

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE



## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

**En : Génie civil**

**Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art**

Par : M. CHEIKH Abdallahi

M. DJABER Abdelhak

Sujet

# ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN RENFORCÉ PAR PIEUX

Soutenu publiquement, le 04 **juillet 2019**, devant le jury composé de :

Melle AYAD F.	MCB	Université de Tlemcen	Présidente
Mme BENCHOUK A.	MCA	Université de Tlemcen	Encadrante
M. BEDJAOUI M.CH	MAA	Université de Tlemcen	Examineur

# REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier Dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail en l'occurrence notre famille qui n'a cessé de nous encourager.

C'est un agréable plaisir pour nous d'exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de P.F.E particulièrement à :

- Madame **BENCHOUK Assia**, encadrante de thème pour nous avoir guidés tout au long de ce travail.
- Monsieur **BENSENOUCI Abderahmane**, ingénieur au LTPO.
- Madame **BOUCIF NESRINE** enseignante à l'université de Tlemcen.

Tous les enseignants de département de génie civil sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jurys, pour l'intérêt qu'ils ont manifesté pour ce travail en participant aux jurys d'évaluation.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et nos amis qui nous ont soutenus et nous ont encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ;

Mes frères et ma sœur;

Mes oncles et mes tantes, cousins et cousines ;

Tous mes amis(es) ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
Travail.

ABDELHAK DJABER

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et guidé durant toutes ma vie, je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi, que dieu les protèges et les gardes.*

*A mes chers frères et sœurs*

*A toute la famille KHEIMTERJAL.*

*Et spécialement au « MAISSARA »*

*A tous mes amis, mes collègues de l'université.*

*Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, sans vous oublier Hicham.*

*A tous les enseignants de l'université de Tlemcen, en particulier les enseignants de département de génie civil.*

*Merci à tous.*

*Cheikh Abdallahi*

## SOMMAIRE

---

Résumé .....	12
INTRODUCTION Général .....	13
CHAPITRE I : Généralité sur les glissements de terrain	
1.1 INTRODUCTION.....	15
1.2 principaux types de glissements de terrain dans les dépôts meubles .....	16
1.2.1 Glissements plans.....	16
1.2.2 Glissement circulaire .....	17
1.2.3 Glissements rotationnels complexes.....	17
1.3 les glissements de terrain en Algérie .....	19
1.4. Causes des glissements de terrains .....	20
1.4.1 Prédispositions.....	20
1.4.2 Facteurs préparatoires et déclenchant.....	21
1.4.2.1 Le climat causes hydrique.....	21
1.4.2.2 Causes mécaniques vibration.....	21
1.4.2.3 Causes mécaniques: modification de la géométrie .....	22
1.5 Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes .....	23
1.6 CONCLUSION.....	28
CHAPITRE II : Méthodes de renforcement .....	29
2.1 INTRODUCTION.....	30
2.2 Renforcement par les terrassements .....	30
2.3 Renforcement par les dispositifs de drainage .....	33
2.4 Renforcement l'introduction d'éléments résistants.....	36
2.5CONCLUSION.....	43

## SOMMAIRE

---

### CHAPITRE III : Etude d'un glissement de terrain

3.1	INTRODUCTION.....	45
3.2	PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS .....	45
3.2.1	Hypothèses générales .....	45
3.2.2	Les modèles de comportements utilisés par Plaxis .....	46
3.2.2.1	Le modèle de Mohr Coulomb (MC).....	46
3.2.2.2	Le modèle élastique linéaire .....	47
3.2.3	Type de comportement des matériaux .....	48
3.2.4	Étapes de modélisation .....	48
3.3	calcul du coefficient de sécurité .....	49
3.4	présentation du cas étudié.....	49
3.5	modélisation numérique du cas étudié.....	52
3.5.1.1-	Le cas initial sans mur de soutènement.....	52
3.5.1.2-	Le cas initial avec rabattement de la nappe .....	53
3.5.1.3	Interprétation des résultats .....	56
3.6	Comparaison des résultats .....	65
3.7	Conclusion.....	65
	Conclusion général .....	66
	Références bibliographiques.....	68

## LISTE DES FIGURES

---

### CHAPITRE I :

Figure 1 .1: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	16
Figure 1.2 : Glissement plan .....	16
Figure I.3 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire .....	17
Figure1.4 : : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe.....	17
Figure 1.5 : un glissement plan, Ténès, Algérie .....	19
Figure1.6 : photo de RN 11, Damous, Algérie .....	19
Figure 1.7 : photo de RN17 (TIZI-Hacine) a Mascara.....	19
Figure 1. 8 : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité .....	20
Figure 1.9 : Modification de la répartition des masses dans un versant instable.....	22
Figure 1.10 : Relation prédisposition-événement déstabilisant intervenant dans le déclenchement des laves torrentielles.....	22
Figure 1.11: La masse du talus découpé en tranches.....	25
Figure 1.12: Forces agissant sur la tranche .....	26

## LISTE DES FIGURES

---

### CHAPITRE II :

Figure 2.1 : Allégement en tête.....	31
Figure 2.2 : La purge totale.....	31
Figure 2.3 : substitution totale des matériaux glissés de la tête sud du tunnel de Marnay....	32
Figure 2.4 : substitution partielle au droit.....	32
Figure 2.5: Le chargement en pied.....	32
Figure 2.6 : Coupe type d'une tranchée drainante.....	34
Figure 2.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret .....	35
Figure 2.8: stabilisation par drains verticaux du glissement Noailac (Corrèze, France).....	35
Figure 2.9: photo en (Alpes-Maritimes) montre l'encrochement.....	36
Figure 2.10: mur en pierres sur mur en béton .....	36
Figure 2.11 : Renforcement par géo synthétique .....	37
Figure 2.12 : schéma principe d'un ancrage a l'aide de tirants précontraints.....	38
Figure 2.13 : Typologie des géotextiles.....	39
Figure 2.14: Exemple de clouage d'un glissement.....	40
Figure 2.15 : photos pendons la réalisation de pieux battus Voshol , Lokeren.....	41
Figure 2.16 : schéma représente la déferont étape de la réalisation d'un pieux forés.....	42
Figure 2.17: confortement par pieux (Grèce).....	43

### CHAPITRE III :

## LISTE DES FIGURES

---

Figure 3.1 Fenêtre des paramètres.....	47
Figure 3.2 Fenêtre des paramètres du modèle élastique.....	48
Figure 3.3 Organigramme du code Plaxis.....	49
Figure 3.4 Situation du projet.....	50
Figure 3.5 Photo prise du site après le glissement.....	50
Figure 3.6 Profil géologique .....	51
Figure 3.7 Déformée du maillage.....	52
Figure 3.8 Déplacement total.....	52
Figure 3.9 contraintes.....	53
Figure 3.10 coefficient de sécurité.....	53
Figure 3.11 déformation du talus.....	54
Figure 3.12 Déplacement total.....	54
Figure 3.13 contraintes.....	55
Figure 3.14 coefficient de sécurité.....	55
Figure 3.15 déformations du talus.....	56
Figure 3.16 Déplacement totales.....	56
Figure 3.17 Contraintes.....	57
Figure 3.18 coefficient de sécurité.....	57
Figure 3.19 déformations du talus.....	58
Figure 3.20 déplacements totales.....	58
Figure 3.21 contraintes.....	59
Figure 3.22 coefficient de sécurité.....	59
Figure 3.23 déplacements totales.....	60

