

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université des sciences et de la technologie Saad dahlab Blida



Mémoire

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de : Master

Thème :

***Analyse et modélisation numérique de talus
de rive droit de barrage kef edir Damous
Tipaza***

Domaine : Sciences et Technologies

Faculté : Génie Civil

Option : Géotechnique

par :

RIAD Zoheir

ZEGHBAB Ali

Promoteur de mémoire: ZERARKA Hizia

Co promoteur de mémoire: AREZKI Salem

2019/2020

REMERCIEMENT

Nous remercions notre Dieu

Qui a donné le courage et la volonté de poursuivre nos études, ainsi que

Nos parents qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements et le plus grand

*respect à notre promotrice Mme **ZERARKA Hizia** et notre Co*

*promoteur **AREZKI Salem** pour sa compréhension, sa disponibilité, ses*

conseils judicieux et toute l'aide qu'elle nous a apporté.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont

accepté d'évaluer notre travail et de nous avoir

Honorés par leur présence.

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise

en œuvre de ce travail.

Ali et Zoheir

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail avant tout à
Mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour mon
Bien et qui ont éclairé ma route par leur
Compréhension, leur soutien
Mes frères ainsi que mes sœurs ;
Mon binôme RIAD Zoheir ;
Mes amies et mes collègues d'études ;
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin
Pour que ce projet soit possible.*

Ali

Dédicace

*Au nom du dieu le clément le miséricordieux Je
dédie ce travail :*

*A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est
Rien sans elle,*

*À ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de
Bonheur ;*

*Tout ce que je suis je le serais jamais sans toi, je te
Dois tout mon rock,*

*A mon adorable papa celui qui a tout donné
Pour que je puisse arriver à mon but qu'il ;
trouve ici mes*

*Remerciements les plus sincères. T'es un papa
Comme en ont fait plus*

Merci

A mes frères

A mes sœurs

zoheir

Résumer :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines.

Le présent mémoire consiste à faire une étude et un confortement d'un glissement de terrain au niveau de la rive droite de barrage de kef Edire à Dammous dans la wilaya de Tipaza.

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel : PLAXIS 2D afin de matérialiser les surfaces de rupture potentielles.

A cet effet une solution mixte est proposée (tirants d'ancrages, pieu , excavation) doté d'un scellement pour la stabilisation de ce talus .

Mots clés : Glissement – stabilité – confortement – méthodes des éléments finis – coefficient de sécurité – PLAXIS .

Abstract:

Landslides are natural phenomena that can be large magnitudes and cause considerable damage. In some cases they can cause loss of life.

This memory consists to present a study and a reinforcement of a landslide that occurred at the level of the right bank of the in the de kef Edire to Dammous in the wilaya of Tipaza. The analysis of this shift is driven by the program: PLAXIS 2D and to materialize the potential failure surfaces.

For this purpose a mixed solution is(tie rods ,pile ,excavation) equipped with a seal for the stabilization of this slope.

Keywords: slip - stability - finite element methods - safety coefficient - PLAXIS.

ملخص :

حركات الارض هي ظواهر طبيعية يمكن ان تسبب خسائر معتبرة . كما يمكن ان تؤدي في بعض الاحيان الى خسائر بشرية.

هذه المذكرة تمثل في دراسة و تدعيم الانزلاق الارضي الذي وقع في الضفة اليمنى للسد كاف الدير المتواجد في الداموس ولاية تيبازة.

تحليل ظاهرة الانزلاق هذه تمت بواسطة برنامج : PLAXIS 2D من اجل تحديد السطوح المحتمل انزلاقها تحديد حلول للظاهرة .

لهذا الغرض يتم اقتراح حل مزدوج (قضبان التعادل – -حفر) مع ختم لتحقيق الاستقرار في هذا المنحدر.

الكلمات الرئيسية : انزلاق- الاستقرار - الراحة - طريقة العناصر المحددة - معامل السلامة- PLAXIS

Résumer

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	2.3
----------------------------	-----

Chapitre 1 étude bibliographique

1. Introduction.....	4
2. Les différents types d'instabilité des pentes.....	4
2.1. Eboulement.....	5
2.2. Fluage.....	6
2.3. Coulée de boue.....	6
2.4. Glissement	6
2.4.1. Les types de glissement.....	9
2.4.1.1. glissement plan.....	9
2.4.1.2. glissement rotationnel.....	10
2.4.1.2.1. glissement rotationnel simple.....	10
2.4.1.2.2. glissement rotationnel complexe.....	10
2.4.2 Les confortements des glissements des terrains	11
2.4.2.1 Les tirants d'ancrages (les clous & les boulons)	11
2.4.2.2 Confortement par géogrid (géotextile & géogride)	12
2.4.2.3 Coulage	13
2.4.2.4 Terres armée	14
2.4.2.5 Les plates	15
2.4.2.5.1 Les soutènements	15
2.4.2.5.2 Les pieux	15
3. Les méthodes de calculs.....	16
3.1. Méthode de fellenius.....	16
3.2. Méthode de bishop.....	18
3.3. Méthode de perturbation.....	19
3.4. Méthode de c-phi réduction.....	20
4. Conclusion.....	20

Chapitre2 reconnaissance géologique et géotechnique de site

1. Introduction.....	22
2. Reconnaissance géologique de site.....	22
3. Reconnaissance géotechnique de site.....	23
3.1. Description et causes de glissement.....	23
3.1.1. L'aspect structurel de la zone.....	24
3.1.2. La morphologie de la zone.....	24
3.1.3. La circulation des eaux souterrain.....	24
4. Les essais géotechniques de laboratoire utiliser.....	24
4.1. Les essais mécaniques.....	24
4.2. Propriétés physique des matériaux de la zone de glissement.....	24
4.2.1 Analyse granulométrique.....	24
4.2.2. Classification de sol.....	25
4.3. Propriété mécaniques des matériaux de zone de glissement.....	26
4.3.1. Essais triaxiaux.....	26
4.3.2. Essais de consolidations œdométrique.....	26
5. les essais in-situ.....	27
5.1. Inclinomètre.....	27
5.1.1 Les buts de l'essai inclunométrique.....	29
5.2. Essais péizométriques.....	29
6. les sondages carottées.....	30
6.1. Sondage par pelle hydraulique.....	30
6.2. Essais de pénétration au carottée SPT.....	31
6.3. Essais présiométriques.....	34
7. calcul de coefficient de poisson.....	35
8. Les couche de sol observé.....	36
9. Conclusion.....	36

Chapitre 3 modélisations numériques par PLAXIS 2D

1. Introduction.....	38
2. Historiques et descriptifs de PLAXIS.....	38
3. Réduction des caractéristiques mécaniques.....	38
4. La méthode des éléments finis.....	40
5. Modélisation de talus étudié	42
5.1. Géométrie de modèle.....	43
5.2. Maillage.....	43
5.3. Programme de génération des pressions des interstitielles	44
5.4. Résultats de coefficient de sécurité de talus	45
5.5. ligne de rupture	45
Coupe 6	46
6. Interprétations des résultats.....	48
7. Conclusion.....	48

Chapitre 4 Etude de renforcement par logiciel PLAXIS 2D

1. Introduction.....	50
2. Renforcement de talus par tirants d'ancrage + excavation	50
3. Renforcement par pieux et tirants d'ancrages	52
4. Conclusion.....	55

Chapitre 5 études techno-économiques

1. Introduction.....	57
2. Définition.....	57
3. Cout d'excavation + tirants d'ancrage.....	57
3.1 Coupe 4	57
3.2 Coupe 6	58
4. Conclusion.....	59
Conclusion général.....	60

Introduction générale

Un glissement de terrain est un mouvement ou un déplacement plus ou moins brutal du sol et/ou du sous-sol (masse de sol ou de roche), le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité.

En relation aux conséquences de ce phénomène naturel, il est considéré comme une catastrophe naturelle pouvant provoquer des pertes humaines et des dégâts matériels considérables. L'étude de l'effet de ces phénomènes relève de la mécanique des sols et constitue une des préoccupations majeures que l'ingénieur géotechnicien fera face dans sa pratique professionnelle.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe dont la réponse fiable est à la charge de l'ingénieur géotechnicien. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Notre présent mémoire s'inscrit dans ce cadre et propose l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenu du Wilaya de Tipaza. L'objectif assigné à ce travail vise à identifier les causes réelles de cette instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution.

Le développement de ce travail a été tracé suivant un plan de travail classique initié par la reconnaissance du site et l'analyse des données disponibles. Cette reconnaissance géotechnique permettra d'identifier et de caractériser les couches du sol de notre site. Elle sera suivie par la proposition et le développement détaillée des solutions de confortement les plus appropriés. Les calculs de la stabilité seront exécutés en utilisant le logiciel PLAXIS(2D).

Dans le cadre de notre présent mémoire de master, nous proposons d'organiser son contenu en plusieurs chapitres regroupés sous deux parties principales ; à savoir une première partie théorique et une deuxième partie pratique.

La partie théorique composée de deux chapitres permettant de cerner les différents types d'instabilité des pentes les concepts liés à la problématique des glissements de terrain, des

méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés. Il s'agit d'une revue de littérature résumée et appropriée au sujet traité.

La partie pratique, deux chapitres, a été initiée par l'analyse de la stabilité globale du talus a été développée par le logiciel PLAXIS (2D), ce qui a permis de dégager les options des solutions possibles.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types d'instabilité de pentes (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différents cas pathologiques observés et les informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis de son intensité.

2. Les différents types d'instabilité des pentes :

Une instabilité des pentes, par opposition au phénomène d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse.

Les mouvements de terrain n'ont donc rien de commun avec les mouvements orogéniques, les tremblements de terre ou les phénomènes volcaniques qui trouvent leur origine dans les forces internes du globe terrestre, et sur lesquels l'homme n'a aucune prise.

.

Les mouvements de terrain restent, quelle que soit leur importance, à l'échelle humaine l'homme peut, en principe, les prévoir, souvent les contrôler et les maîtriser.

Du point de vue géologique, les mouvements de terrain constituent, comme l'érosion un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs.

Sur le plan pratique, ces phénomènes intéressent en premier lieu l'homme, dans le sens qu'ils font courir des risques à sa vie et à ses constructions. Chaque année des accidents graves trouvent leur origine dans des mouvements de terrain.

- De manière générale, nous distinguons quatre classes distinctes de mouvements de terrains :

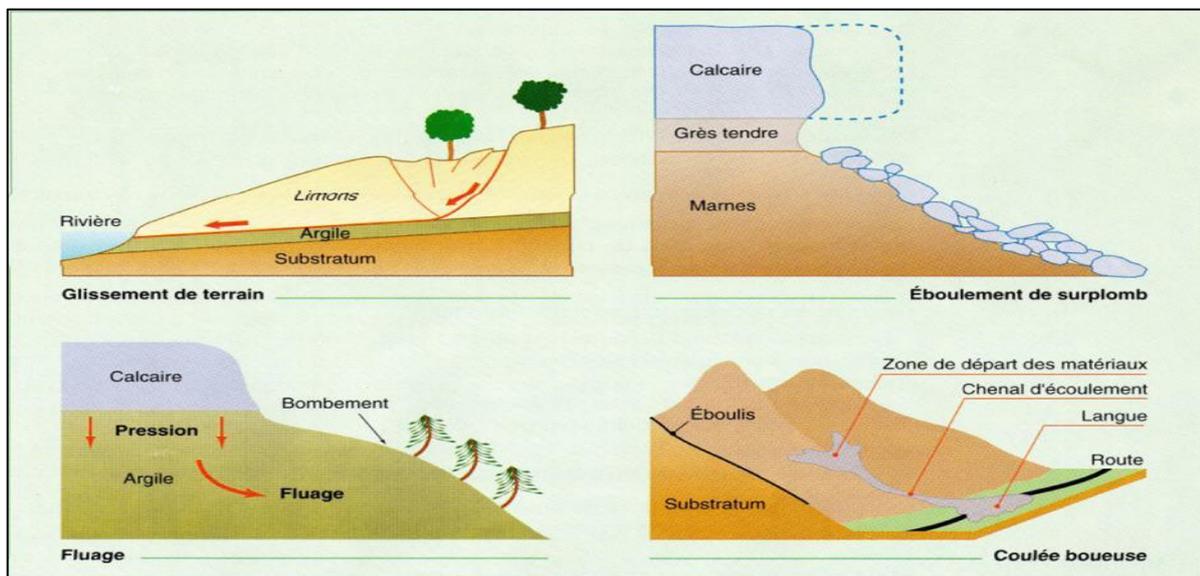


Figure 1.1 : Les différents types de mouvements de terrain (Gilles,S. Pierre, P.1998)

2.1 Eboulement :

« Synonyme ; affaissement, effondrement. » C'est un chute de terre, de rocher, matériaux. Un écoulement ou effondrement est une désolidarisation soudaine d'une structure géologique sur une vaste surface et qui s'accompagne d'une chute massive de matériaux.



Figure 1.2 : éboulement de terrain en Algérie

2.2 Fluage : La fluage (ou creeping en anglais) est un lent mouvement des particules superficielles du sol vers le bas des versants.

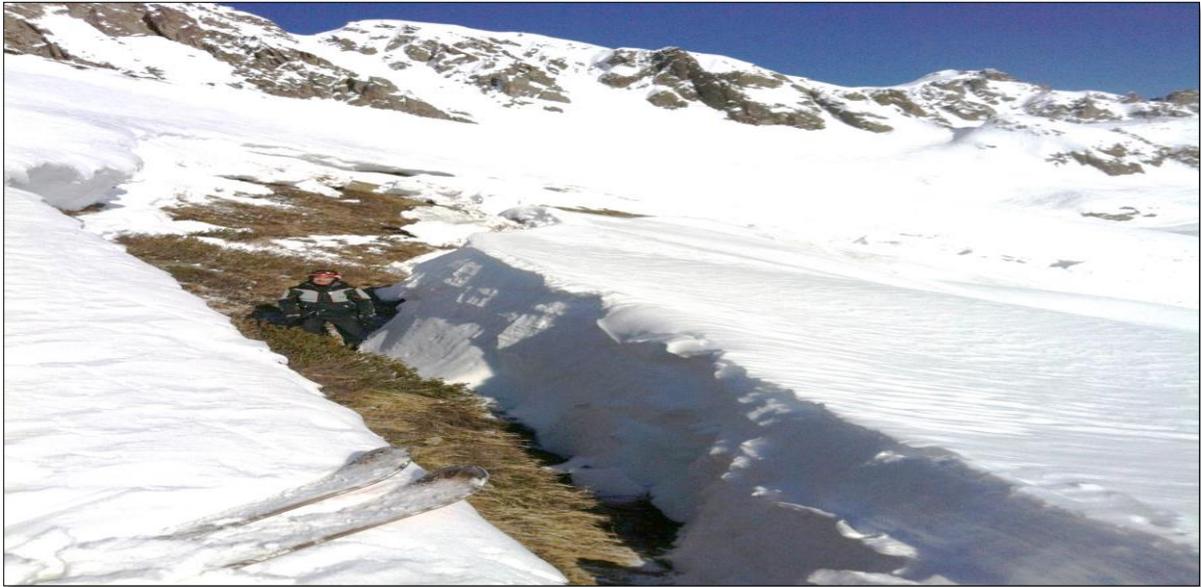


Figure 1.3 : Reptation et transport de la neige par le vent

Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique).

Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peut déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

2.3 Coulée de boue :

Une coulée de boue est aussi connue sous le nom de coulée de débris implique le déplacement de petites particules de sol qui se sont partiellement ou complètement liquéfiées, le long d'une pente ou sur une surface.



Figure 1.4 : coulée de boue monstre à chamoson

On distingue plusieurs type de coulée tel que : coulée boueuses (incluant coulé de blocs, de terre de boue, lave torrentielle, avalanche débris et se produisant surtout en montagne), coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).

2.4 Glissement des terrains :

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé, les zones montagneuses présentent une sensibilité plus importante



Figure 1.5 : Glissement de rive droite barrage kfed damous

Tableau 1.1 : résumer des types d'instabilité des pentes

Terrains		Vitesse moyenne	Volume	Facteur de déclenchement
glissement	Sol massif fracturé	Très lentes à moyenne	A quelque m ³ à plus de dix millions de m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formation meuble	Très lentes	A quelque m ³ à plus de dix millions de m ³	chargement, évolution du matériau
éboulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	A quelque m ³ à plus de dix mille de m ³	eau, gel dégel, séisme
Coulé de boue	Sol argileux et limoneux lâche	Très rapides	de dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	eau, gel dégel, séisme

Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrite par le schéma suivant :

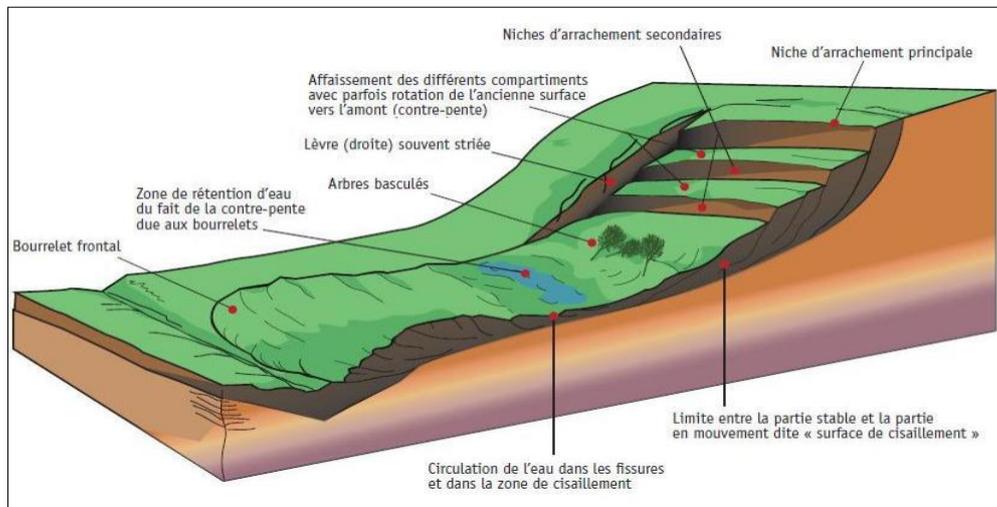


Figure 1.6 : Processus de glissement de terrain.

2.4.1 Les Types de glissement de terrains :

2.4.1.1 Glissement plan :

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

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

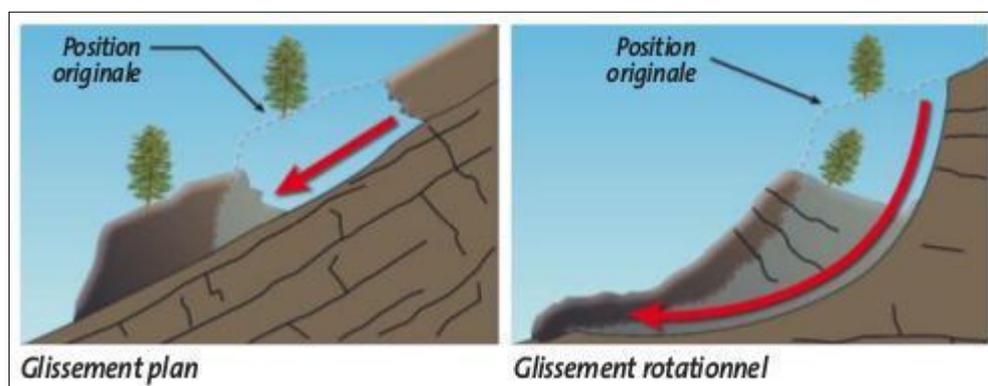


Figure 1.7 : glissement plan et rotationnel

2.4.1.2 Glissement 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. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux- sable très fin .

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

2.4.1.2.1 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.

2.4.1.2.2 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.

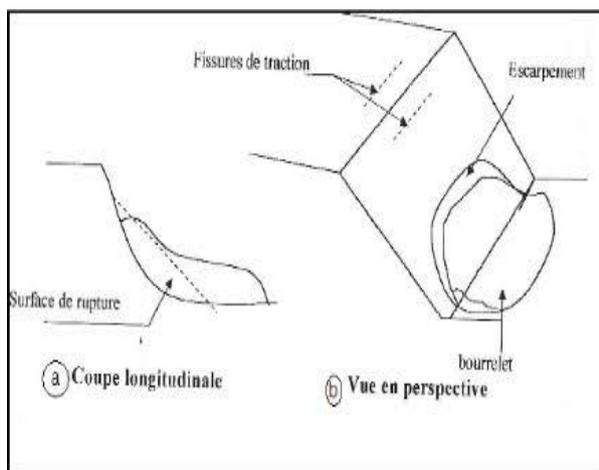


Figure 1.8 : glissement rotationnel simple

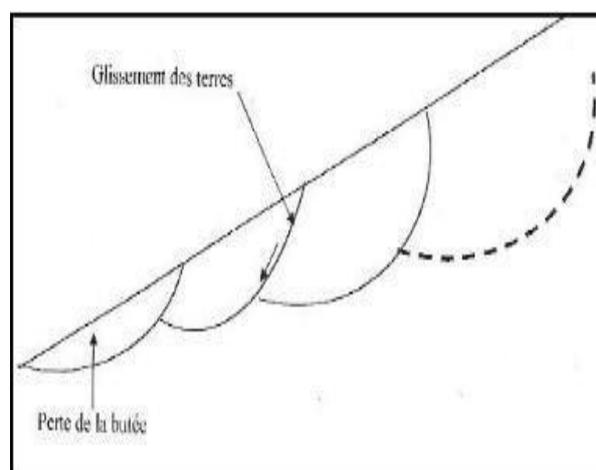


Figure 1.9 : glissement rotationnel Complexe

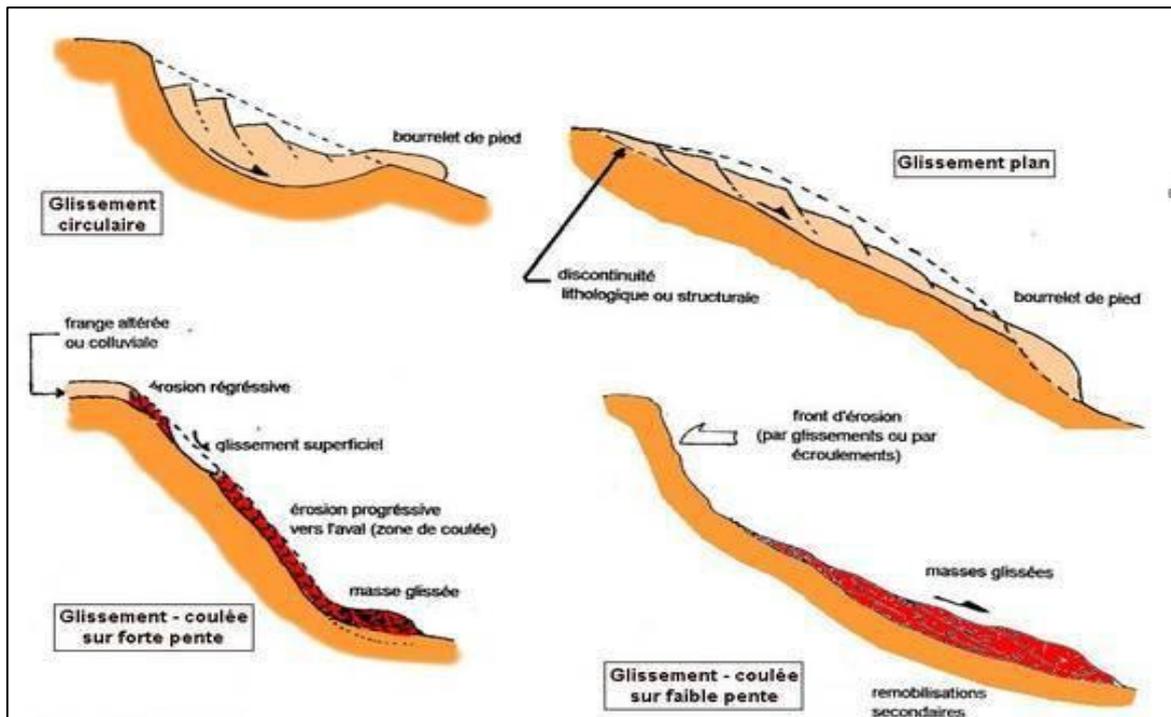


Figure 1.10 : Quatre schémas de différents types de glissement de terrain en fonction de la Typographie

2.4.2 Les confortements des glissements des terrains :

Le choix de confortement doit être mis en accord avec un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité / cout) telles que : capacité financière ou disponibilité des budget nécessaire, le cout de de l'exécution de la solution, le cout de la maintenance, les conditions locales relative aux matériaux disponible, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécutions des travaux, et des degré de stabilisations recherché.

Les solutions qui on peut appliquer dans ce projet sont très nombreux, on distingue ces types des solutions.

2.4.2.1 Les tirants d'ancrages (les clous & les boulons) :

Les tirants d'ancrages dans le sol ont été l'une des premières applications des techniques Freyssinet. En effet dès 1939, Eugène utilisait en association avec des vérins plats.



Figure 1.11 : installation des tirants d'ancrages

Il y'a des types des tirants d'ancrages selon les domaines d'utilisation :

-excavation : L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de feuilles profondes et larges

-confortement de talus : ces notre cas d'étude, l'installation des tirants d'ancrages dans un talus évite les glissements de terrains et améliore la résistance du sol.

-souterrains : les techniques d'ancrages consolident le soutènement des galeries par équilibrages des forces du terrain. On retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels.

2.4.2.2 Confortement par géogridde (géotextile & géogride) :

En quelques années, l'emploi des géogriddes s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.



Figure 1.12 : l'installation des géotextiles

Les principales fonctions du géotextile sont :

-La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente.

-La filtration : assurée le passage de l'eau dans le plan de la nappe.

-Le renforcement : amélioré la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.

-La protection : protéger une structure fragile contre des éléments poinçonnant.

-La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface posé par l'eau ou le vent.

2.4.2.3Coulage :

Désigné aussi par le terme cloutage. Les armateurs généralement métalliques, sont déposés perpendiculaires aux lignes de glissement éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts des sols vers les bars par mise en butée du terrain. Il résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé



Figure 1.13 : Un versant stabilisé par clouage

2.4.2.4 Terres armée :

C'est l'association de couche de remblai granulaire et d'armatures génère un fortement aux points de contact entre les deux éléments. Il en résulte une liaison permanente et une construction unique.



Figure 1.14 : Terre armée, type Freyssissol

2.4.2.5 Les plates :

Il existe plusieurs types des plates pour la confortements des talus en instabilité :

2.4.2.5.1 Les soutènements :

Consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrage rigide ou souple

Les ouvrages souple sont les gabions, les murs cellulaires, rideaux de palplanche..... etc, ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids, ou par encastrement. La techniques la plus utilisable sont c'est murs rigides.



Figure 1.15 : fabrications des murs de soutènements

2.4.2.5.2 Les pieux :

Sont des éléments qui construits en bétons armé ou métalliques ou en bois on distingue deux types des pieux

Les pieux forés ce sont des éléments qui construit en béton armée sur site et demande de faire un forage.

Les pieux battées ce sont des pieux en acier ou en bois ou en béton armé et demande une pénétrations dans le sol par un battage.



Figure 1.16 : installations des pieux

3. Les méthodes de calculs :

3.1.Méthode de Fellenius(1936)(méthode d'équilibre limite) :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius fait l'hypothèse simplificatrice telle que

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- Les efforts inter-tranches sont totalement négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids

W. Par rapport au centre O, on peut définir :

Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

3.1.1. Les forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

- **Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$W=b\sum(\gamma_i h_i)$$

Avec :

W : poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche

h_i : hauteurs des tranches

Le poids «W» étant une force qui présente deux composantes :

$$N=W \cos\alpha \quad \text{et} \quad T=W \sin\alpha$$

N : composante normale stabilisatrice

T : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

- **Force de cohésion:**

$$F_c=C.AB$$

Avec :

$$AB=\frac{b}{\cos\alpha}$$

C : cohésion du sol considéré.

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

b : la largeur des tranches

AB : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

- **Force de frottement :**

$$F_f=(N -U_i .AB)\text{tg}\varphi=(W \cos\alpha-U_i.AB) \text{tg}\varphi$$

- **Force de l'eau :**

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot AB$$

- **Force sismique**

$$T = a \cdot W$$

Avec : W : poids de la tranche

a : coefficient d'accélération de zone sismique.

