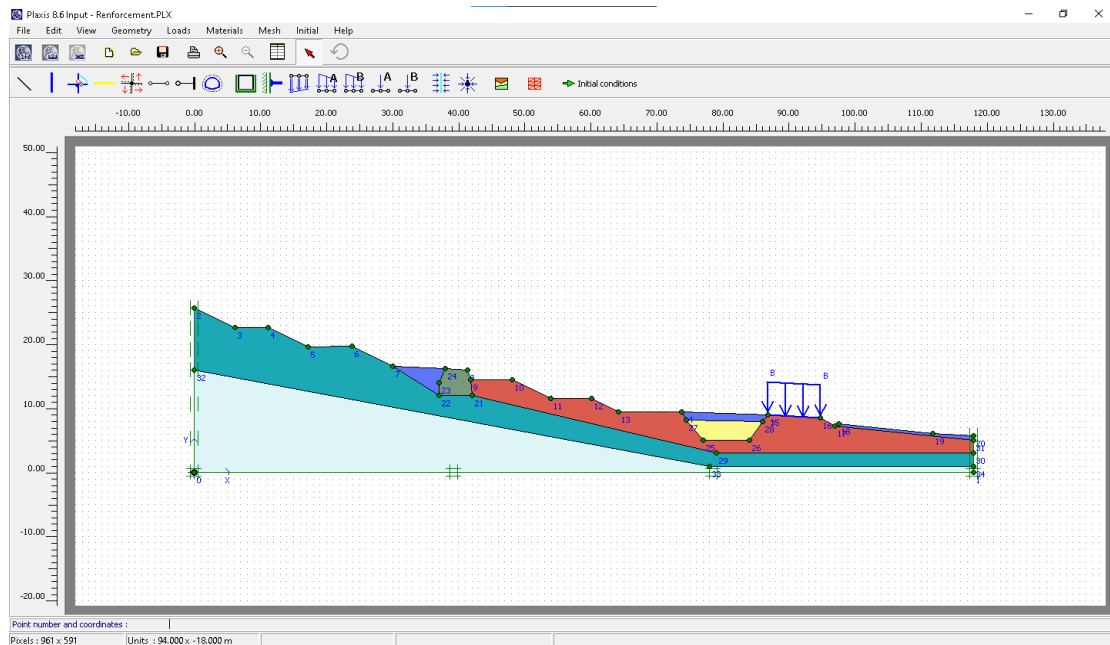


Figure VI.02:Talus après confortement.

VI.2.1.2. Maillage après confortement

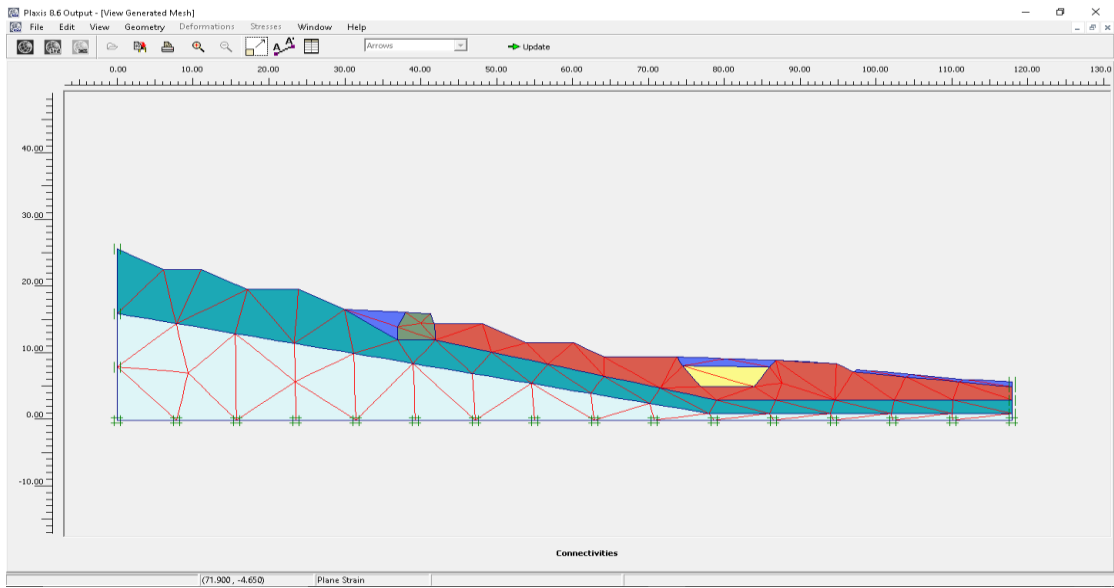


Figure VI.03: Maillage du talus après confortement.