## LISTE DES FIGURES

---

Figure 3.24 contraintes.....	61
Figure 3.25 coefficient de sécurité.....	61
Figure 3.26 variation du coefficient de sécurité en fonction du déplacement.....	62
Figure 3.27 déformation du talus.....	63
Figure 3.28 déplacements totales.....	63
Figure 3.29 Contraintes.....	63
Figure 3.30 Coefficient de sécurité.....	64
Figure 1.31 Variation du coefficient de sécurité en fonction du déplacement.....	64

## LISTE DES TABLEAUX

---

### CHAPITRE I :

Tableau 1.1 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) .....	18
Tableau 1.2 : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement.....	18
Tableau 1.3 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	23

### CHAPITRE III :

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques du modèle.....	51
Tableau 3.2 : Caractéristiques des éléments stabilisants.....	51
Tableau 3.3 variations des résultats avant et après rabattement.....	60
Tableau 3.4Caractéristiques des différents cas.....	65

# Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères très répandus en Algérie.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité au glissement des terrains qui se situe à l'université ABOU-BEKER BELKAID (la rocade) Tlemcen à la commune de Mansourah.

Les études ont conduit à stabiliser le glissement par deux pieux de 1,2 m de diamètre et de 12 m de longueur.

L'analyse de la stabilité du talus est faite à l'aide du logiciel PLAXIS 8.6D afin de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité et du déplacement avant et après confortement.

## Mots Clés :

Glissement ; coefficient de sécurité, confortement, pieux, Plaxis.

## English Summary

Landslidings are dangerous phenomena that depend on different parameters and criteria, which are frequent in Algeria.

The presented study in this research is to give a solution for the stability of sliding ground, which is located at university Abu Bekr Belkaid (La Rocade) Tlemcen in the commune of Mansourah.

The undertaken studies permitted to stabilize the landslids with the support of two deep foundations of 1.2 m of diameter and 12 m in length.

The stability analysis of the embankment is done by using Plaxis 8.6D in order to determine the coefficient of security as well as the displacement before and after the reinforcement.

## Keywords:

Landsliding, the coefficient of security, reinforcement, deep foundation, Plaxis

## الملخص:

انزلاق الأرضية ظاهرة خطيرة للغاية تعتمد على العديد من المعايير وهذه المعايير مستخدمة على نطاق واسع في الجزائر. تهدف الدراسة المقدمة في هذه الرسالة إلى تحليل استقرار الانهيار الأرضي الموجود في جامعة أبو بكر بلقايد (الطريق الدائري) تلمسان في بلدية المنصورة.

وقد أدت الدراسات إلى تثبيت الانزلاق بواسطة أكوام يبلغ قطرها 1.2 متر وطولها 12 مترًا.

يتم تحليل ثبات المنحدر باستخدام برنامج محدد لتحديد قيم معامل الأمان والراحة الهيكلية.

كلمات البحث: انزلاق، انهيارات، أوتاد، عامل الأمان

---

## Introduction générale

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 économiques sensibles, et parfois causer des victimes.

Ils surviennent à la suite d'un événement naturel « forte pluie, érosion de berge, séisme ... » ou sont les conséquences plus ou moins directe d'actions de l'homme, tels 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 et géotechnique appliquée et de la mécanique des sols.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères morphologie, cinématique, nature des matériaux ... etc.

Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacement importants de matériaux sur le talus et versants peuvent être distinguées, les glissements en terrain meuble, les éboulements en terrain rocheux, les coulées boueuses ou coulées de débris.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages, l'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement situé au pôle universitaire (la rocade) Mansourah, wilaya de TLEMCCEN.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement dans les différentes phase, état initial et après les travaux de confortement à l'aide du code Plaxis 2D.

Dans cet objectif, le mémoire est divisé en trois chapitres :

Chapitre 1 : Décrit le phénomène de glissement de terrain, différentes familles de mouvement de pentes et les facteurs déclenchants.

Chapitre 2 : Analyse les différentes méthodes de stabilisation des talus.

Chapitre 3 : Consacré à la modélisation et la présentation des différents cas étudiés dans la stabilisation du glissement avec une présentation de solution alternative.

Une conclusion générale clôture ce travail.

# CHAPITRE I

## GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

## 1.1 INTRODUCTION

Les glissements de terrain et les coulées de boue sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Les coulées de boues résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.)

La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux (Yahiaoui et Zibani, 2013).

Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure I.1 ci-après:

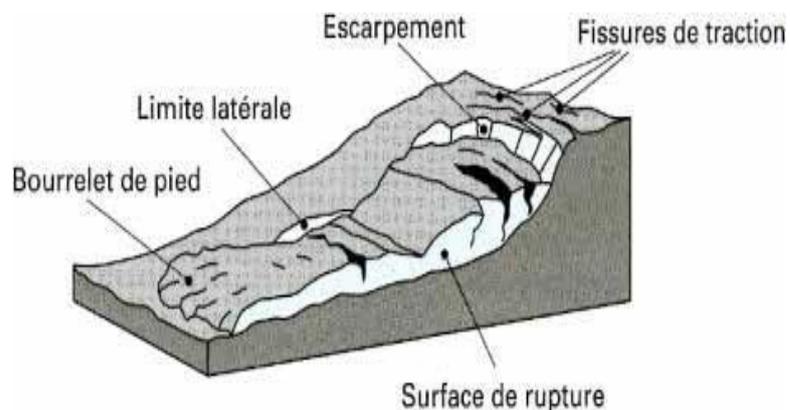


Figure1.1: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain

## 1.2 PRINCIPAUX TYPES DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LES DÉPÔTS MEUBLES

### 1.2.1 Classement suivant la géométrie

Les types de glissements ont été regroupés en trois familles selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

#### 1.2.1.1 Glissements plans :

Ce glissement est sous forme plan et la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques.