L'expression du facteur de sécurité :

$$Fs \text{ (sans séisme)} = \frac{\sum_1^n (c \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cdot \cos \alpha + u) \tan \phi)}{\sum_1^n w \sin \alpha} \dots \dots \dots [1.1]$$

$$Fs \text{ (avec séisme)} = \frac{\sum_1^n (c \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cdot \cos \alpha + u) \tan \phi)}{\sum_1^n w \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum w \cdot a \cdot dni} \dots \dots \dots [1.2]$$

dni : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

3.2.Méthode de Bishop(1954)(méthode d'équilibre limite) :

La méthode de BISHOP (1955) est assurément la méthode de calcul c'équilibre limite la plus employée pour l'analyse de stabilité. Elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

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

• Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture
L'expression du coefficient de sécurité F donnée par Bishop (1955) en prenant en compte les caractéristiques drainées du sol est la suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (c' b + (w \cdot \cos^2 \alpha - u \cdot b) \tan \phi' \frac{1}{\cos \alpha + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F}})}{\sum_1^n w \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots [1.3]$$

Avec :

ϕ' : l'angle de frottement drainée du sol

b: la largeur de la tranche

W : le poids de la tranche

C' : la cohésion drainée du sol a la base de la tranche

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

3.3.Méthode des Perturbations(méthode d'équilibre limite):

Cette méthode a été mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).Par MM. Raulin, Rouques et Toubol (1974) est une méthode d'équilibre limite de calcul de stabilité d'un massif de sol qui fait l'hypothèse de l'équilibre global du massif le long d'une surface de rupture. Elle suppose que la contrainte normale à la surface de rupture potentielle, en un point M de celle –ci, peut être écrite sous la forme :

$$\sigma = \sigma_0 (\lambda + \mu \tan \alpha) \text{ avec } \sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha \text{ qui est la contrainte obtenue par Fellenius(1927)}$$

Avec :

γ : le poids volumique du sol au-dessus de M

h : la hauteur au-dessus de M

α : l'angle de la surface de rupture avec l'horizontale

λ et μ :deux coefficients réels à déterminer

Le coefficient de sécurité est défini par la relation :

$$F = \frac{\tau_{ult}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement disponible}}{\text{résistance au cisaillement mobilisé}}$$

Avec :

$$\tau = c' + \frac{[\sigma \cdot (\lambda + u \tan \alpha) - u] \tan \phi}{F_s}$$

Ces calculs sont très longs à la main, par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs. (Guide technique .1998)

3.4. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction) :

Un calcul de coefficient de sécurité par élément finis peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière, c'est la méthode qu'on va utiliser par PLAXIS pour utiliser ce glissement.

4. Conclusion :

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol...etc. où anthropique comme le Déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

Chapitre 2

Reconnaissance géologique et géotechnique de site

1. Introduction :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve dans la wilaya de TIPAZA.

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaître les causes de ce glissement.

2. Reconnaissance géologique de site :

Le glissement traité dans ce projet de fin d'étude est détecté dans la rive droite de barrage de kef Edire à Dammous la wilaya de Tipaza qui situé à l'ouest de la ville d'Alger sur l'Oued Damous, à environ 8 km au sud de la ville homonyme et près du village Ben Mileuk dans la wilaya de Tipaza. Le site du barrage est accessible à partir des routes de de chemin de wilaya CW-24.

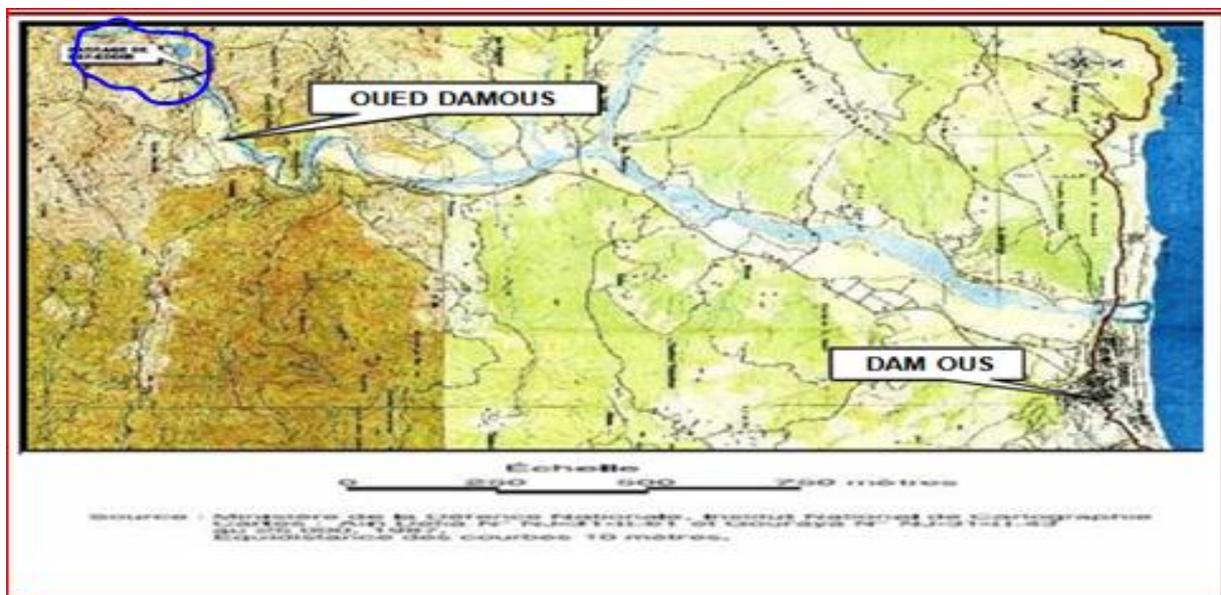


Figure 2.1 : Localisation du barrage de KEF EDDIR.

La formation géologique dominante de la région est de la marne argileuse grise foncée avec localement des lits calcaireux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement. Généralement, les marnes sont très fracturées dû à un tectonisme régional intense, altérées et désagrégées en surface. Les marnes sont des argiles consolidées qui contiennent une certaine proportion de calcaire et quand elles ne sont que peu calcaires, elles évoluent comme des argilites.



Figure 2.3 : image du zone de barrage KED

3. Reconnaissance géotechnique de site :

3.1. Description et causes de glissement :

Sur la rive droite, un glissement de terrain a été remarqué en phase d'activité, ce dernier a été soulevé depuis 2008. Cette formation composée d'un talus argileux en conditions de déblais naturels en surface, est accompagnée de sources d'eau chargées de calcite (CaCO_3)

L'endroit du glissement est formé de matériaux argileux alluvionnaires en conditions de déblais naturels en surface, mais globalement la présence d'argile limoneuse et graveleuse en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises Caractéristiques mécaniques. Cette formation est très vulnérable aux glissements.

La zone affectée est composée de deux (02) parties bien distinctes, la première correspond

à la zone de talus où le mouvement a débuté, la deuxième correspond à une zone où trois (03) plates-formes ont été observées.

Les causes directes de ce glissement sont décrites dans les points suivants :

3.1.1. L'aspect structural de la zone :

La région de barrage a subi des phases tectoniques compressives majeures multidirectionnelles, , exprimées par des failles majeures et des décrochements.

La zone de glissement est caractérisée par des réseaux de fissures ouvertes

3.1.2. La morphologie de la zone:

Le glissement s'est produit dans la zone du talus où la pente est plus forte, et a entraîné un second mouvement dans la zone des plates-formes où la pente est plus faible.

3.1.3. La circulation des eaux souterraines :

Les ruissèlements souterrains jouent un rôle très important dans la cohésion de terrain. Les eaux chargées de carbonates (CaCO_3) et des oxydes s'infiltrent dans le terrain, elles le dégradent progressivement en détruisant sa structure interne avec le temps.

4. Les essais géotechniques de laboratoire utilisés :

4.1. les essais mécaniques réalisés sont :

Les essais triaxiaux (CD, CU)

Les essais œdométrique

4.2. Propriétés physique des matériaux argileux de la zone de glissement :

Les caractéristiques sont présentées par l'analyse granulométrique

4.2.1. L'analyse granulométrique : est l'opération consistant à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille,), c'est aussi le nom donné au résultat de cette analyse.

L'analyse granulométrique fournit les proportions de grains de différents diamètres, cette analyse peut se faire aussi bien par tamisage que par sédimentation dans l'eau.

Les résultats de l'analyse granulométrique de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : les résultats de l'analyse granulométrique

Propriétés	Ecart	Moyenne
-Particules $\leq 80 \mu\text{m}$	52 – 73	64
-Teneur en eau naturelle W_n (%)	11 – 14	12
-Limite de liquidité WL (%)	42 – 58	49
-Limite de plasticité WP (%)	22 – 26	25
-Indice de plasticité IP (%)	19 – 33	25
-Poids volumique des solides (kN/m ³)	26,8 – 27,8	27,2
-Poids volumique humide (kN/m ³)	19,0 – 21,0	20,0
-Masse volumique sèche maximale (kg/m ³)	1 700 - 1 830	1 777
-Teneur en eau optimale (%)	15,6 - 20,6	17,2

4.2.2. Classification de sol à partir de LCPC :

On a $(100-64)= 36\%$ des éléments $> 0.08 \text{ mm} \implies$ plus de 50%

D'éléments $< 0.08 \text{ mm} \implies$ il s'agit d'un sol fin

On a $I_p = W_L - W_p$

$I_p=25\%$

Et $W_L=49\%$

Après le diagramme de plasticité de casagrande on a une argile peu plastique (A_p)

4.3. Propriétés mécaniques des matériaux argileux de la zone de glissement :

Les essais mécaniques réalisés sur ces matériaux sont les essais triaxiaux ainsi que les essais oedométriques.

4.3.1. Essais triaxiaux :

est un essai de laboratoire courante pour mesurer les caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires (angle de frottement et cohésion apparente, angle de frottement et cohésion effective), en particulier celles des sols par exp (le sable, l'argile), des roches et des poudres.

L'angle de frottement apparente et la cohésion apparente mesurer dans des conditions consolidées non-drainées (C_u , ϕ_u) et l'angle de frottement effective et la cohésion effective mesurer dans des conditions consolidées drainée.

Les résultats de l'essais dans notre projet est présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 : les caractéristiques mécaniques

Propriétés	Ecart	Moyenne
Cohésion apparente C_u (kPa)	45-111	78
Angle de frottement apparente ϕ_u (°)	2-18	11
Cohésion effectif C' (kPa)	15-123	69
Angle de frottement effectif ϕ' (°)	5-24°	16

4.3.2. Essai de consolidation oedométrique :

c'est un essai de laboratoire utilisé en géotechnique pour mesurer le tassement d'un échantillon (intact) sous un effort donné, et son gonflement au cours de chargement et de déchargement des efforts soumis auparavant. l'opération de chargement et de déchargement est chronométrée, afin d'en déterminer les propriétés mécaniques.

Les résultats de cet essai de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3 : résultats de l'essai œdométriques

Propriétés	Ecart	Moyenne
Pression de consolidation σ'_p (kPa)	210-290	230
Indice de gonflement C_s	0,02-0,066	0,044
Indice de compression de la courbe vierge C_c	0,08-0,156	0,125

5. essais in-situ :

les in-situ qui est réalisé dans cet projet sont les essais inclinométrique ,les essais piézométriques , les pré-siométrique .

5.1 Inclinomètre :

Les mesures inclinométriques sont utilisées dans le domaine de la géotechnique afin de déterminer la position d'un forage ou d'un tubage mis en place dans le terrain.

- connaître le comportement (inclinaison et déplacement) dans le temps d'éléments d'ouvrages (pieux, écrans de soutènement, parois moulées), d'estimer le déplacement de massifs en terre ou de massifs rocheux.

- suivre l'évolution en fonction du temps des mouvements d'une pente instable et de servir d'alarme si besoin.

Cette note a pour objectif de fournir une information sur le contenu de la norme NF P 94-156 Sols : reconnaissance et essais. Mesures à l'inclinomètre qui a été publiée par l'AFNOR en tant que norme homologuée en octobre 1995.

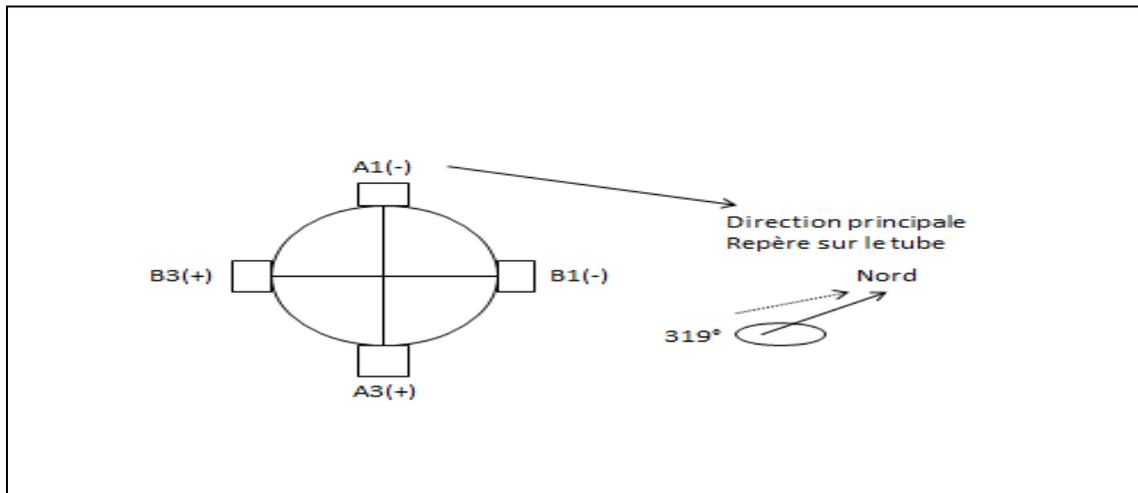


Figure 2.4 : le repère de tube inclinométrique

Les résultats de notre projet d'un seul essai sont présentés dans la figure suivante :