VI.2.1.3. Déplacement total

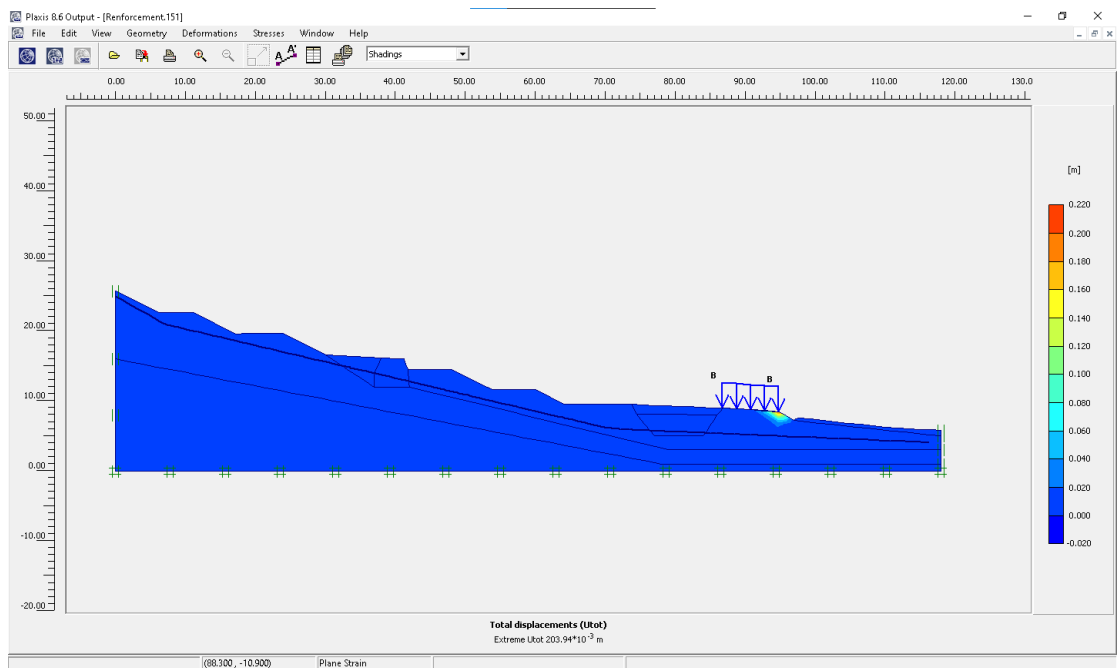


Figure VI.04: Déplacement total.