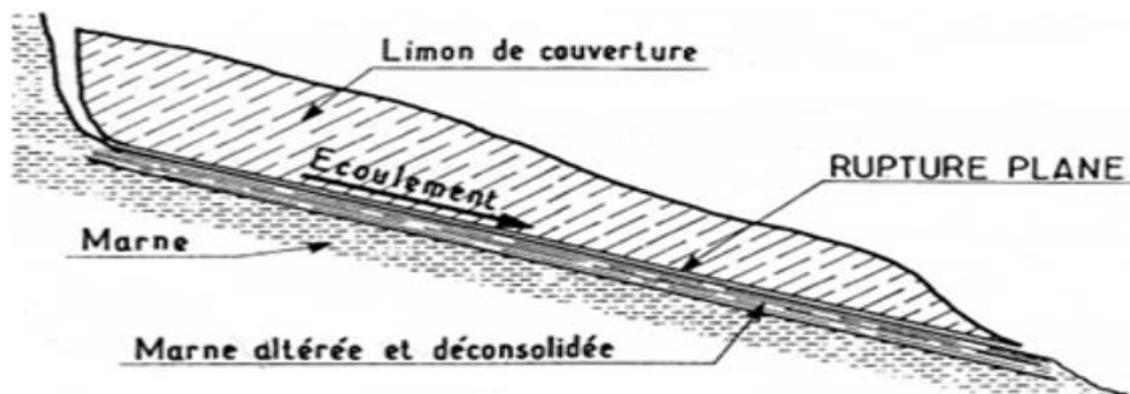


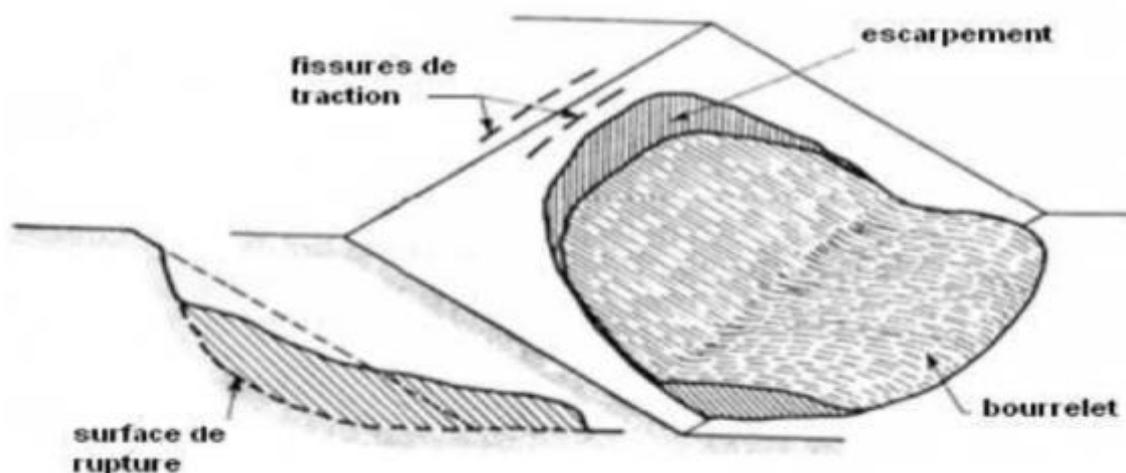
Figure 1.2 : Glissement plan (Philipponnat, 1998)

### 1.2.1.2 Glissement circulaire :

Le glissement est circulaire si la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle (figure I.3). En considérant la longueur du glissement  $L$  et son épaisseur  $D$ , (Hutchinson et Skempton, 1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

\*Si  $D/L < 0,15$  le glissement de translation prédomine.

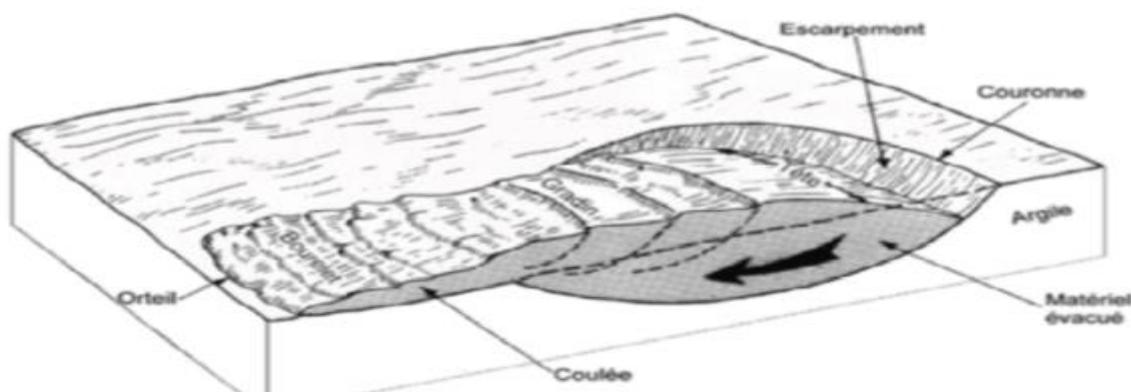
\* Si  $0,15 < D/L < 0,35$  on considère que la rupture à lieu par rotation.



**Figure 1.3 :** Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (DURVILLE et GILLE, 2008).

### 1.2.1.3 Glissements rotationnels complexes

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire ou complexe.



**Figure 1.4 :** Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (DURVILLE & GILLE, 2008)

Les glissements de terrain sont classés aussi par leur vitesse et par leur profondeur à partir de la surface de glissement:

### 1.2.2 Classification selon la vitesse

Le tableau suivant représente la classification selon la vitesse

**Tableau 1.1** : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) (BENOUIS,2010)

Glissement	Vitesse de glissement
Sub- stabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

### 1.2.3 Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Le tableau suivant représente la classification selon la profondeur

**Tableau 1.2** : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement  
(H. DOUMI ,2016)

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	<b>0-2 m</b>
Semi-profonde	<b>2-10 m</b>
Profonde	<b>10-20 m</b>
Très profonde	<b>20-30 m</b>

### 1.3 LES GLISSEMENTS DE TERRAIN EN ALGERIE

Dans le nord algérien, le nombre des glissements ou bien les mouvements de pente est important, on peut citer par exemples :

#### 1.3.1 Glissements plans



**Figure 1.5 :** Un glissement plan, Ténès, Algérie

#### 1.3.2 Glissement circulaire



**Figure 1.6 :** Photo de la RN 11, Damous, Algérie

#### 1.3.3 Glissements rotationnels complexes



**Figure 1.7 :** Photo de RN17 (TIZI-Hacine) a Mascara

## 1.4 CAUSE 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 (SLIMI ,2008.).

On distingue les prédispositions (Facteurs passifs) et les facteurs préparatoires et déclenchant (Facteurs actifs) (figure 1.8)