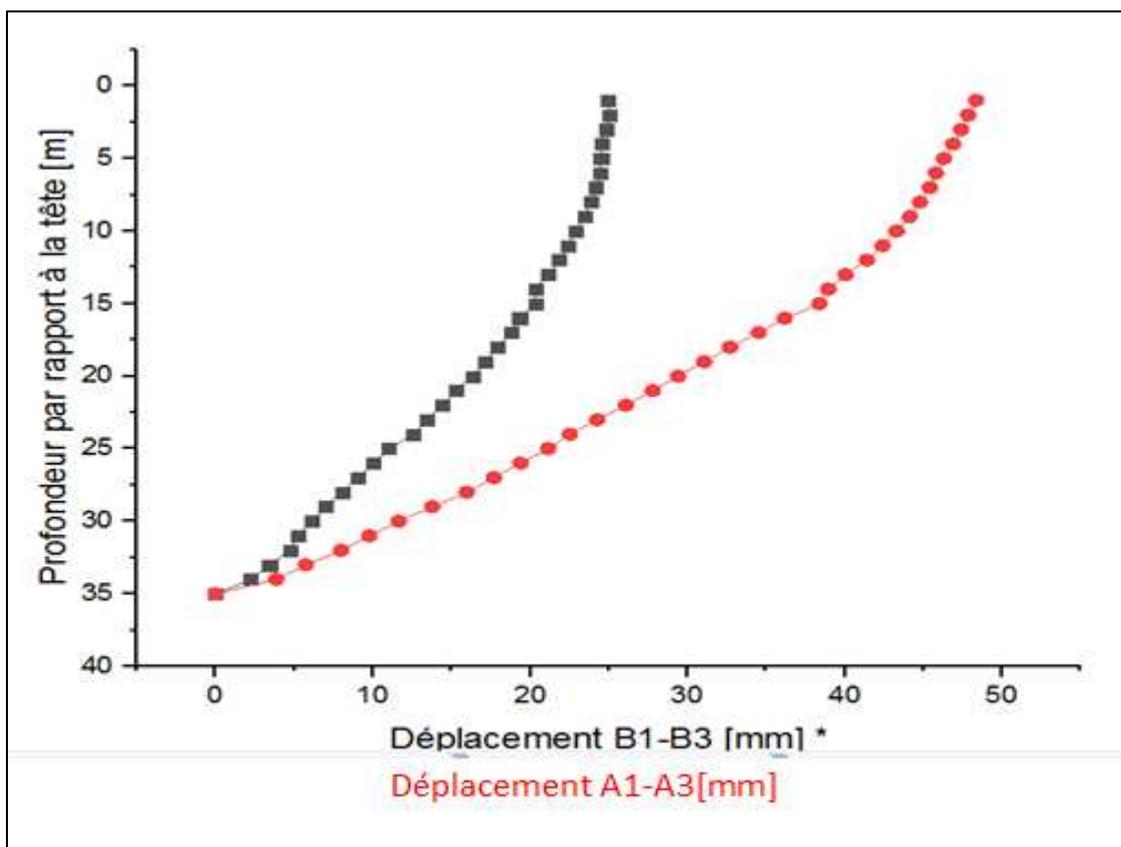


Figure 2.5: diagramme des déplacements par essai d'inclinomètre

5.1.1. Les buts de l'essai inclinométrique dans ce projet :

L'inclinomètre est pour comparer les variations des inclinaisons de la sonde à chaque niveau en fonction du temps (les déplacements verticaux et horizontaux) et tous ce travail est pour déterminer la surface de glissement dans le massif (la zone dangereuse).

Suivi la position d'un forage par rapport à la verticale passant par le repère (sommet du tube scellé, capteurs inclinométriques,) est pour déduire la courbe des inclinaisons (le cercle de glissement).

Connaitre les déplacements de massifs pour déduire les inclinaisons de la sonde et Calcul du déplacement dans le temps

Pour connaitre L'orientation 0 dans un plan horizontal, déterminée en général par référence au nord magnétique.

5.2 Essai piézométrique :

Les piézomètres sont également mis en œuvre lors des études géotechniques de reconnaissances de site, préalablement à la réalisation d'un ouvrage. Il est en effet indispensable de connaître le niveau d'eau dans le sol au moment des études afin de définir les éventuels besoins en pompage ou ouvrages annexes permettant d'assurer la stabilité et la sécurité des travaux puis la stabilité de l'ouvrage . La réalisation d'un piézomètre doit être conforme à la norme NF P94-157-1 ainsi qu'à la norme NF EN ISO 22475-1.

Les résultats de notre projet d'un seul essai sont présentés dans la figure suivante :

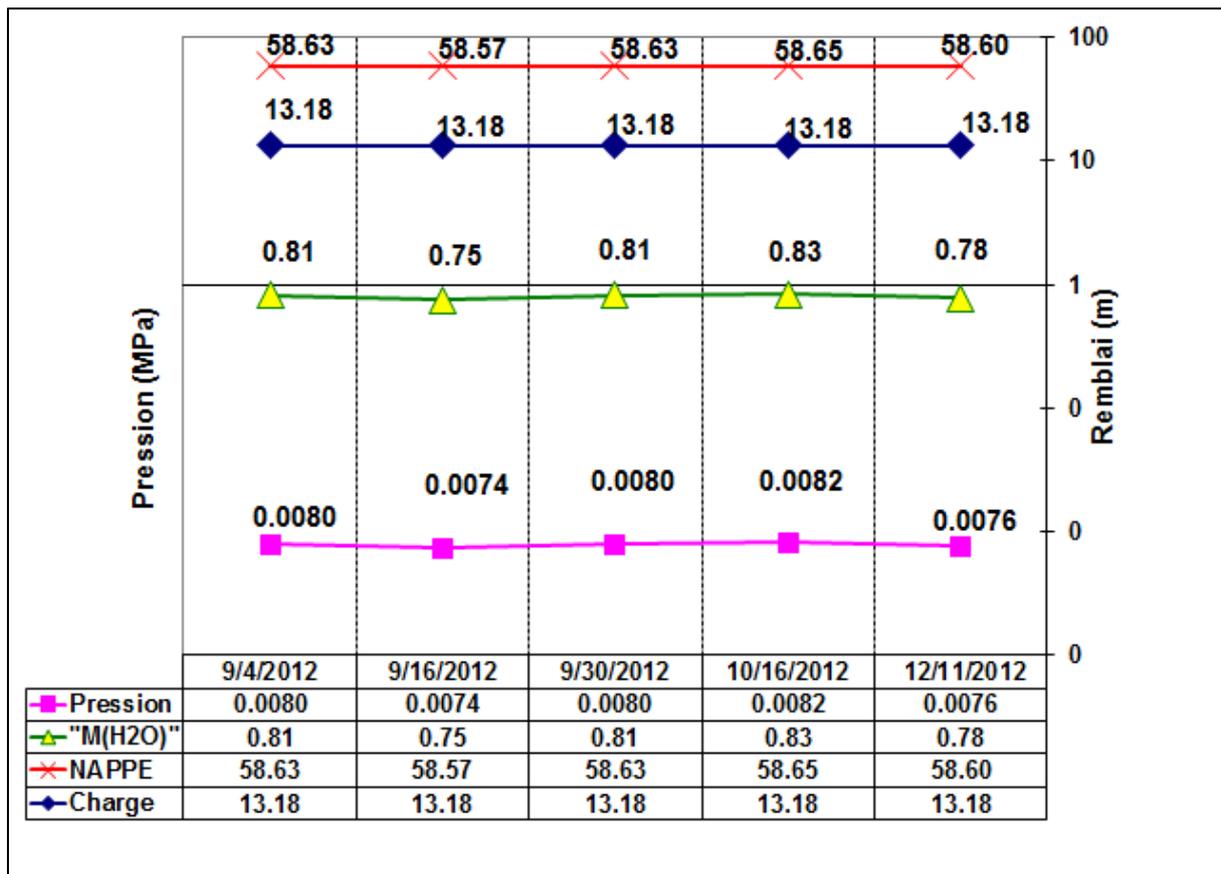


Figure 2.6: des diagrammes présents les résultats de l'essai péizometre

6. Les sondages carottés :

sont des sondages par forage ou bien sans forage ou bien par une pelle hydraulique.

6.1. Sondage par pelle hydraulique:

C'est sondage très simple qui basé sur la pelle hydraulique et l'observation de l'opération par le géotechnicien pour connaitre les couche de sol, et on récupère un sol remanier par la pelle hydraulique donc on peut pas faire des essais de laboratoire sur le sol de cette opération.

Tableau 2.4 : description observé par la pelle hydraulique

Profondeur (m)	Description	Remarque
0,00-0,90	Terre végétale et remblais	Limite du glissement à 3,00 m environ
0,90-1,60	Argile colluvionnaire de couleur jaunâtre à rougeâtre, graveleuse, plastique et humide, présence de traces de matière organique	
1,60-3,00	Argile colluvionnaire de couleur jaunâtre graveleuse, plastique et humide	
3,00-4,00	Argile de couleur jaunâtre à grisâtre, graveleuse, humide et trop plastique (provenant de l'altération de la roche)	

6.2. Essai de pénétration au carottier (SPT) :

l'essai de pénétration dynamique (SPT Standard Pénétration Test) est un sondage géotechnique consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm

Tableau 2.5 : description de sol par essai SPT

Profondeur	Observations
1-5m	Argile colluvionnaire de couleur jaune à brunâtre, graveleuse et plastique
5-5.5m	Colluvion: grés de couleur gris clair oxydé et fissuré
2.5-12m	Argile colluvionnaire de couleur rougeâtre à brunâtre, graveleuse, limoneuse et plastique
12-12.4m	Argile colluvionnaire de couleur brunâtre, graveleuse et limoneuse
12.4-12.45m	Sable argileux et limoneux
12.45-13m	Pas de récupération
13-14m	Argile colluvionnaire de couleur brunâtre, graveleuse et limoneuse
14-15m	Pas de récupération
15-17m	Argile colluvionnaire de couleur brunâtre, graveleuse et limoneuse
17-18m	Argile bariolée de couleur grisâtre
18-23.5m	Argile colluvionnaire de couleur marron à brunâtre graveleuse, limoneuse et peu plastique
23.5-24m	Colluvion: marne fissurée et oxydé avec de l'argile
24-25m	Pas de récupération
25-26.2m	Argile colluvionnaire de couleur brunâtre, graveleuse et peu plastique
26.2-26.3m	Colluvion: grés oxydé
26.3-27m	Argile colluvionnaire de couleur brunâtre, graveleuse et peu plastique
27-28m	Pas de récupération
28-30m	Gravelles dans une matrice argileuse

Forages zone de glissement Rive Droite Aval

Forage F1



Forage F1
Profondeur: 0.00 - 6.00 m

N° de Caisse: 01

Forages zone de glissement Rive Droite Aval

Forage F1



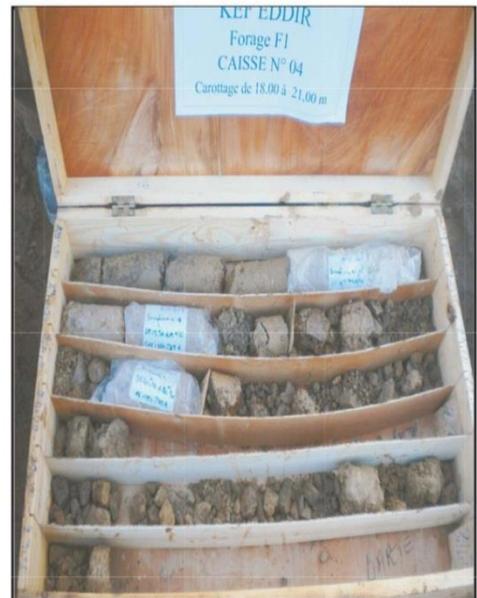
Forage F1
Profondeur: 12.00 - 18.00 m

N° de Caisse: 03



Forage F1
Profondeur : 6.00 - 12.00 m

N° de Caisse: 02



Forage F1
Profondeur : 18.00 - 24.00 m

N° de Caisse: 04

Figure 2.7 : photo de récupération des sondages

6.3. Essais pressiométrique :

C'est un essai de chargement in-situ effectué au sein de terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée les caractéristiques mécanique de sol et d'effectuer les calculs de fondation.

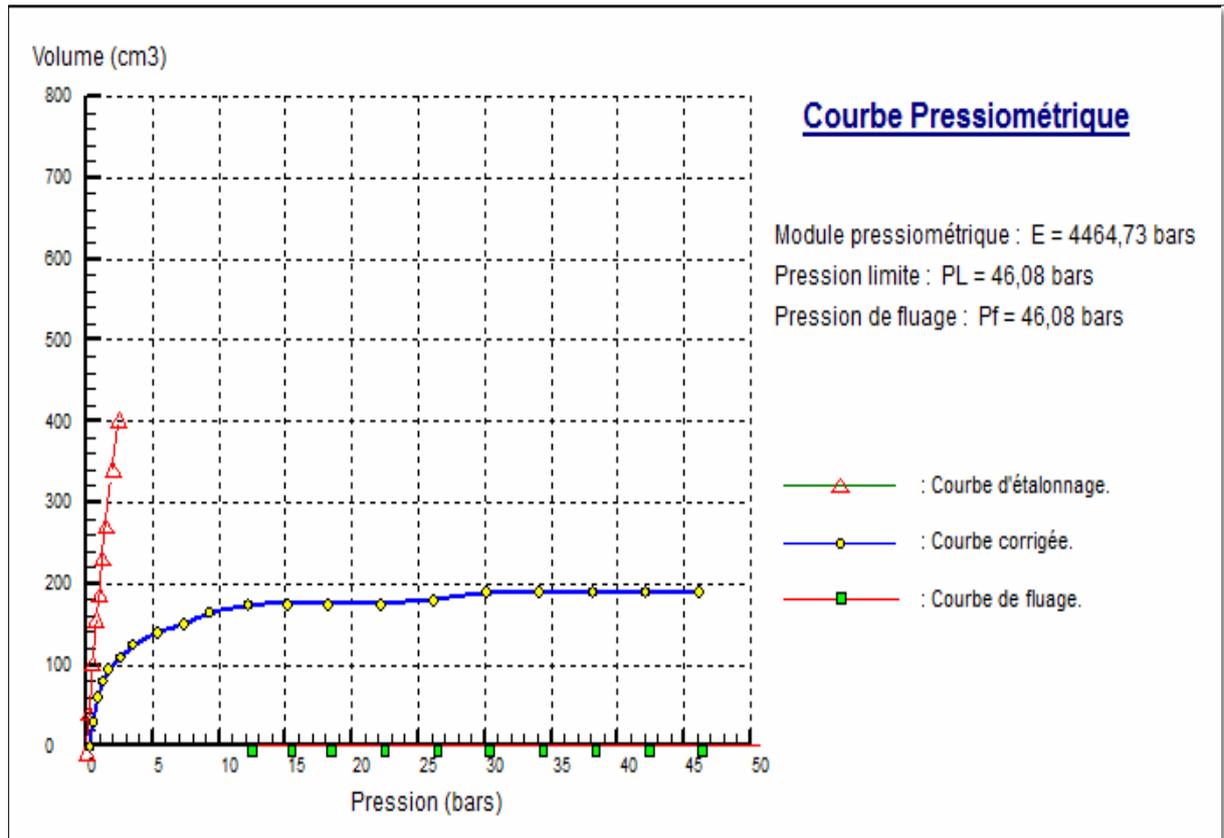


Figure 2.8: diagramme des résultats de l'essai pressiométrique

Résultats de l'essai pressiométrique :