VI.2.1.4. Coefficient de sécurité

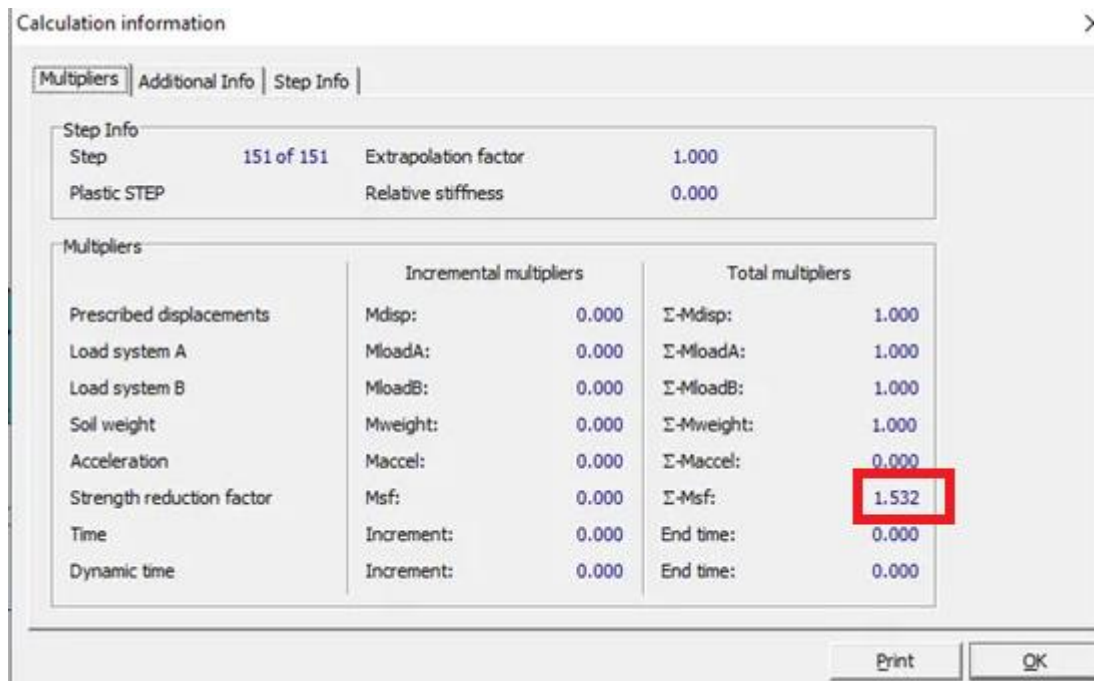


Figure VI.05: Coefficient de sécurité du talus après confortement

Après renforcement du talus par un gabion en haut et une bêche (soutènement par butée en enrochement) au pied, nous remarquons que le coefficient de sécurité FS est supérieur à 1,5; donc le talus est devenu stable.

VI.2.1.5. Devis quantitatifs du traitement par gabion

Tableau VI.01: Détail quantitatif du traitement. [23]

N°	Désignation	Unité	Quantité
<b>01 Terrassement et traitement</b>			
1.01	Déblais en grande masse.	m3	21000
1.02	Réalisation des gabions.	m3	300
1.03	Rechargement enrochements 0.5T à 1T pour bêche	T	4500
1.04	Réalisations des nappes en géotextile de séparation et de filtration	m2	900
1.05	Réalisation des remblais en TVC ou TVO (3/60) au-dessus de la bêche et derrière les	m3	1200

	gabions.		
<b>02 Assainissements</b>			
2.01	Réalisation des fossés de la route et fossé de crête légèrement armée.	ML	150
2.02	Réalisation des descendes d'eau.	ML	
<b>03 Corps de chaussée</b>			
3.01	Fourniture et mis en œuvre de couche de fondation en GK 0/31.5 sur l'épaisseur de 30 cm, avec rechargement les accotements	m <sup>3</sup>	400
3.02	Fourniture et mis en œuvre de couche de base en GB sur l'épaisseur de 12 cm y compris l'imprégnation cut-back 0.1	T	210
3.03	Fourniture et mis en œuvre de couche de roulement en BB sur l'épaisseur de 08 cm y compris la couche d'accrochage	T	160

## VI 2.2. Stabilisation par géotextile

### VI.2.2.1. 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.02:**Caractéristique physiques et mécaniques des géotextiles utilisés.[28]

	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	KN/m	≥110	≥150
SP		≥20	≥20
ST			
Raideur à 2 % d'allongement	KN/m	≥1000	≥1500
Raideur à 3 % d'allongement	KN/m	≥930	≥1330
SP			
Allongement à traction. SP	%	≤10	≤10
Dimension des mailles (Approx)	mm*mm	25*25	25*25
Flexibilité	mg*cm	<3.53*105	<3.53*105
Dimensions (L x l)	m*m	5*200	5*200

**VI.2.2.2. Spécifications des matériaux drainants**

Les caractéristiques des granulats propres (20/40) mm destinés pour la réalisation des tranchées drainantes, des éperons drainants et des masques drainants sont données ci-dessous:

- La (coefficient de Los Angeles) +MDE (coefficient de micro De val) ≤ 80
- P [40mm] =85-100%
- P [20mm] =0-15%
- P [0,63mm] =0-5%
- P [80µm] ≤ 1%

La cohésion (C') = 0KPa, et l'angle de frottement (φ') =35°. Avec; P[d]:étant les passants au diamètre d.[28]

**VI.2.2.3. 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 de la 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.2.2.4. Stabilité interne**

- Calcul de l'espacement verticale «Sv»

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma_a \cdot FS}$$

Sv: est l'espacement verticale en m;

$\sigma_G$ : est la résistance à la traction du géo-synthétique;

$\sigma_a$ : est la contrainte horizontale;

FS: le coefficient de sécurité, il est entre:  $1,3 < FS < 1,5$

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) = 0.33$$

$K_a$ : est le coefficient de pression des terres.