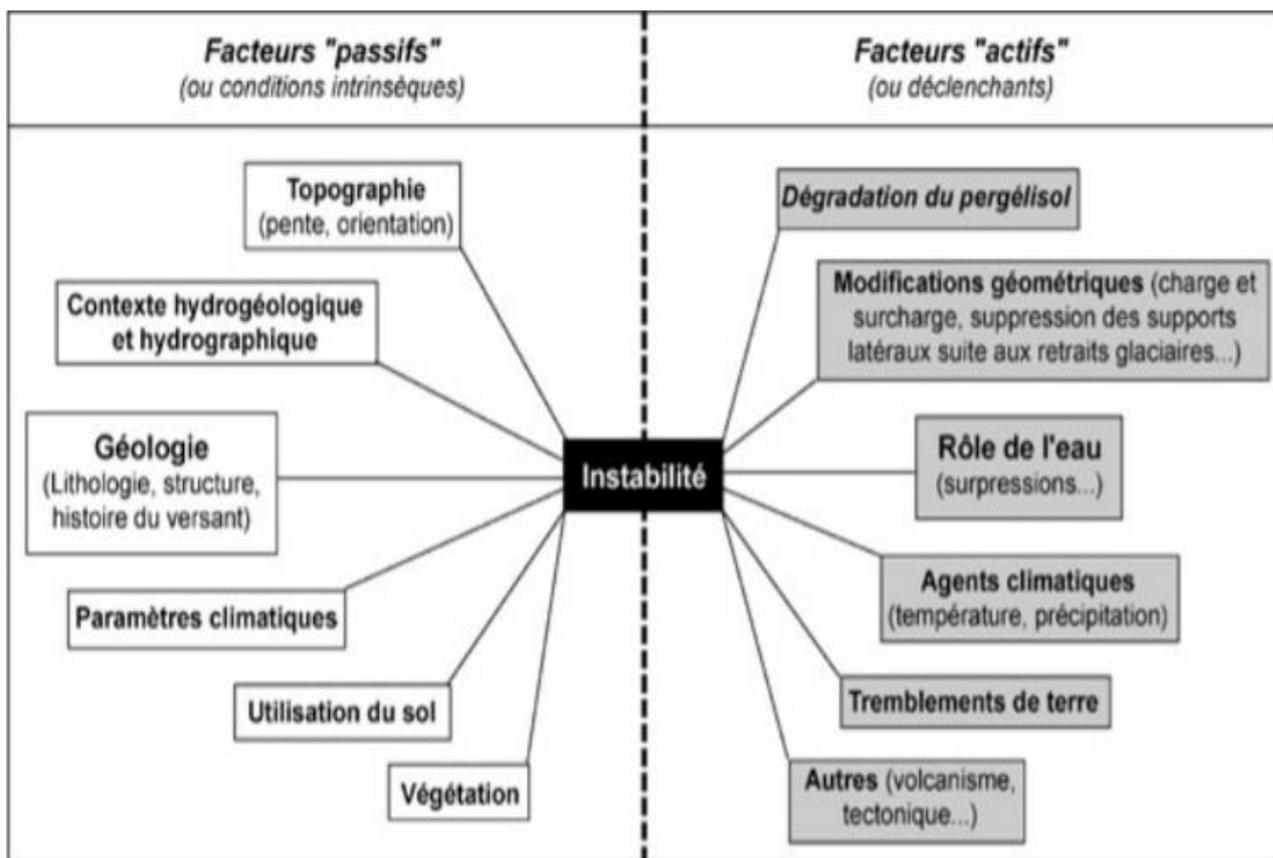


Figure 1.8 : Facteurs passifs et actifs pouvant entraîner une instabilité (SSGm, 2002)

### 1.4.1 Prédispositions

#### 1.4.1.1 La géologie

- **La lithologie** :(composition, texture, granulométrie)

Par exemple dans un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.

- **La structure** : le pendage, la présence de joints, de stratification, de plis, de schistosité qui constituent des zones de faiblesse dans un massif de sol.

### **1.4.1.2 La pente:**

Il n'y a pas de règle formelle mais on a constaté que les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui varie de 20 à 30° ( Holzmann et al ,2006)

### **1.4.1.3 L'orientation**

On a également pu constater qu'il y a beaucoup plus de glissement sur les versants exposés au Nord.

## **1.4.2 Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes)**

### **1.4.2.1 Le climat : causes hydriques**

L'infiltration d'eau dans un terrain (pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité...) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement et peut se liquéfier.

Avec une importante présence d'eau, des surpressions peuvent se produire sous des blocs ou sous le terrain lui-même.

Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

### **1.4.2.2 Causes mécaniques : vibrations**

Les vibrations dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train) cause une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

1.4.2.3 Causes mécaniques : modification de la géométrie

Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant (= zone frein) par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente (= zone moteur) par exemple lors de la construction d'un bâtiment. (Figure 1.9)

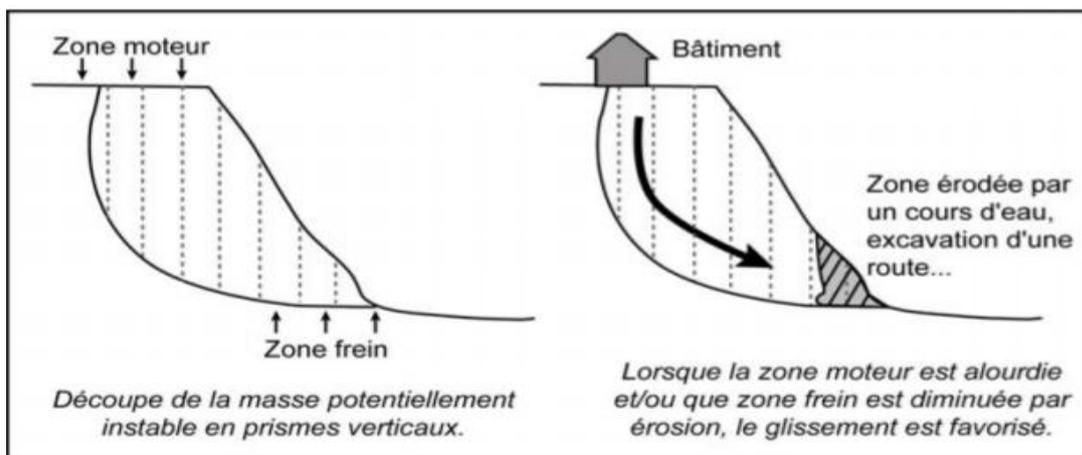


Figure 1.9 : Modification de la répartition des masses dans un versant instable. (Delaloye, 2004)

L'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et de facteurs déclenchant (Figure 1.10)

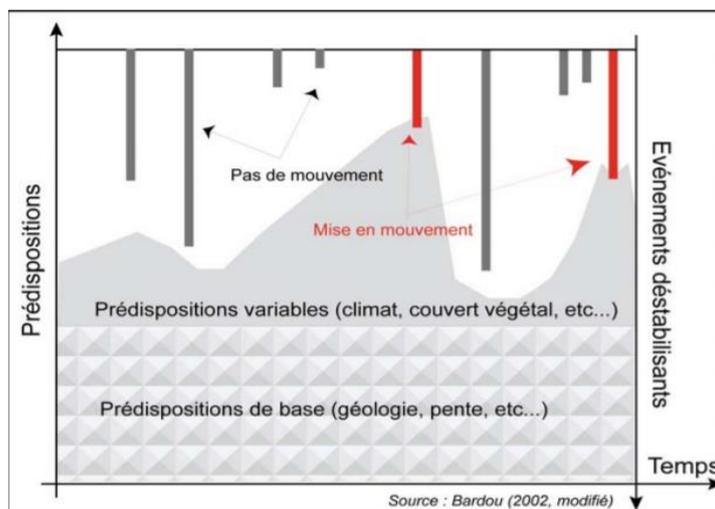


Figure 1.10: Relation prédisposition-événement déstabilisant intervenant dans le déclenchement des laves torrentielles (GILLE, 2008).

## 1.5 LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

### 1.5.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité minimal  $F_s$  adopté assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelque fois être égale à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé  $C_u$  (BLONDEAUF,1979)

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire la rupture, il faut être sur la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. (Yahiaoui et Zibani,2013)

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

**Tableau 1.3** : Les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage (Yahiaoui et Zibani,2013)

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

Dans l'étude de ce phénomène, l'objectif des méthodes de calculs utilisées consiste en la vérification de la stabilité des terrains contre la somme des forces qui tendent à provoquer le renversement du talus. L'ensemble de ces méthodes sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses et considérations (Y. CHERGUI,2011) initiales, et repose dans leurs calculs

sur les valeurs et caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques des couches de terrain composant le talus sujet d'analyse : la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente...etc.