-Profondeur = 1,00 m

Paramètres pressiométriques obtenue :

-Module pressiométrique $E_m = 4464,73$ bars

- Pression limite $P_L = 46,08$ bars

- Pression de fluage $P_f = 46,08$ bars

A partir des résultats de l'essai préssiométrique on va calculer les module de deformations par la relation suivante :

$$E = E_m / \alpha \dots \dots \dots [4]$$

$$E = 4464.73 / (2 / 3)$$

$$E = 6697.095 \text{ Bars} = 669709.5 \text{ kPa}$$

7. Calcul de coefficient de poisson par la relation suivante :

$$1 - 2 \nu \leq \sin \phi \implies \nu = (1 - \sin \phi) / 2 \dots \dots \dots [5]$$

$$\nu = (1 - \sin 16) / 2$$

$$\nu = 0.35$$

Tableau 2.6 : les résultats de module de déformation et coefficient de poisson

Profondeur (m)	Module pressiometrique E_m (bars)	Module de déformation E (bars)	Coefficient de poisson ν
1	4464.73	6697.095	0.35
2	4004.35	6006.53	0.35
4	1615.26	2422.89	0.35
5	7063.27	10594.91	0.35
6	2627.46	3941.19	0.35

8. les couche de sol qui est observée dans le rive droite de barrage KED :

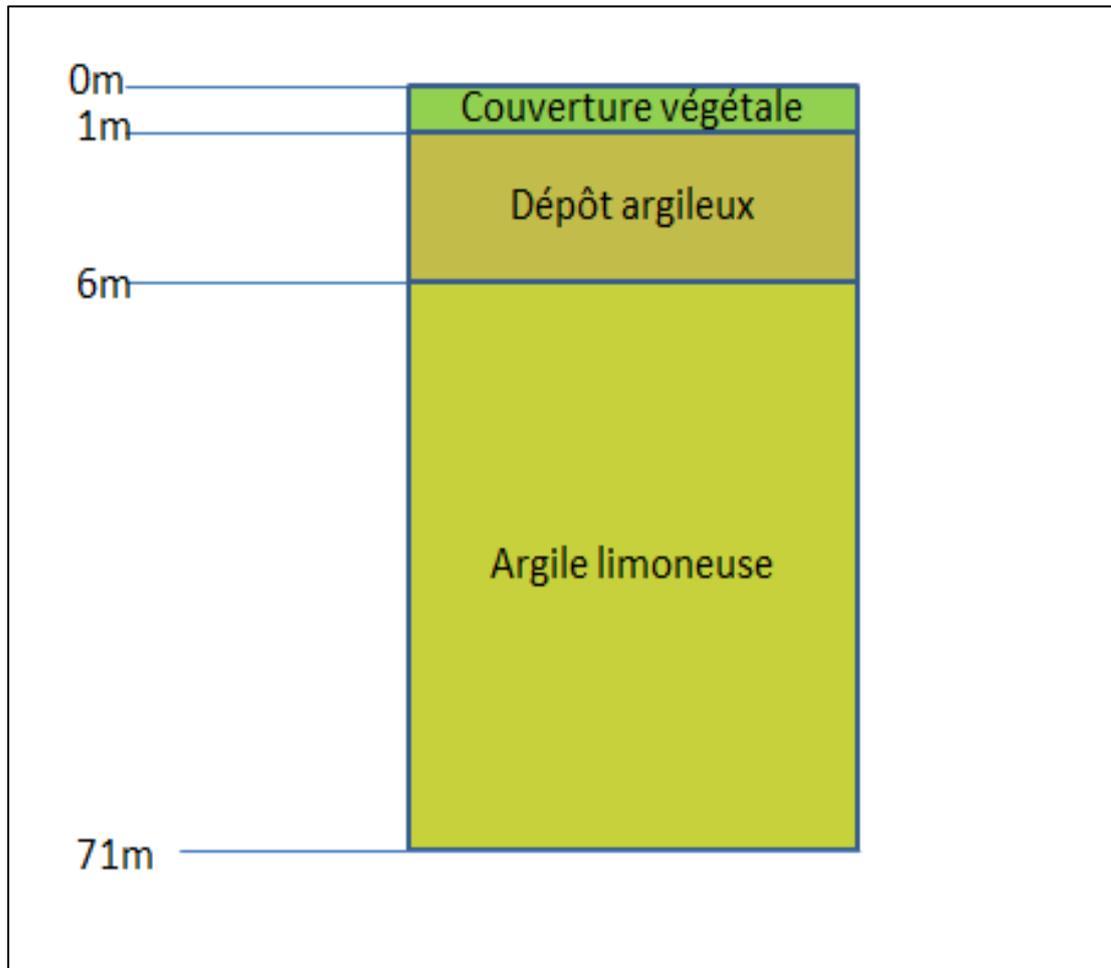


Figure 2.8 : distribution des couches qui est observée dans la zone de Glissement

9. Conclusion :

Le glissement étudié est situé à la Wilaya de Tipaza en rive droite aval de barrage de kef edir a exécuté par cosidère TP 28.

Le diagnostic préliminaire établi sur la base des informations disponibles sur la région montre (sans visite de site à cause de virus de covid-19) que ce glissement est probablement causé par la présence d'eau en ruissèlement sans présence de dispositifs adaptés, combinée avec la morphologie.

La reconnaissance géotechnique à engager sur terrain permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce Glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

Chapitre 3

Modélisation numérique par PLAXIS 2D

1. Introduction :

Cette partie consiste à analyser des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'élément finit 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. Ces 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, Géo5, 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. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages dont celui d'établir des calculs en introduisant les paramètres du dispositif de confortement.

2. Historique et descriptif de PLAXIS 2D:

PLAXIS 2D : est un programme d'éléments finis est sortie en 1987, ce logiciel est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, tel que la stabilisée des pentes, le comportement des murs de soutènement. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle en déformation 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 basée sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Modélisation des problèmes de stabilité des talus par élément finis :

3. Réduction des caractéristiques mécaniques (phi-c réduction):

La réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients de sécurité. Cette option peut être sélectionnée dans la liste des types de calcul (Calculation type) dans l'onglet General.

Dans l'approche Phi-c réduction, les caractéristiques de tan et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d'ancrage ne sont pas influencées par Phi-c réduction. Le coefficient total SMSf permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan\phi_{\text{input}}}{\tan\phi_{\text{reduced}}} = \frac{C_{\text{input}}}{C_{\text{reduced}}} \dots\dots\dots [3.1]$$

Où les caractéristiques notées 'données' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, SMSf vaut 1,0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Un calcul de Phi-c réduction est réalisé en utilisant la procédure de chargement Load advancement number of steps. Le multiplicateur incrémental Msf est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance pour le premier pas de calcul. Cet incrément est par défaut fixé à 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ. Les paramètres de résistance sont réduits pat à pat automatiquement jusqu'à ce que tous les pas additionnels (Additional steps) aient été réalisés. Par défaut, le nombre de pas additionnels est fixé à 30 pour ce type de calcul, mais une valeur plus importante (jusqu'à 1000) peut être donnée, si nécessaire. Il faut toujours vérifier si le dernier pat de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{Valeur de Msf à la rupture} \dots\dots\dots [3.2]$$

Si le mécanisme de rupture ne s'est pas complètement développé, alors le calcul doit être répété avec un nombre accru de pas additionnels.

En utilisant l'option Phi-c réduction en combinaison avec des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter selon le modèle Mohr-Coulomb standard, puisque la dépendance de la raideur avec l'état des contraintes et les effets d'écrouissage sont exclus. Le module calculé à la fin du pat de calcul précédent pour l'état de contrainte obtenu, est utilisé comme une raideur constante durant le calcul de Phi-c réduction.

4. La méthode des éléments finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique

Calculs par la MEF : La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan, CamClay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;

- De calculer un coefficient de sécurité. Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :
- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- les efforts dans les butons ou tirants. Et pour le sol :
- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
 - Les pressions interstitielles ;
- De calculer un coefficient de sécurité

Msf, SMsf:

Ces coefficients sont associés à l'option de réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) de PLAXIS pour le calcul de coefficients de sécurité.

Le coefficient global Msf est défini comme le rapport des paramètres de résistance d'origine et des paramètres réduits ; il contrôle la réduction des caractéristique de sol phi et c à une étape donnée de l'analyse. Msf vaut 1,0 au début d'un calcul pour affecter à tous les matériaux leurs caractéristiques non réduites.

Msf permet de préciser l'incrément du facteur de réduction des caractéristiques à appliquer pour le premier pas de calcul.

Cet incrément vaut par défaut 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

- Description du modele :

Les caractéristiques géotechniques des matériaux et les propriétés de renforcement sont résumées sur le tab

Tableau 3.1 : Caractéristiques géotechniques des matériaux

Paramètres	Nom	Argile	Unité
Modèle du matériau	Model	M-C	-
Type de comportement	Type	Non drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	17.77	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	21.23	kN/m ³
Module de Young	Eref	4467.73	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.35	-
Cohésion	C _{ref}	69	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	16	°
Angle de dilataance	Ψ	0	°

5. Modélisation de talus étudié : dans cette étape on va faire une modélisation de deux coupe (coupe 4 et coupe 6) qui situés dans le milieu de talus qui est en instabilité au glissement.

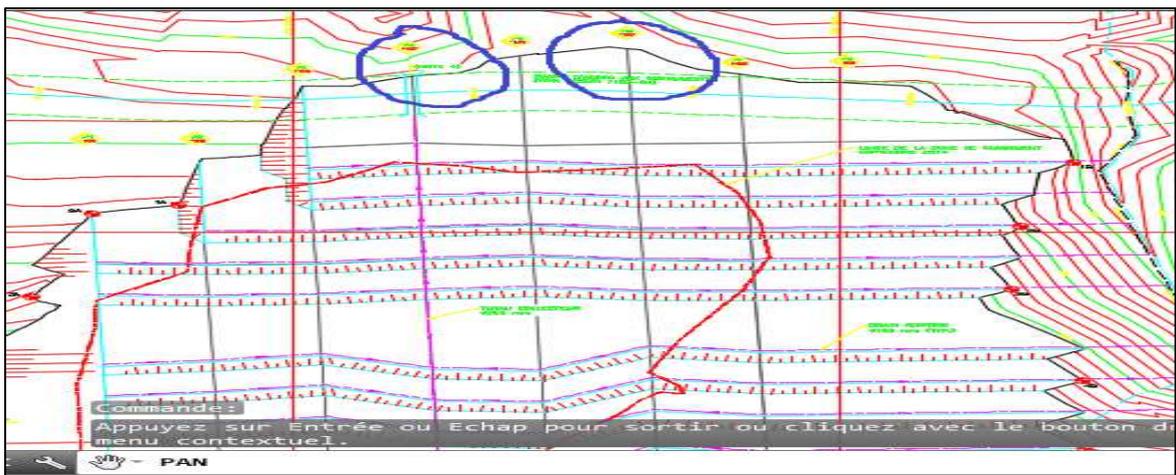


Figure 3.1 : plans des coupes étudiées dans la zone de glissement

5.1. Géométrie de modèle étudié :

Dans cette fenêtre nous avons dessiné le talus dans PLAXIS (input) et faire une définition des données, choisi une loi de comportement du sol « MOHR-COULOMB », nous avons faire des fixations dans les extrémités du talus pour fixer les déplacements horizontaux et verticaux dans l'extrémité horizontale et fixé les déplacements verticaux dans les extrémités verticaux, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

Coupe 4 :

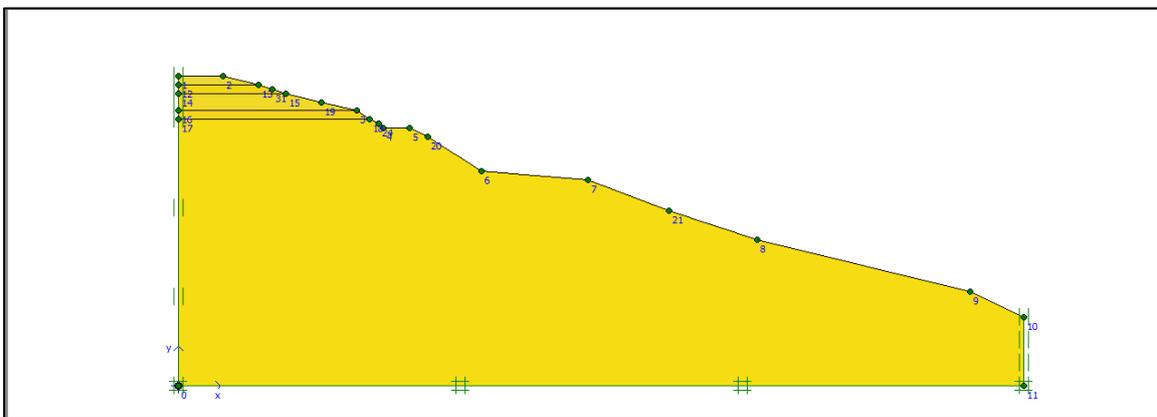


Figure 3.2 : géométrie de talus étudié dans notre projet

5.2. Maillage :

Cette fenêtre c'est un maillage de modèle par PLAXIS est « very fine » avec un élément triangulaire de 15 nœuds.