**Tableau VI.03:** Résultats de calcul de l'espacement Sv entre les couches de géotextile

Z (m)	$\sigma_a(\text{KN/m}^2) = K_a \cdot (\gamma \cdot z + q) - 2C\sqrt{K_a}$	$S_v(m) = \frac{\sigma_G}{\sigma_a \cdot FS}$	Le choix le plus économique
0.5	0.86	15.5	0 ≤ Z ≤ 3m  Sv = 0.8 m
1	4.16	3.2	
1.5	7.4	1.8	
2	10.7	1.24	
2.5	14	0.95	
3	17.3	0.77	
3.5	20.6	0.64	3m ≤ Z ≤ 6m
4	23.9	0.55	

4.5	27	0.49	Sv= 0.4m
5	30.5	0.43	
5.5	33.85	0.39	
6	37.15	0.35	

**a) Vérification de la résistance structurelle des renforcements**

$$T_{max} = \sigma a \cdot S_v \leq \sigma G$$

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

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

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

**b) Calcul de la longueur «L»**

$$L = L_r + L_e = \frac{H-Z}{\tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} + \frac{S_v \cdot \sigma a \cdot F_s}{2 \cdot \sigma_0 \cdot \tan \varphi}$$

Avec:

$\varphi$ : est l'angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l'interface sol-géo-synthétique, généralement pris égale à  $2/3\varphi$ ;

F<sub>s</sub>: est le coefficient de sécurité, il est entre:  $1,3 < F_s < 1,5$

- $0 \leq Z \leq 3\text{m} \rightarrow L = \frac{6-Z}{\tan(45^\circ + \frac{30}{2})} + \frac{0.8 \cdot \sigma a \cdot 1.5}{2 \cdot (\gamma \cdot z + q) \tan(\frac{2}{3}30)}$
- $3 \leq Z \leq 6\text{m} \rightarrow L = \frac{6-Z}{\tan(45^\circ + \frac{30}{2})} + \frac{0.4 \cdot \sigma a \cdot 1.5}{2 \cdot (\gamma \cdot z + q) \tan(\frac{2}{3}30)}$

**Tableau VI.04:** Résultats de calcul de la longueur «L» du géotextile.

Z (m)	L(m) = L <sub>r</sub> + L <sub>e</sub>	Le choix la plus économique
0.00	3.6	0 ≤ Z ≤ 2.31m  L = 3.5m
0.77	3.29	
1.54	2.86	

2.31	2.44	$3.08m \leq Z \leq 5.88m$  $L = 1.8m$
3.08	1.84	
3.48	1.6	
3.88	1.4	
4.28	1.15	
4.68	0.93	
5.08	0.7	
5.48	0.45	
5.88	0.25	

**c) Vérification de la résistance à l’arrachement du renforcement**

$$T_{max} \leq Pr = 2 \cdot L \cdot (\sigma'_z + q_s) \cdot \tan \varphi f$$

Ou;

$\sigma'_z$ : est la contrainte effective verticale,

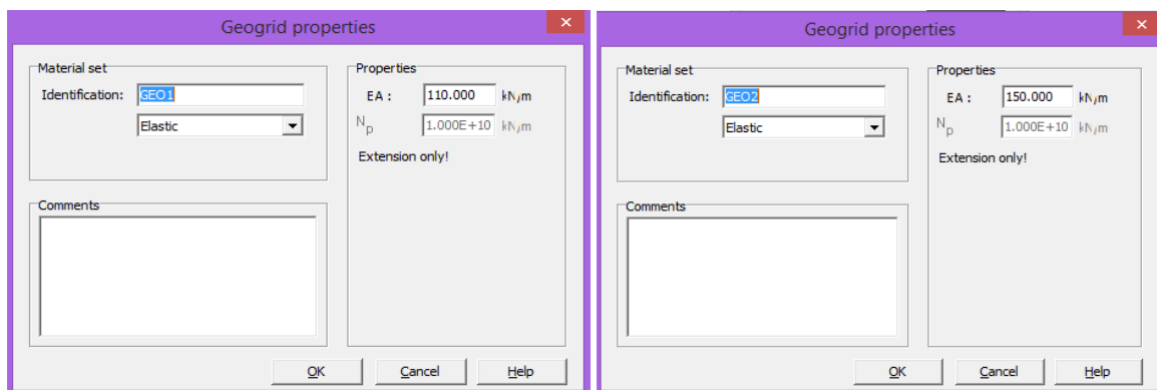
$q_s$ : est la surcharge,

$\varphi f$ : est l’angle de frottement décrivant le pic de résistance au cisaillement le long de l’interface sol - géosynthétique, généralement pris égale à  $2/3\varphi$ ;