### 1.5.2 Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches. Par cette méthode, le coefficient de sécurité est défini par le quotient :

$$f_s = \frac{\sum \text{des moments résistants maximum}}{\sum \text{des moments moteurs}}$$

### 1.5.3 La méthode des tranches pour une surface de rupture circulaire:

La méthode des tranches a été introduite par Petterson (1916). Le massif instable est découpé en tranches verticales de largeur égale. Le bilan de l'équilibre de chaque tranche est réalisé puis sommé sur l'ensemble des tranches. Un bilan des équations disponibles et des inconnues permet ensuite de définir le nombre d'équations à ajouter au système pour qu'il puisse être à l'équilibre (force et moment).

La méthode des tranches repose sur les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est un cylindre à section circulaire.
- Le sol a un comportement rigide plastique.
- Le critère de rupture de sol est celui de Mohr-Coulomb ( $\tau_{max}=c'+\sigma'\tan\phi'$ ) dans une analyse à long terme et ( $\tau_{max}=cu$ ) dans une analyse à court terme.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture, le moment moteur peut être exprimée comme :

$$M_m = \sum W_i a_i$$

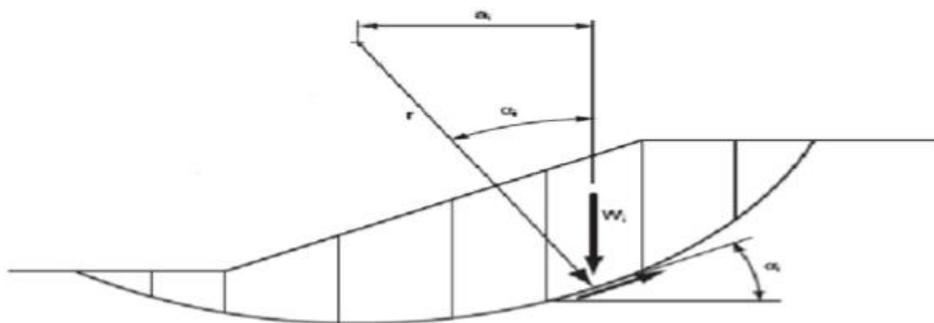
Tel que :  $W_i$  est le poids de la  $i$ ème tranche.

Et :  $a_i$  est la distance horizontale entre le centre du Cercle et le centre de la tranche

$i$  représentant le bras de levier du moment moteur, son expression analytique est :

$$a_i = r \sin \alpha_i$$

Comme la montre la figure ci-dessous :



**Figure 1.11:** La masse du talus découpé en tranches (HAMMADI, 2011)

Ainsi, le moment moteur est :  $M_m = r \sum w_i \sin \alpha_i$

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement  $r$  sur la base de chaque tranche; la contrainte normale  $a$  sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produit aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$Mr = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i$$

Où :  $r$  est le rayon du cercle et  $T_i$  est la force de cisaillement à la base de la  $i^{\text{ème}}$  tranche.

Exprimant le moment résistant en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$Mr = r \sum \tau_i \cdot \Delta l_i$$

Avec :  $\Delta l_i$  est la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur.

1.5.4 Méthode de Bishop

1.5.4.1 Méthode détaillée : Les composantes  $V_n, V_{n-1}, H_n, H_{n+1}$  des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction  $R_n$  comme le montre.

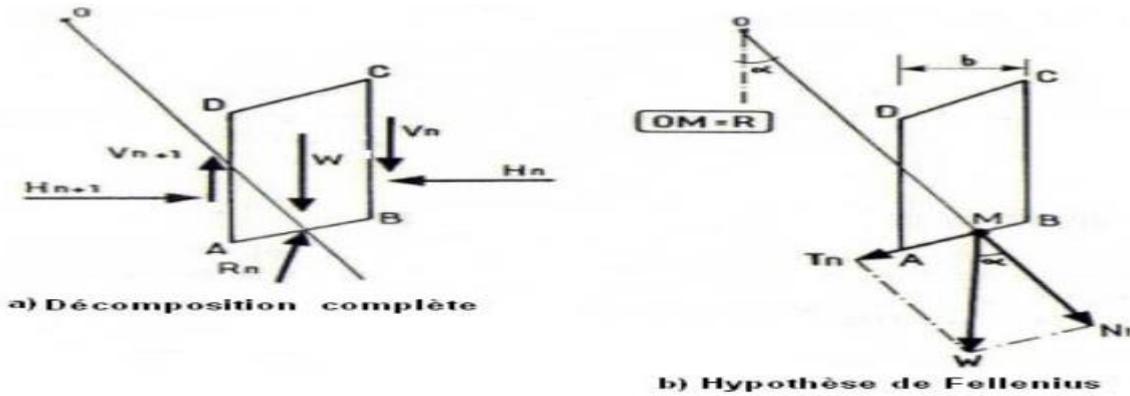


Figure 1.12: Forces agissant sur la tranche n (G.Philippomat, 1998).

En 1954, Bishop a publié une méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité  $f_s$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha_n} = \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n-1}) - \mu_n \cdot b] \tan \phi + C_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi}{f_s}}$$

1.5.4.2 Méthode simplifiée : L'hypothèse supplémentaire est que  $V_n - V_{n+1} = 0$ , quelle que soit la tranche considérée l'équation précédente devient alors

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha_n} = \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W - \mu_n \cdot b] \tan \phi' + C_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi}{f_s}}$$

Tous les termes sont connus et  $F_s$  est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F$ , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le résultat est rapidement convergent. Evidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

**1.5.5. Méthode de Fellenius :** La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en contrainte effective est exprimée par la méthode de Fellenius comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} c_i + (W \cos^2 \alpha_n - \mu_n \cdot b_n) \tan \phi_i + \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha_n}$$

### 1.5.6 Méthode de Taylor:

L'hypothèse dans cette méthode c'est que le sol est homogène et qu'il n'existe aucune circulation d'eau, son principe est basé sur le cercle de rupture et l'analyse d'équilibre des forces.

### 1.5.7 Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de -sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que le Plaxis (LARIBI, 2015)

## 1.6 CONCLUSION

Dans le présent chapitre, nous avons exposé les grands traits de l'étude de la stabilité des talus, à savoir le principe de calcul, le sens du facteur de sécurité ainsi que les principales méthodes utilisées. Au plan théorique, il existe différentes méthodes se distinguant par les hypothèses considérées et la finesse et fiabilité des résultats recherchés. Dans la pratique courante de l'ingénieur géotechnicien, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles. L'exécution de ces méthodes est habituellement développée par des outils ou logiciels appropriés à ce genre d'analyse : PLAXIS, TALREN, GSLOPE, qui offrent une assistance et aide considérable garantie par la richesse des options de choix des méthodes de calculs intégrées.

# **CHAPITRE II**

## **LES METHODES DE RENFORCEMENT**

## 2.1 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.

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation.

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories :

- Les terrassements
- Les dispositifs de drainage
- L'introduction d'éléments résistants (BOUAFIA.A, 2009)

## 2.2 LES TERRASSEMENTS

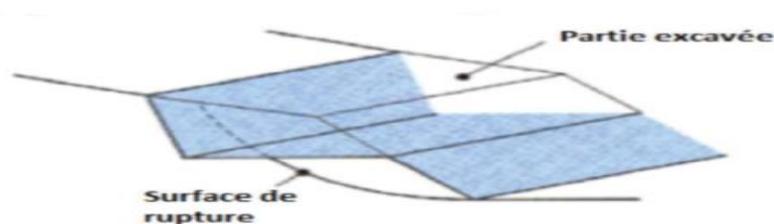
Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre.