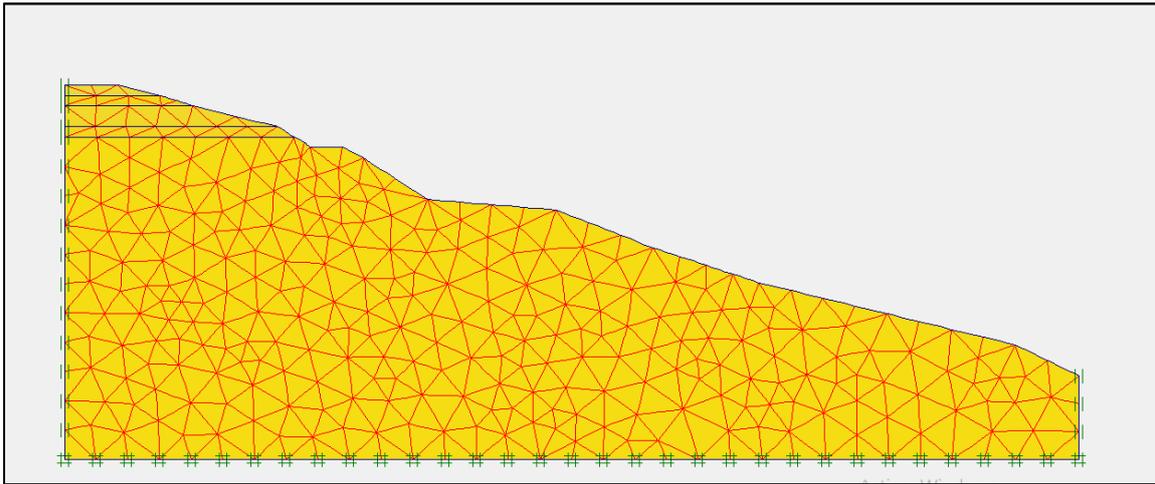


Figure 3.3 : génération de maillage du talus étudié

5.3. Programme de génération des pressions des interstitielles :

Dans cette fenêtre nous avons généré les pressions interstitielles du talus par PLAXIS

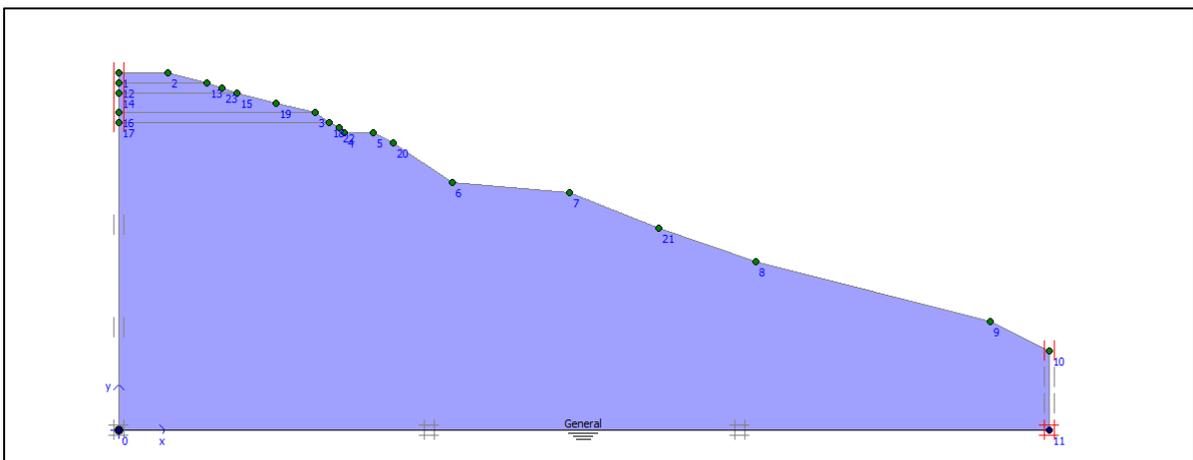


Figure 3.4 : les pressions interstitielles dans le talus étudié coupe 4

5.4. Résultats de coefficient de sécurité de talus :

Dans cette fenêtre nous avons faire un calcul de coefficient de sécurité par PLAXIS à l'aide des éléments finit.

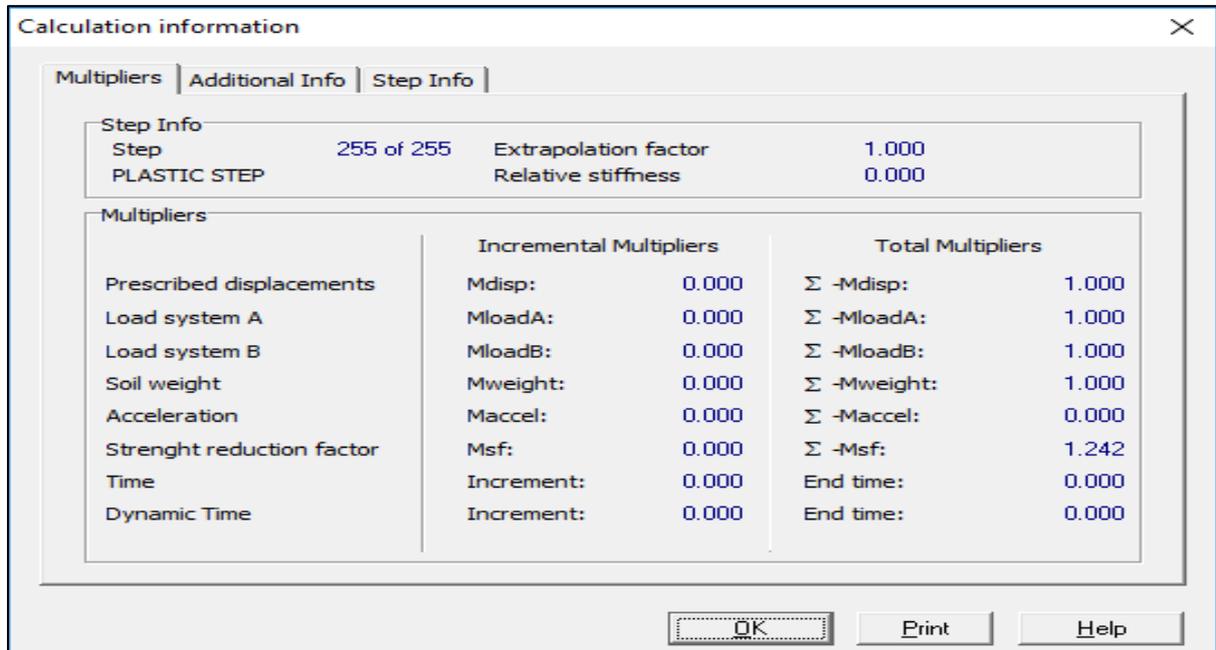


Figure 3.5 : calcul de coefficient de sécurité à l'aide des éléments finit
 $M_{sf} = 1.242$

5.5. ligne de rupture : dans cette fenêtre nous avons observé la ligne de glissement du talus de la coupe 4.

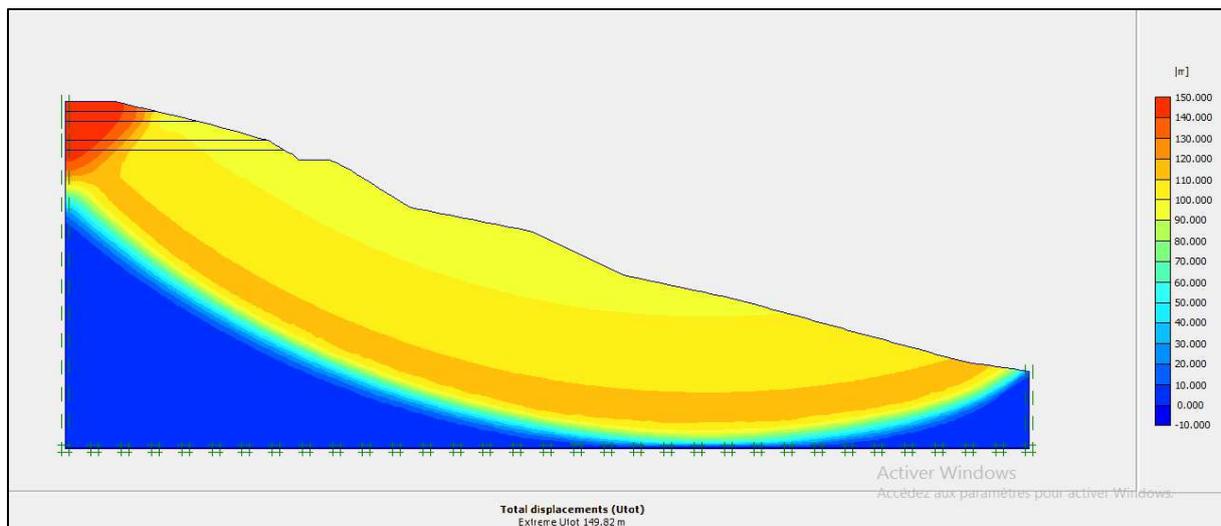


Figure 3.6 : présentation du cercle de glissement par plaxis

Coupe 6 :

Présentation de la géométrie de la coupe 6 de talus étudié

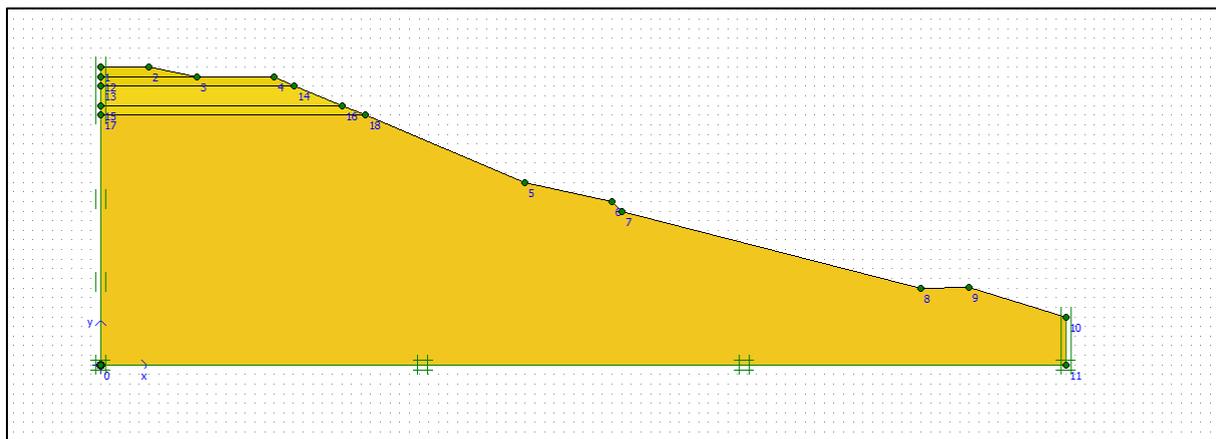


Figure 3.7 : maillage de coupe 6 de talus étudié

Génération de maillage de talus par PLAXIS par un élément triangulaire de 15 nœuds