$$Pr = 2 * 0.25 * (6 * 20 + 10) * \tan\left(\frac{2}{3} * 30\right) = 23.65 \text{KN/m}$$

$$T_{max} = 14.86 \text{KN/m} \leq Pr = 23.65 \text{KN/m} \Rightarrow (C.V)$$

**VI.2.2.5. Caractéristiques de géotextile**



**Figure VI.06:** Introduction des caractéristiques de géotextile au PLAXIS



VI.2.2.6. Caractéristiques de TVO

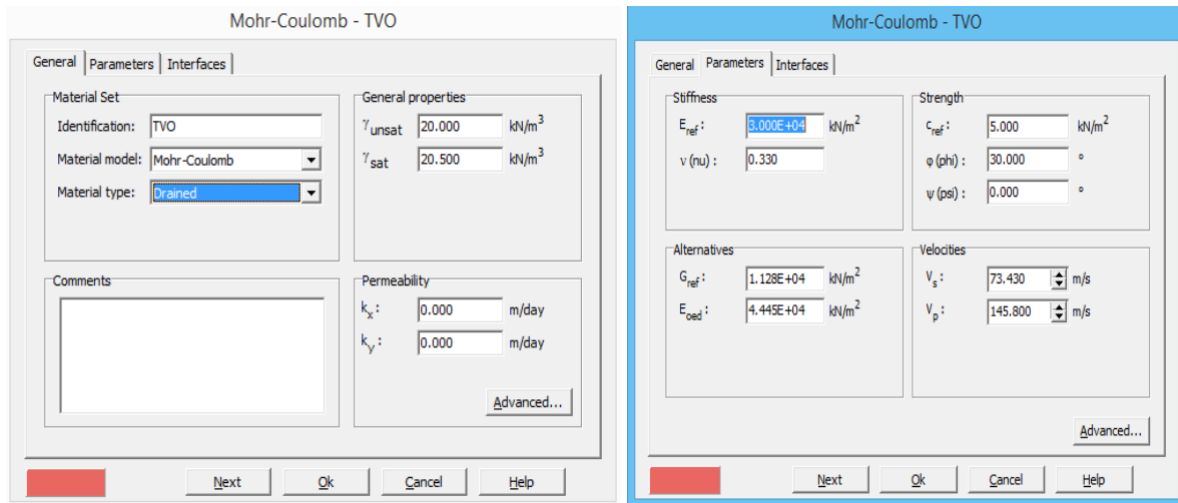


Figure VI.07: Saisie des propriétés du TVO dans le PLAXIS.

VI.2.2.7. Talus après confortement

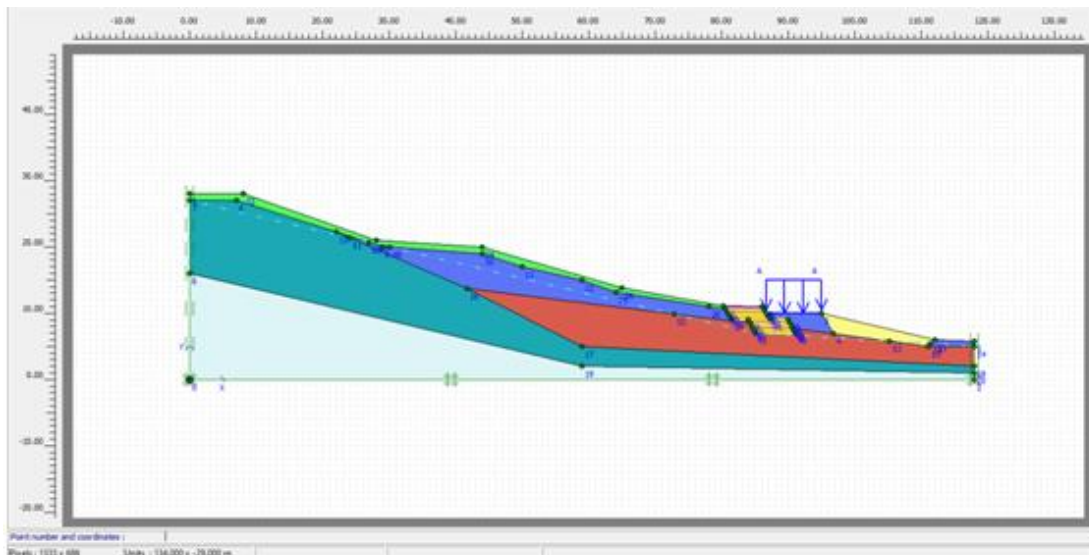


Figure VI.08: Talus après confortement.