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

- Les charges sur l'équilibre des masses : L'allègement en tête de glissement et le chargement en pied
- Les charges sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

### 2.2.1 L'allègement en tête de glissement

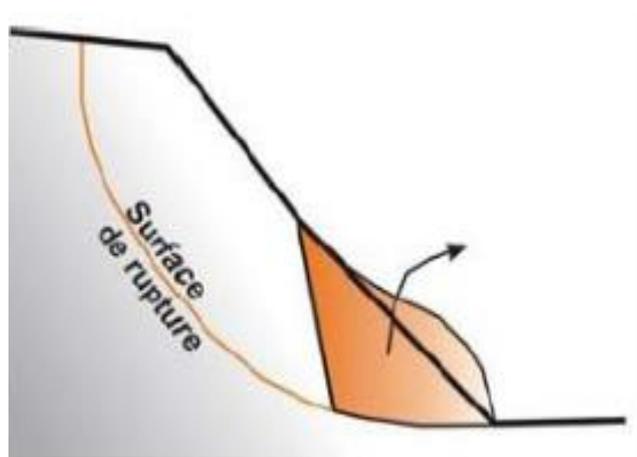
Cela consiste à décharger la "tête du glissement". Ce déchargement entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels.



**Figure 2.1** Allégement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).

### 2.2.2 La purge des matériaux remaniés

Cela consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste et de faible profondeur.



**Figure 2.2:** La purge totale

### 2.2.3 La substitution partielle ou totale

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bûches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

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

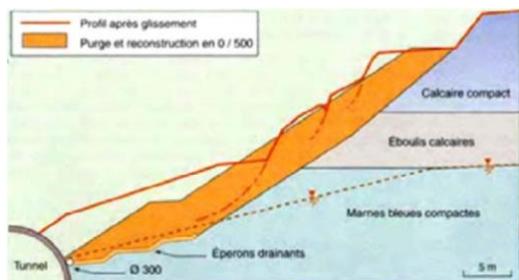


Figure 2.3 : Substitution totale des matériaux

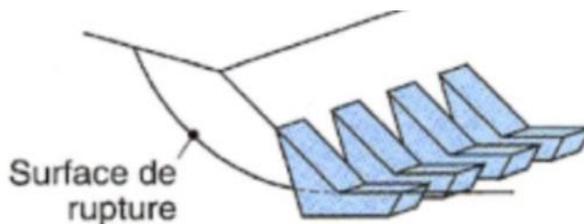


Figure 2.4 : Substitution partielle au droit du sol qui a glissé

### 2.2.4 Le chargement en pied

Le chargement en pied consiste à construire un ouvrage de butée en pied de glissement afin d'équilibrer les forces motrices et de contenir les déplacements de la masse instable. Il est en général associé à du drainage.

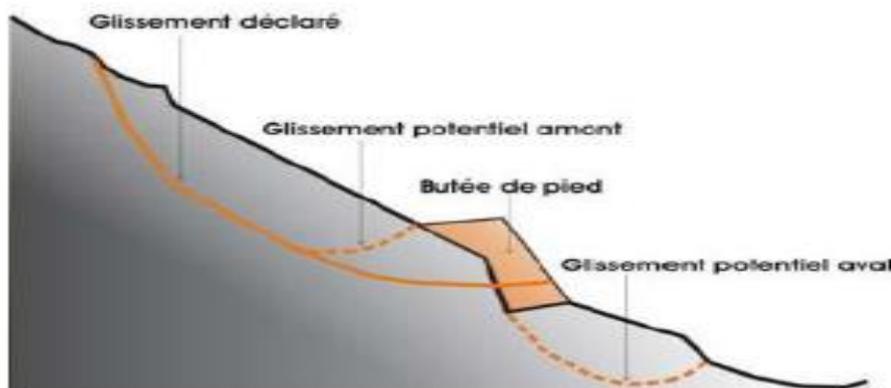


Figure 2.5: Le chargement en pied

## 2.3 LES DISPOSITIFS DE DRAINAGE

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation. On cite les différents types de drainage :

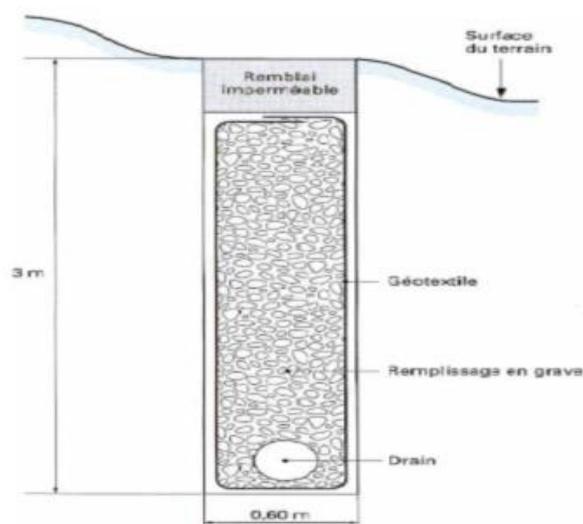
- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Tranchées drainantes
- Masques et éperons drainants
- Drains verticaux
- Drains subhorizontaux

### 2.3.1 Drainage de surface

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.)

### 2.3.2 Tranchées drainantes

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.



**Figure 2.6:** Coupe type d'une tranchee drainante (DURVILLE & GILLE, 2008).

### 2.3.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

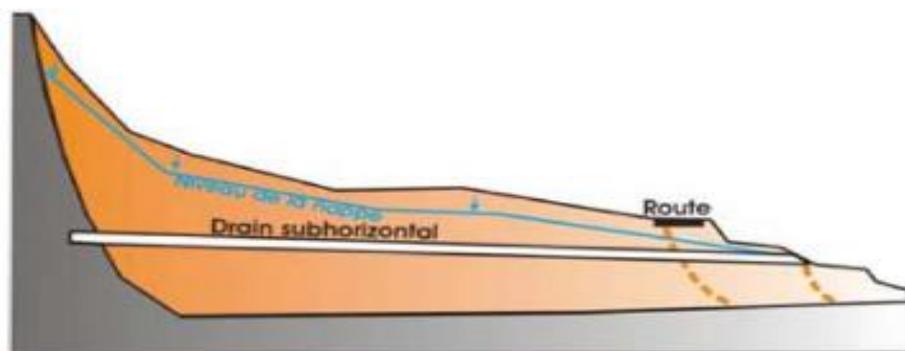
La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible.

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).