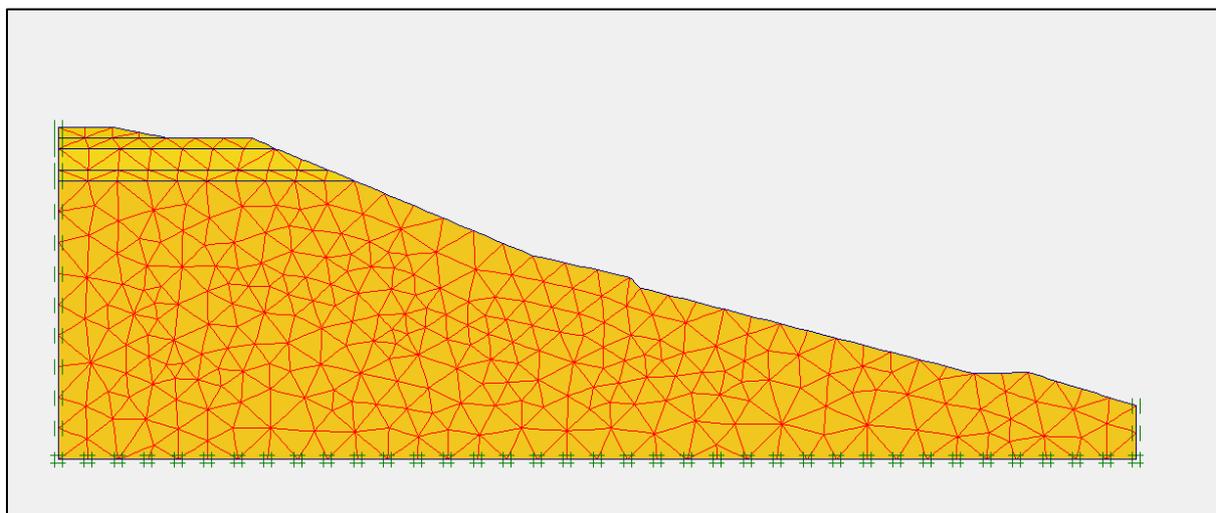


Figure 3.8 : génération de maillage de coupe 6 de talus étudié

Présentation des pressions interstitielles dans le talus étudié

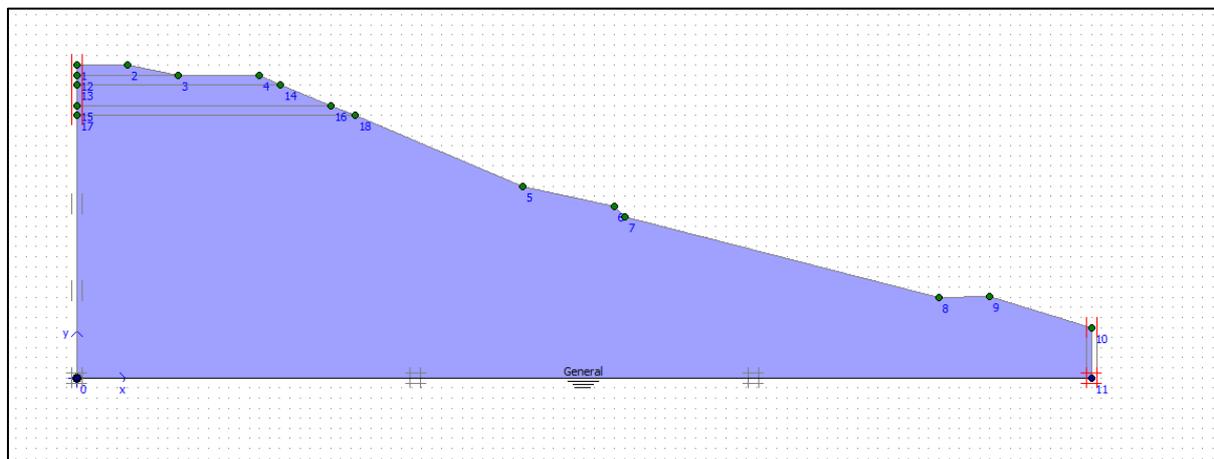


Figure 3.9 : génération des pressions interstitielles de coupe 6 de talus étudié

Le cercle de glissement de talus étudié par PLAXIS

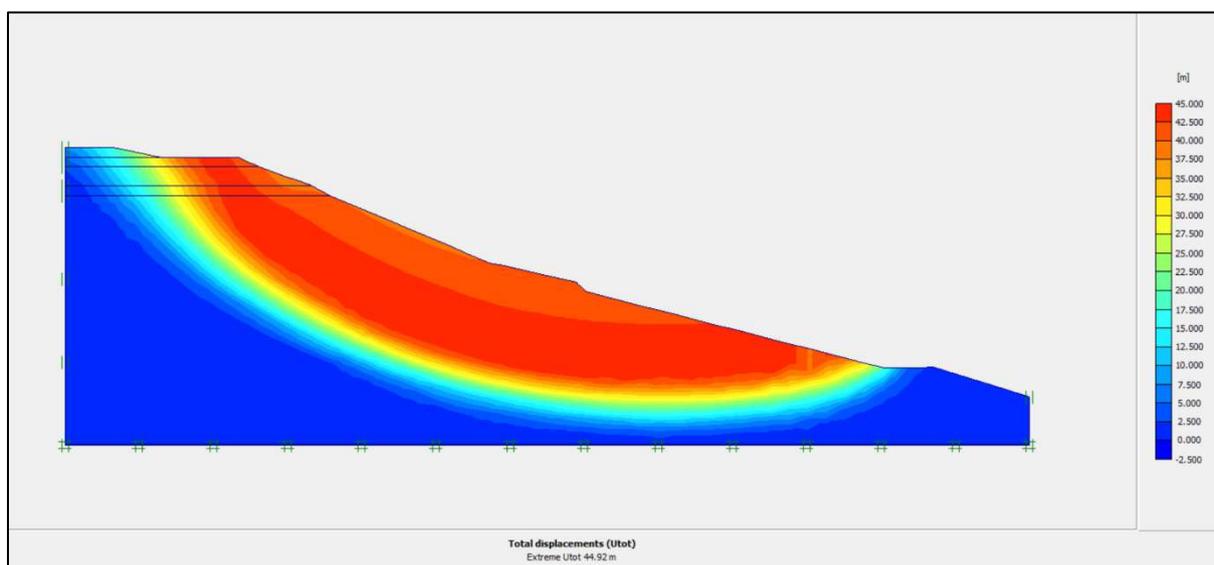


Figure 3.10 : le cercle de glissement de coupe 6

La valeur du coefficient de sécurité de coupe 6 de la zone de glissement étudié

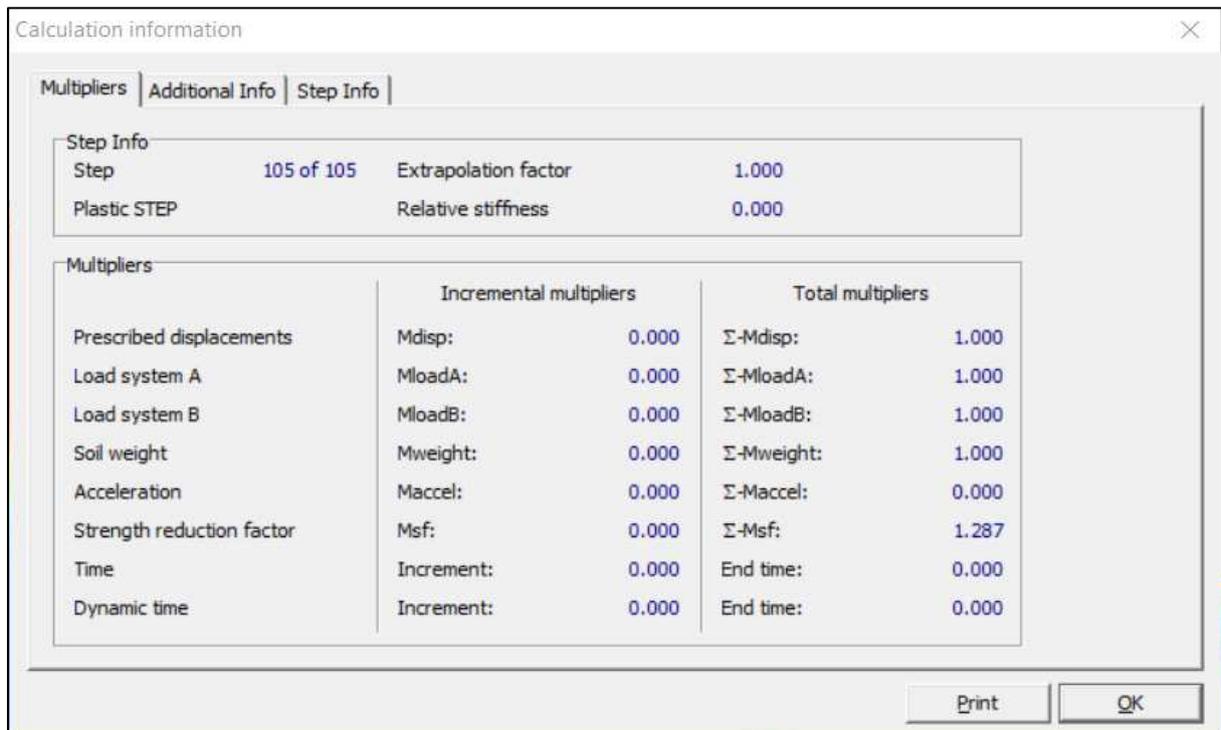


Figure 3.11 : la valeur de coefficient de sécurité $M_{sf} = 1.287$

6. Interprétation de résultats :

D'après les résultats obtenus par le logiciel PLAXIS, on constate que les valeurs des coefficients de sécurité est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.

7. Conclusion :

A l'issue de ce chapitre, nous sommes passés à une étape d'exploitation des données synthétisées dans les deux chapitres précédents ; à savoir la présentation de la géométrie du site et les résultats géotechniques de la reconnaissance effectuée. Ce qui nous a permis de construire un modèle fiable du problème étudié en utilisant le logiciel PLAXIS.

L'analyse de la stabilité dans les conditions actuelles, en utilisant la méthode (des éléments finis) confirme l'instabilité du site.

Chapitre 4

Etude de renforcement par logiciel PLAXIS 2D

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. Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur

2. Renforcement de talus par tirants d'ancrage + excavation :

Coupe 4 :

Nous avons trouvé dans le cas initial le coefficient de sécurité 1.242, ce qui peut causer un glissement de talus, justifiant ainsi le choix de l'excavation avec 5 tirants d'ancrages (voir les figures ci-dessous).

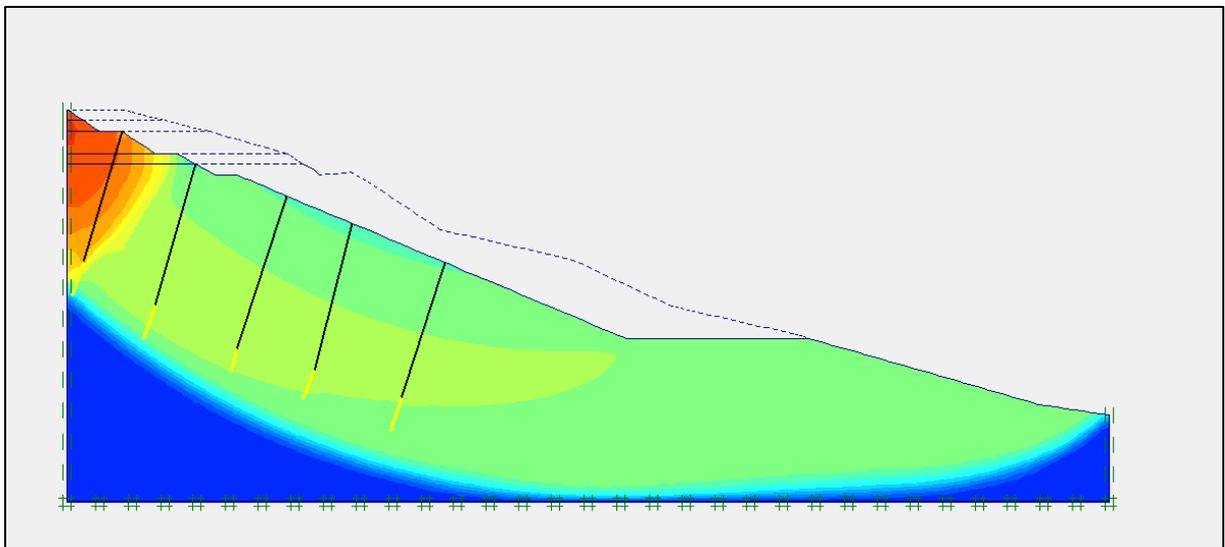


Figure 4.7 : excavations avec 5 tirants d'ancrage coupe 4

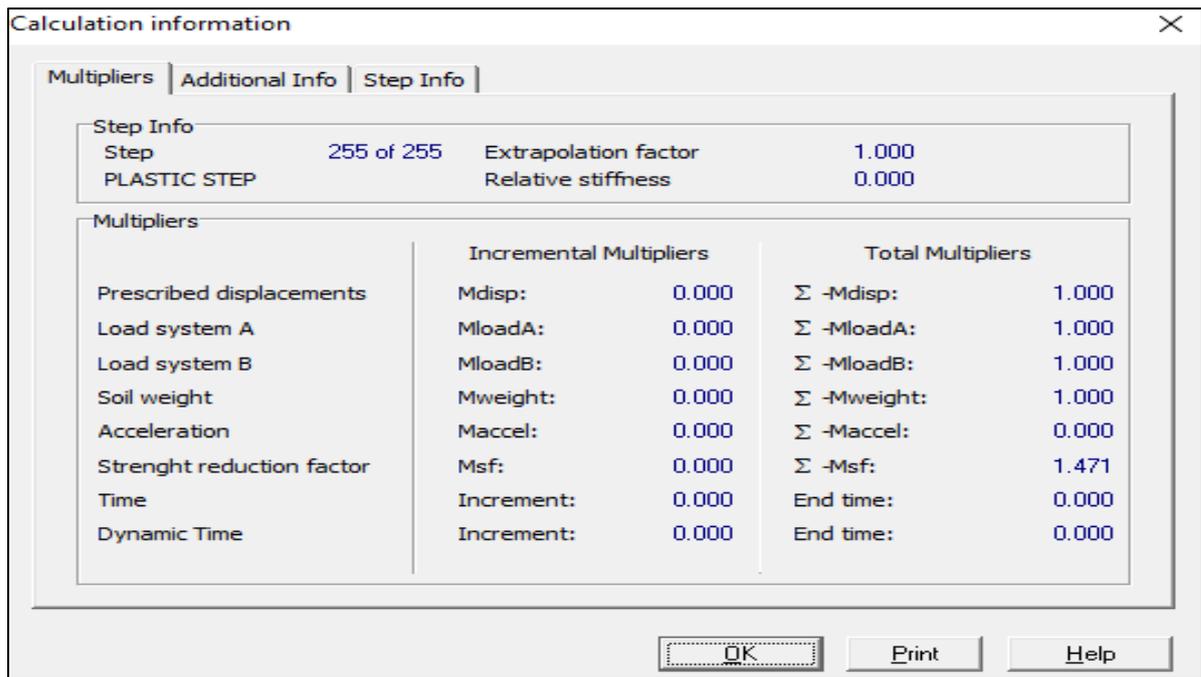


Figure 4.8 : coefficient de sécurité de coupe 4 est 1.471

Dans le cas précédent le coefficient de sécurité est 1.471 donc n'est pas vérifié on augmente le nombre des tirants d'ancrage à 8 tirants pour l'augmentation de facteur de sécurité.

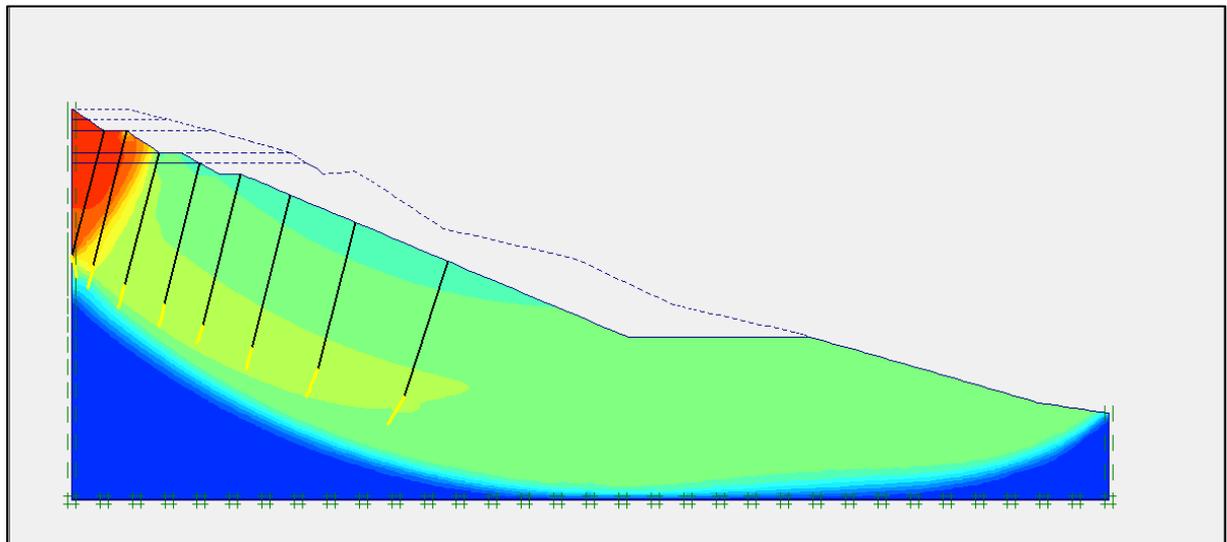


Figure 4.9 : excavation avec 8 tirants d'ancrage

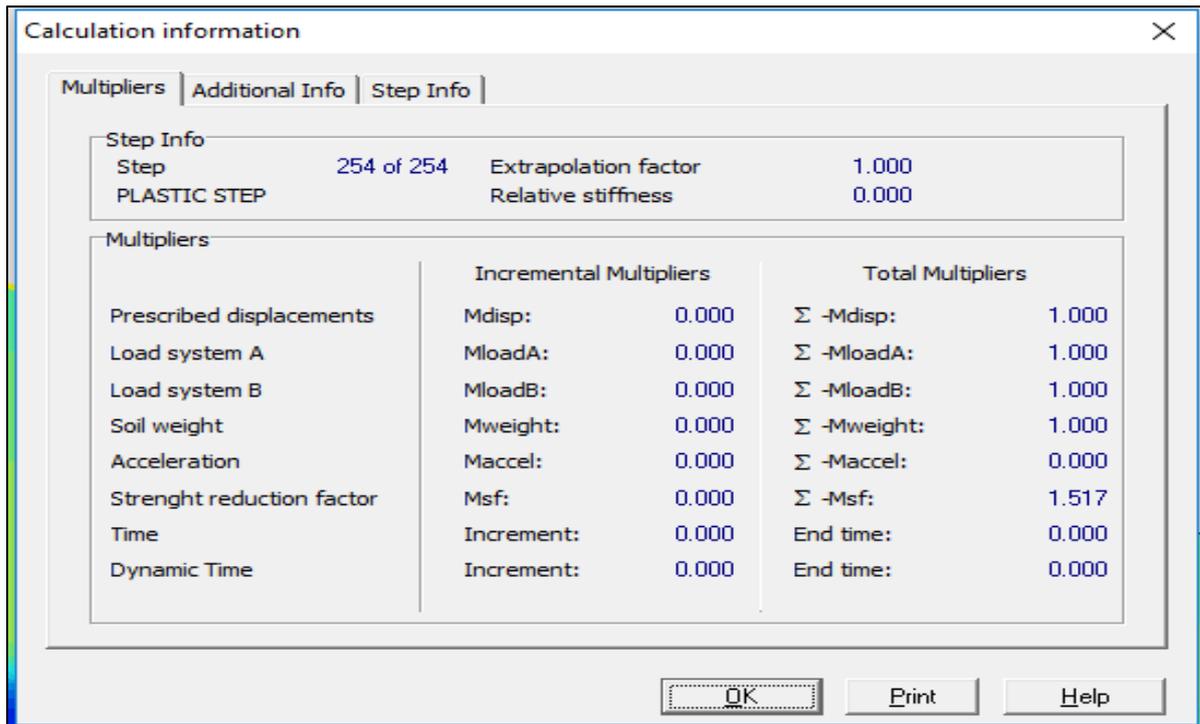


Figure 4.10 : coefficient de sécurité de coupe 4 est 1.517

Tableau 4.1 : variations des résultats de coupe 4 avant et après le confortement

	Etat réel	Après le confortement
Coefficient de sécurité	1.242	1.517
Déplacements total	$15.00 \cdot 10^{-3}$	$95.00 \cdot 10^{-3}$