VI.2.2.8. Maillage après confortement

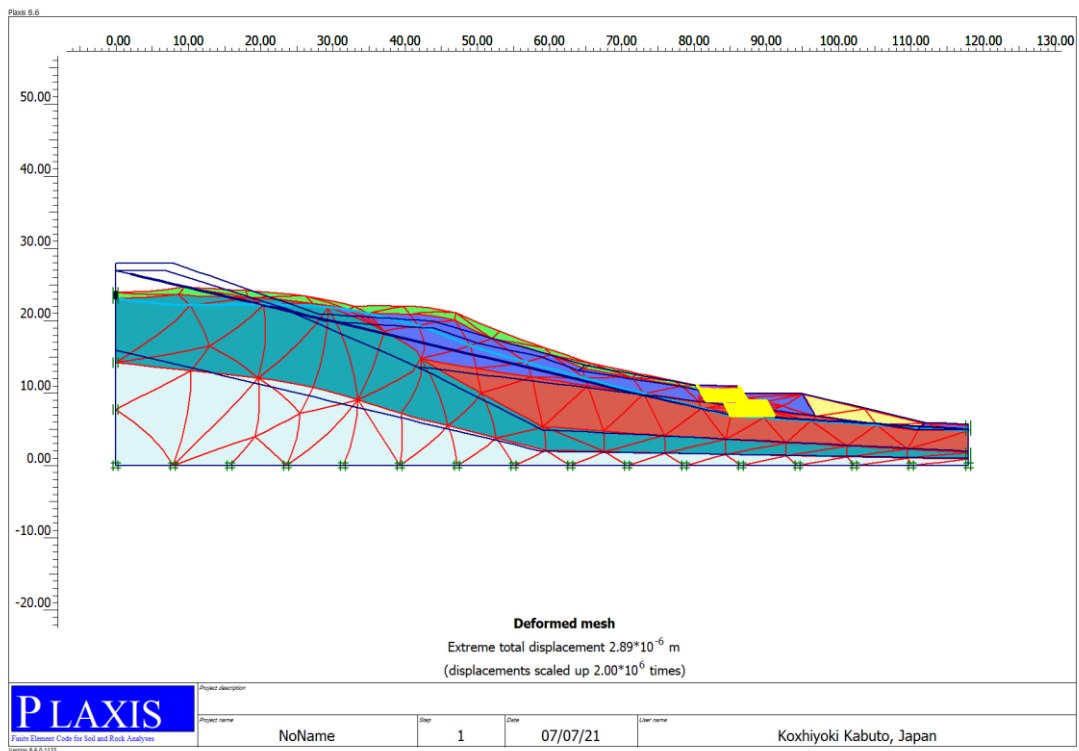


Figure VI.09:Maillage du talus après confortement.