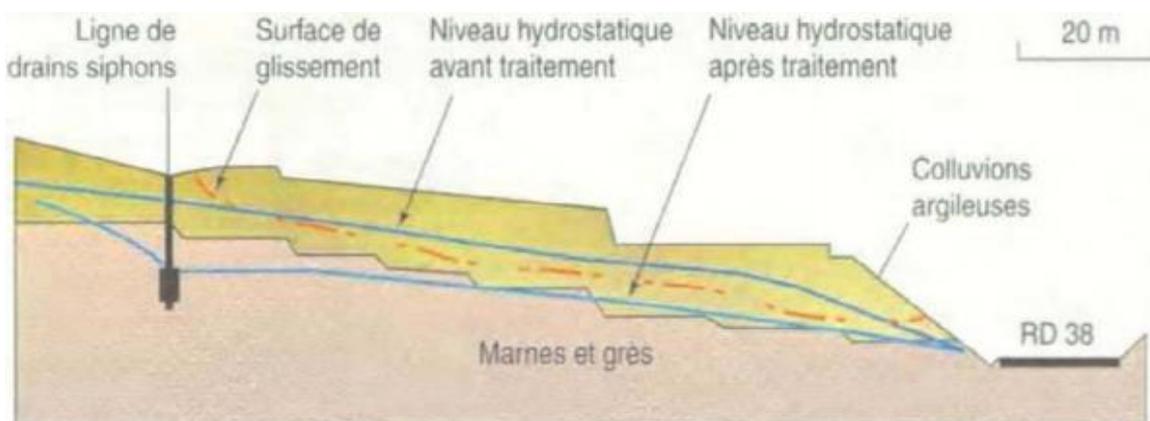
**Figure 2.7** : Stabilisation par drains subhorizontaux

### 2.3.4 Masques et éperons drainants

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

### 2.3.4 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant. 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). Le creusement de galeries drainantes est une solution chère mais efficace (Sadaoui, 2015).



**Figure 2.8** : Stabilisation par drains verticaux du glissement.

## 2.4 L'INTRODUCTION D'ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences. Les éléments résistants (type ouvrages de soutènement, tirants, ancrages, rangées de pieux...) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

### 2.4.1 Enrochement

Éperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sur la chaussée.



Figure 2.9: Stabilisation par enrochement.

### 2.4.2 Ouvrage rigide

Partie supérieure souple : mur de pierres emboîtées, partie inférieure rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton).



Figure 2.10: Mur en pierres sur mur en béton

### 2.4.3 Nappe en géo- synthétique

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géo-synthétiques géo-grille, géotextile ou géo-composite. Les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.



**Figure 2.11: Renforcement par géo-synthétique**

Les géo-synthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à la base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les géo-synthétiques les plus utilisés sont les géotextiles, les géo composites et les géo-grilles. (BOUAFIA ,2009).

### 2.4.3 Systèmes d'ancrages

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs.

- Un ancrage passif est constitué par une ou plusieurs armatures (barres d'acier) scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière.
- Les ancrages actifs sont constitués de barres ou câbles scellés en fond de trou au-delà de la zone instable et mis en tension (mesurée à l'aide d'un manomètre).

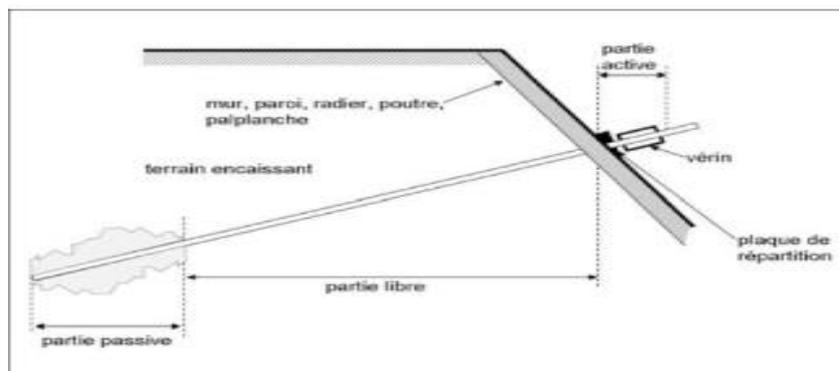


Figure 2.12: Schéma de principe d'un ancrage à l'aide de tirants précontraints

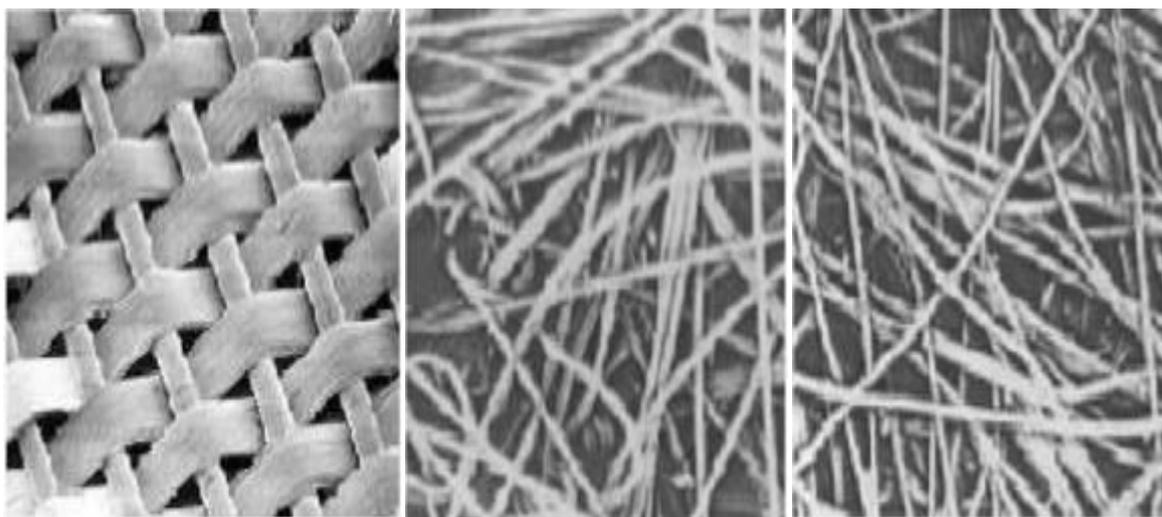
#### 2.4.4 Renforcement par géotextile

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. Les géotextiles rentrent dans la catégorie des matériaux géo synthétiques.

##### 2.4.4.1 Type de géotextiles

On distingue trois types (BOUAFIA.A ,2009)

- **Géotextile non tissé** : Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.
- **Géo tricotée** : Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments
- **Géo tissée** : Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Géotextile tissé de mono filament

Géotextile non-tissé thermo lié

Géotextile non-tissé aiguilleté

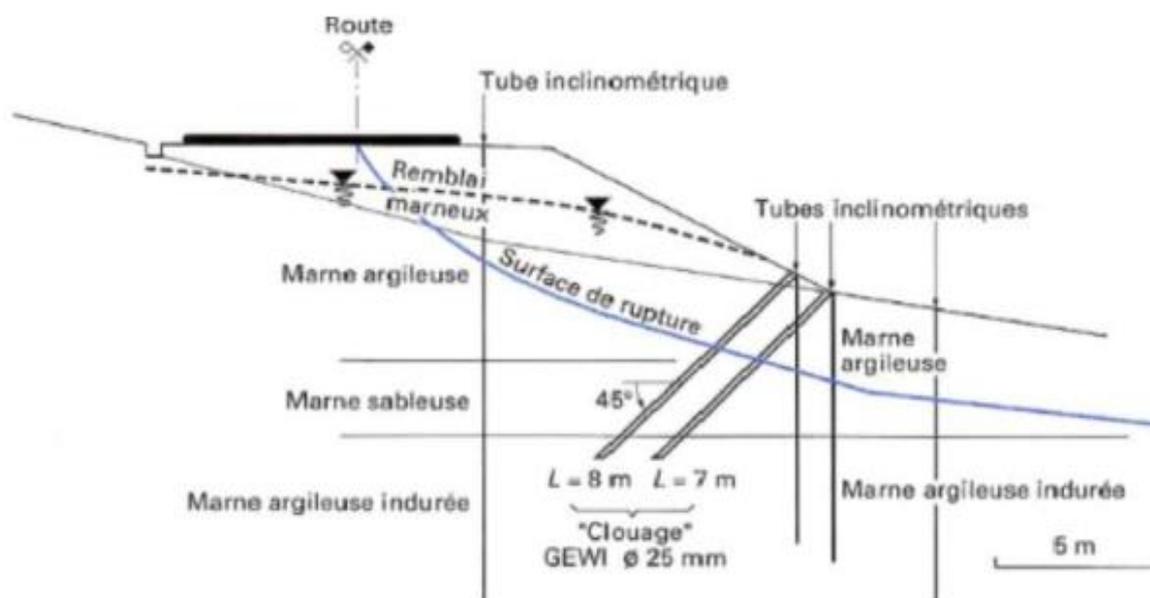
**Figure 2.13 :** Typologie des géotextiles