Renforcement par pieux et tirants d'ancrages :

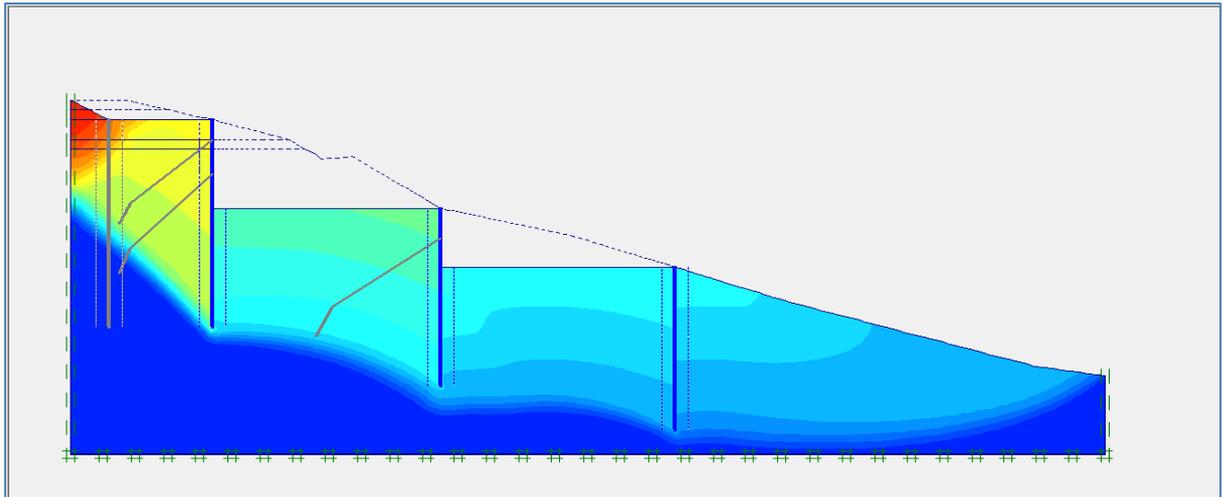


Figure 4.11 : Renforcement avec les pieux et les tirants d'ancrages

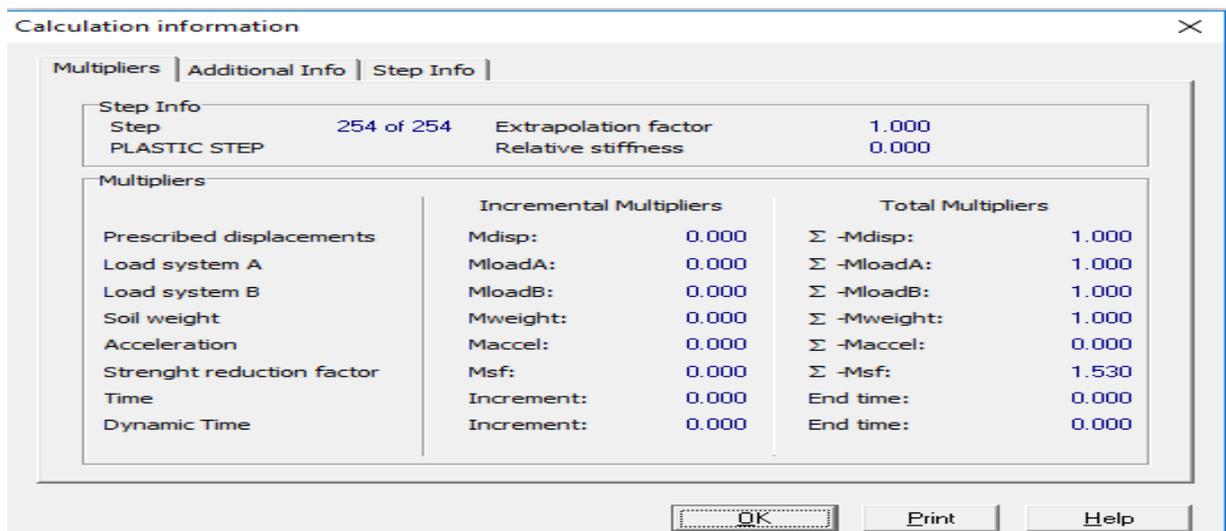


Figure 4.12 : Valeur de coefficient de sécurité Msf = 1.530

Coupe 6 :

Les figures ci-dessous illustrent les résultats par PLAXIS de la coupe 6 pour le cas de la solution de confortement par tirants d'ancrage.

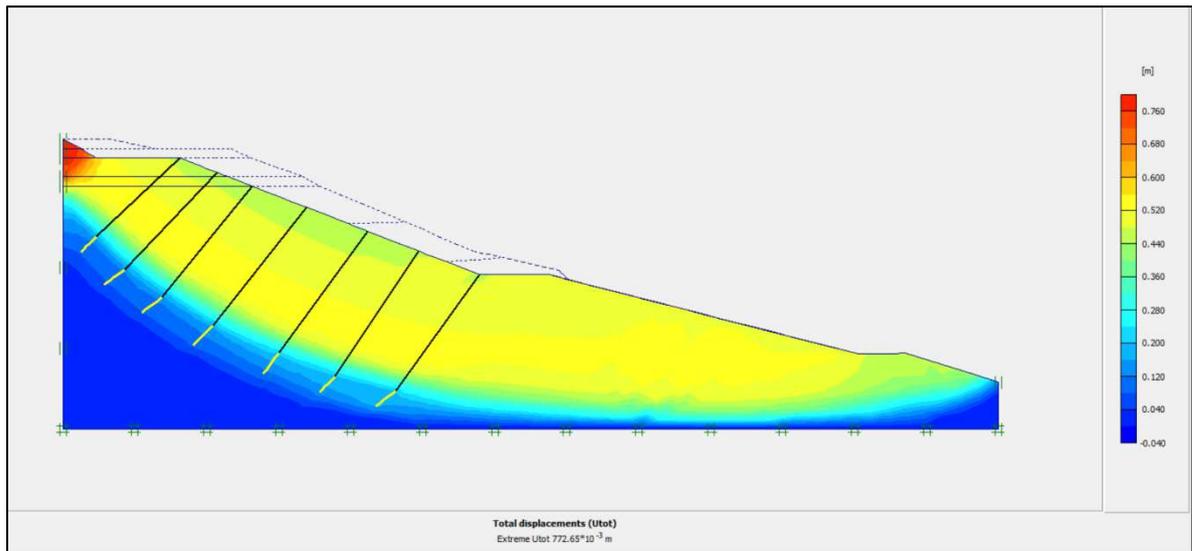


Figure 4.3 : présentation des solutions de talus étudié « coupe 6 »

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info		Step	
Step	254 of 254	Extrapolation factor	1.000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.526
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure 4.14 : la valeur de coefficient de sécurité après le confortement « coupe 6 »

Tableau 4.2 : variation des résultats de coupe 6 avant et après le renforcement

	Etat réel	Après le renforcement
Coefficient de sécurité	1.287	1.526
Déplacement total (m)	45.10^{-3}	26.10^{-3}

3. Conclusion :

Les résultats obtenus montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont supérieurs à 1.5, ce qui signifie que les systèmes de confortement choisis sont efficaces pour garantir la stabilité du talus au glissement.

Compte tenu de la stabilité relative de notre site (coefficient de sécurité inférieur à 1), il a été nécessaire de procéder à des confortements plus efficaces.

Tirants d'ancrages, excavation, murs de soutènement.

Chapitre 5

Économique

1. Introduction :

Ce chapitre est basé sur l'étude économique du confortement obtenu dans le chapitre précédent par des prix obtenus de bureau d'étude KERATERRA et COSIDER

2. Définition:

Déterminer le coût de chaque phase de confortement, le coût des phases de confortement sont variant en fonction de matériels utilisant et matériaux de confortement.

Les matériels utilisant sont :

Pelles mécanique (l'excavation est par 350 Da /m³)

Les tirants d'ancrages (l'exécution est de 200 Da/ ml)

3. Coût d'excavation + tirants d'ancrage :

3.1. Coupe 4 :

$P_{\text{excavation}} = \text{Volume d'excavations totale} \times \text{le prix d'exécution d'un m}^3$

$$V_{\text{Deblai}} = (240.16 + 20 + 60.47 + 36 + 31.5) \times 80$$

$$V_{\text{Deblai}} = 388.13 \times 80$$

$$V_{\text{Deblai}} = 31050.40 \text{ m}^3$$

Le prix de l'excavation mécanique est de 350 Da pour 1 m³.

$$P_{\text{excavation}} = 10\,867\,640 \text{ Da}$$

$P_{\text{tirans}} = \text{la longueur d'un tirant} \times \text{le nombre des tirants} \times \text{le prix d'exécution}$
200 Da/ml

La longueur d'un seul tirant est 12 ml

L'espace entre les tirants d'ancrages est 5 m

Le nombre des tirants des tirants d'ancrages :

Le sens longitudinale : $80/5 = 16$ Tirants d'ancrages

Le sens transversal est 8 tirants d'ancrages

Le nombre totale est : $16 \times 8 = 128$ Tirants d'ancrages

La longueur totale est : $128 \times 12 = 1536$ ml

$$P_{\text{tirants}} = 1536 \times 200$$

$$P_{\text{tirants}} = 307\,200 \text{ Da}$$

Prix Totale de coupe 4 est :

$$P_{\text{Coupe 4}} = 307\,200 + 1\,086\,7640$$

$$P_{\text{Coupe 4}} = 11\,174\,840 \text{ Da}$$

3.2. Coupe 6 :

Volume de l'excavation :

$$V_{\text{excavation}} = (197.57 + 31.19 + 60 + 50.43 + 16.37) \times 80$$

$$V_{\text{excavation}} = 355.56 \times 80$$

$$V_{\text{excavation}} = 28\,444.8 \text{ m}^3$$

Prix totale de l'excavation :

$$p_{\text{excavation}} = 28\,444.8 \times 350$$

$$P_{\text{excavation}} = 9\,955\,680 \text{ Da}$$

Les longueurs des tirants d'ancrage sont :

La longueur totale d'un seul tirant d'ancrage est 12 ml

Nombre des tirants longitudinal est 7 tirants d'ancrages

Nombre des tirants transversaux est 16 tirants d'ancrages

Le nombre total est 112 tirants d'ancrages

La longueur totale est : $112 \times 12 = 1\,344$ ml

Le prix d'un mètre linière des tirants d'ancrage est 200 Da

Le prix total est

$$P_{\text{tirants}} = 1\,344 \times 200$$

$$P_{\text{tirants}} = 268\,800 \text{ Da}$$

Le prix totale de coupe 6 est :

$$P_{\text{coupe 6}} = 268\,800 + 9\,955\,680$$

$$P_{\text{Coupe 6}} = 10\,224\,480 \text{ Da}$$

Tableau 5.1 : comparaison des prix de confortement

	Prix de confortement
Coupe 4	11 174 840 Da
Coupe 6	10 224 480 Da

4. Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre montrent que la solution que nous avons choisi « les tirants d'ancrages » est économique.

Conclusion générale

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- Par la difficulté technique d'y porter remède.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in situ et les essais de laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion, l'angle de frottement, module de déformation et la coefficient de poisson ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il ressort que l'instabilité du talus de la résidence présidentielle s'explique par les infiltrations d'eau qui sont à la perte de la résistance au cisaillement du sol.

Le calcul de la stabilité à l'aide du logiciel PLAXIS 2D montre que le résultat de calcul du coefficient de sécurité est aux environs à 1 avant confortement, le talus est instable. De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité.

ancrages ou excavation.

Les choix de ces techniques de Pour stabiliser le talus, nous avons proposé des solutions de confortement de pieu, tirants d'confortement a était basée sur la lithologie du sol étudié, ainsi que la morphologie du talus

Références bibliographiques :

- <https://www.futura-sciences.com/planete/definitions/developpement-durable-eboulement-6515/>
- <http://www.unifr.ch/geoscience/geographie/ssgmfiches/gravitaire/4202.php>
- <https://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr.sti/files/ressources/pedagogiques/8525/8525-les-glissements-de-terrains-modelisation-et-prevision-ensps.pdf>
- Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method.
- <https://youtu.be/NF4acZGS5TM>
- Ali BOUAFIA « conceptions et ouvrages géotechniques » université de BLIDA1 faculté des sciences de l'ingénieur « Algérie »
- MOHAMED Hamza Aissa analyse et modélisation d'un glissement de terrains. Cas de sidi Youcef (Beni mesous Alger). Master géotechnique 2011.
- KHAIDOUNA Hanane analyse de stabilité et modélisation numérique du talus de présidentielle de la wilaya d'Annaba. Master géotechnique 2018.
- Manager technique – ING. Géotechnique agréé des ministères de l'habitat & des travaux publics <http://www.keraterra.com> <http://www.isrog.fr>