VI.2.2.9. Déplacement total

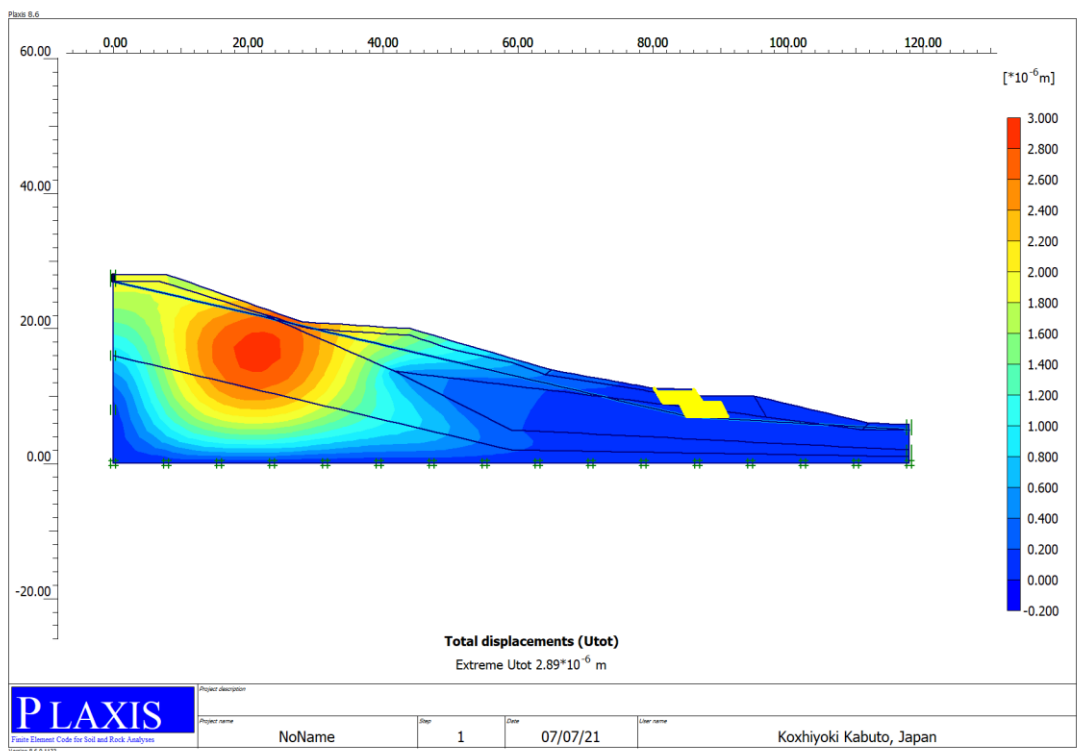


Figure VI.10:Déplacement total.

## VI.2.2.10. Coefficient de sécurité



**Figure VI.11:** Coefficient de sécurité du talus après confortement.

Ce type de confortement montre que le coefficient de sécurité augmente jusqu'à 1,845 (ou supérieur à 1,5). Donc, le talus dans notre projet après confortement est stable.

## VI.3. Résultats finaux de FS après confortement

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des coefficients de sécurité «FS» de différents types de confortement.

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

Calcul numérique	1 <sup>ère</sup> solution	2 <sup>ème</sup> solution
Valeurs FS par Plaxis 2d	1.5321	1.845

D'après les résultats obtenus au tableau ci-dessus, nous remarquons que:

- La valeur de FS calculé pour la 2<sup>ème</sup> proposition (renforcement du talus par géotextile) est supérieure, à celle obtenus par le renforcement du talus par gabion;
- Toutes les valeurs de FS calculées sont supérieures à 1,5. Donc, les talus dans notre projet après confortement sont stables.

**VI.4. Conclusion**

Nous concluons d'après les résultats obtenus dans ce chapitre, que les systèmes de renforcement choisis sont efficaces pour assurer la stabilité de la section de glissement sur la pente, ce qui:

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

Pour une bonne étude de comportement du remblai, des analyses ont été élaborées pour vérifier le coefficient de sécurité FS et afin d'éliminer le risque de glissement, en prenant en compte l'influence des espacements entre les bandes de géotextile, qui sont pour but d'optimiser l'aspect économique.

### **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'apprendre les différentes étapes de l'étude des glissements de terrain et les calculs de stabilité, ainsi que la maîtrise des logiciels de calcul de stabilité pour notre glissement de terrain situé sur la route nationale RN 27 (au PK27+000) aux limites des wilayas de Mila et Constantine.

Tout d'abord, nous avons effectué des calculs analytiques par deux méthodes de calcul. Puis, nous avons analysé ce glissement en utilisant du logiciel Plaxis 2D permet de déterminer l'emplacement de la surface de glissement. Enfin on pourra dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème, afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

### Références bibliographiques

[1] Sadoune.A et Yamani.M, «étude géotechnique de glissement de terrain à Mascara».Université Djilali BOUNAAMA de khemis miliana 2018.

[2] Guerfi.H;« Stabilisation des talus renforcés par pieux ». Mémoire de magister, Université de El Hadj Lakhdar, Batna,2012.

[3] ANALYSE DE STABILITÉ DES PENTES ;Développement des méthodes d'analyse ; ESGCI 730 -RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT.

[4] 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 de Guelma, 2016

[5] Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques; «ETUDE POUR LA REALISATION D'UNE CARTOGRAPHIE ET D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE SUR LES RISQUES MAJEURS AU MAROC »,2008.

[6] BOUDLAL.O;Thèse de doctorat Etude Expérimentale de comportement.

[7] Boudlal.O. «Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations ».Thèse de doctorat, université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, 2013.

[8] BENOUIS.D; «Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes», mémoire fin d'étude, université de Saida, 2010.

[9] ACHIR.F, MEDJOUJ.M; «Etude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'AutoRoute Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 Au PK36+800 »; mémoire de fin d'études; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur; Université A. MIRA-Bejaia. 2017.

[10] Bali.O, Boukeras.A; «Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara Mémoire de fin d'étude»; mémoire de fin d'études; Option : Géotechnique; Département de Génie Civil; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur. Université D.BOUNAAMA de Khemis Miliana 2018.

## Références bibliographiques

---

[11] MERAD.L, KABOU.Y; «ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENTDU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR »; mémoire de fin d'études; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur; Université A. MIRA-Bejaia .2013

[12] Rahmani.N;« méthode stochastique de calcul de stabilité des pentes »mémoire magistère ,université de Mouloud Mammri TIZI OUZOUMars 2011.

[13] <http://www.Ib.auf.org/kourdey//classiques.htm>

[14][http://www.memoireonline.com/09/10/3867/m\\_Etude-dun-glisement-de-terrain-par-differente-methodes3.html](http://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glisement-de-terrain-par-differente-methodes3.html)

[15] [www.pentes-tunnels.eu](http://www.pentes-tunnels.eu)

[16] [www.memoireonline.com](http://www.memoireonline.com)

[17] SELLAMI.S et BELAMRI.S «Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain» CW 16 AIT IDRIS BEJAIA .2013

[18] Philliponat.G, Hubert.B; Fondations et ouvrages en terre, Ed. Eyrolles, Paris 2003,122p

[19] [http://www.paralia.fr/Files/03\\_39\\_4p\\_rezzoug.pdf](http://www.paralia.fr/Files/03_39_4p_rezzoug.pdf)

[20]<http://www.emse.fr/~bouchardon/enseignement/processus-naturels/up3/web/geotechnique-2004-2005.htm>

[21] [www.spiefondations.com](http://www.spiefondations.com)

[22][http://www.enteaix.fr/documents/135geotechnique/2ReconnaissancesSols/co/Cours\\_AnalyseGeologie.html](http://www.enteaix.fr/documents/135geotechnique/2ReconnaissancesSols/co/Cours_AnalyseGeologie.html)

[23] Rapport d'étude de glissement RN27

[24] 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.

[25] Brinkgreve.R.B.J. «Manuel de référence PLAXIS Version 8».Université de technologie de Delft, Pays-Bas, 2003.

## Références bibliographiques

---

[26] Cherboul.F. «Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'unglisement de terrain». Mémoire de master, département de génie des mines, université Larbi Tebassi, Tebessa, 2016.

[27] Rapport d'étude. «Caractéristiques des matériaux de massifs renforcés».Bureau d'études et de conseils en ingénierie géotechnique BEGETECH, 2019.





Etude : Etude glissement de Constantine  
 Dossier N°:  
 Date essai : Octobre 2020  
 Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC01  
 Profondeur totale : 15 ML  
 Coordonnées : X = Y =  
 Z =

Prof (m)	Récupération					R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
0												Corps de chaussée.	
1												Grès friable de couleur rougeâtre.	
2			65 %										
3													
4													
5													
6			63 %										
7													
8													
9			40 %										
10													
11			25 %										
12												Marne de couleur grisâtre.	
13													
14			58 %										
15													
16													
17													
18													
19													
20													

CTTP

Etabli le Octobre 2020	Etude de stabilité des glissement Constantine	Réalisé par: R.LANDALOUSSIE
Révisé le	Constantine	
Indice de révision		



Etude : Etude glissement de Constantine

Sondage N° : SC02

Dossier N°:

Profondeur totale : 20 ML

Date essai : Octobre 2020

Coordonnées : X = Y =

Niveau Nappe : m

Z =

Prof (m)	Récupération					R.O.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75	100								
1												Terre végétale.	
2		65 %										Remblai.	
3													
4												Marne de couleur grisâtre devenant plus dur a partir de 9m.	
5		92 %											
6													
7													
8													
9													
10													
11		94 %											
12													
13													
14		96 %											
15													
16													
17		96 %											
18													
19													
20		96 %											

CTTP

Établi le Octobre 2020	Etude de stabilité des glissement Constantine	Réalisé par: R.LANDALOUSSIE
Révisé le	Constantine	
Indice de révision		