#### 2.4.5 Les clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.



**Figure 2.14:** Exemple de clouage d'un glissement (DURVILLE & GILLE, 2008).

## 2.4.6 Renforcement des talus par des pieux

### 2.4.6.1 Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Sadaoui. O, 2015)

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site.

### 2.4.6.2 Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux :

Les pieux mises en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

### 2.4.6.3 Pieux battus

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

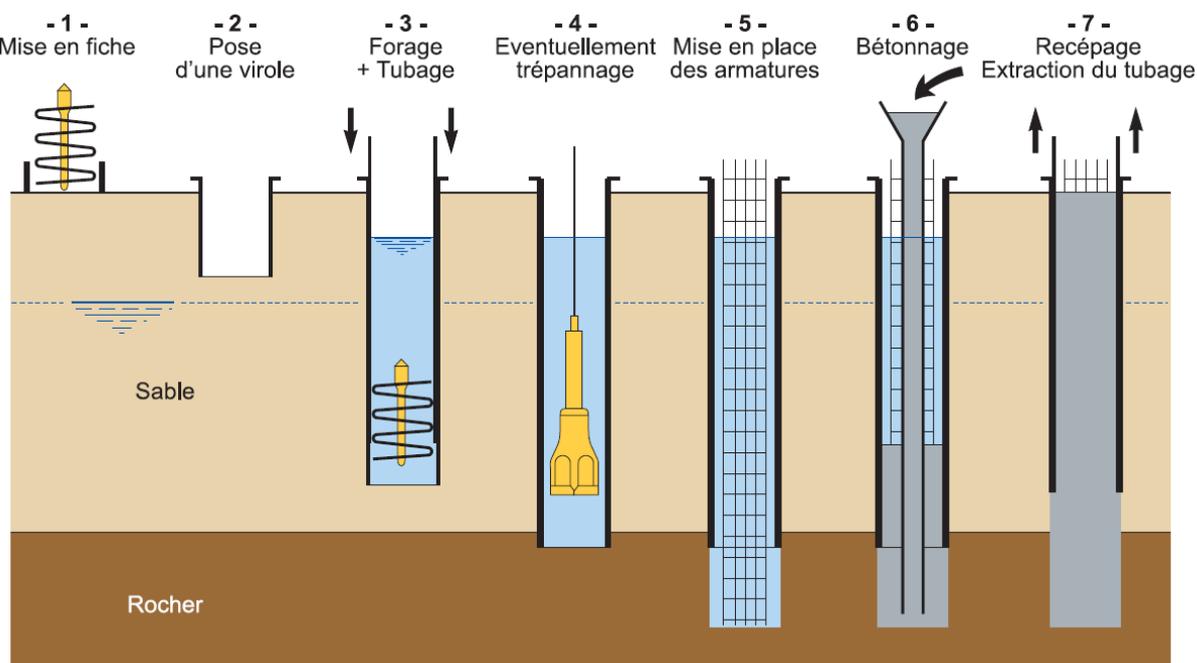


**Figure 2.15 :** Photos pendant la réalisation de pieux battus.

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

### 2.4.6.3 Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

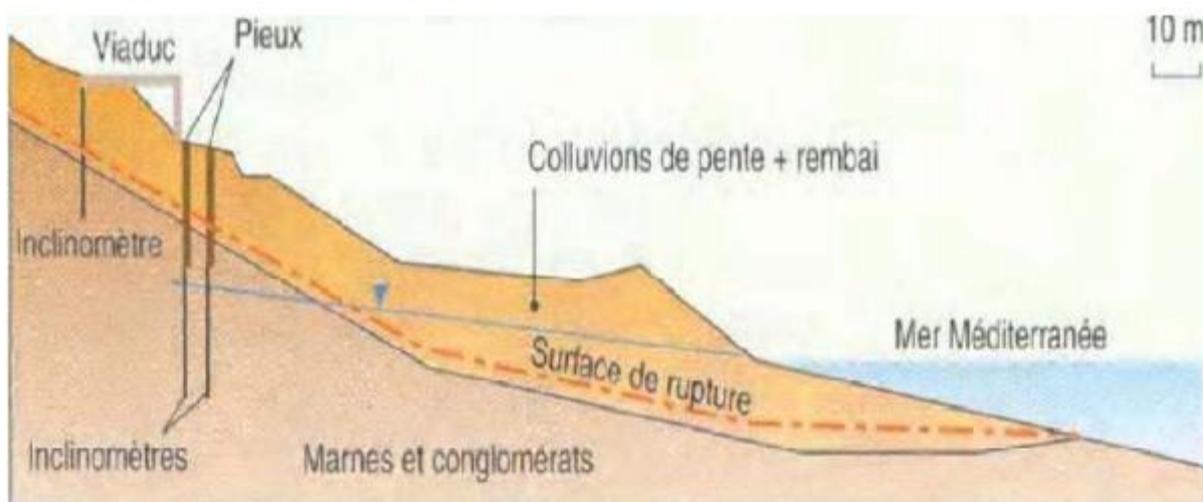


**Figure 2.16 :** Différentes étapes de la réalisation d'un pieux forés

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion (Yahiaoui et Zibani,2013).

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

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



**Figure 2.17:** Confortement par pieux (A. LARIBI, 2015).

## 2.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet.

Cependant, Les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptible d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines ou économiques. Le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possibles en tenant compte des critères :

- Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.
- Economique : coût raisonnable de la solution retenue vis à vis la complexité du problème et de la capacité financière de l'état ;
- Sociale : solution acceptée par la société ;
- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.

# **CHAPITRE III**

## **MODELISATION NUMERIQUE**

### **DU CAS ETUDIE**

### 3.1 INTRODUCTION

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, où elle est utilisée dans de nombreux cas du domaine de la géotechnique.

### 3.2 PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux et en trois, n dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. 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.

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité et du terrain étudié.

#### 3.2.1 Hypothèses générales

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec Plaxis sont les suivantes :

- Le sol est supposé être milieu continu
- Les déformations sont considérées planes
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB
- Le poids volumique de l'eau utilisée est de  $10 \text{ KN/m}^3$
- Le régime hydraulique est statique

- Le terrain modélisé est considéré étant saturé d'eau

### 3.2.2 Les modèles de comportement utilisés par Plaxis

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.

En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calculer » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle.

C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

Les différents modèles utilisés par PLAXIS sont :

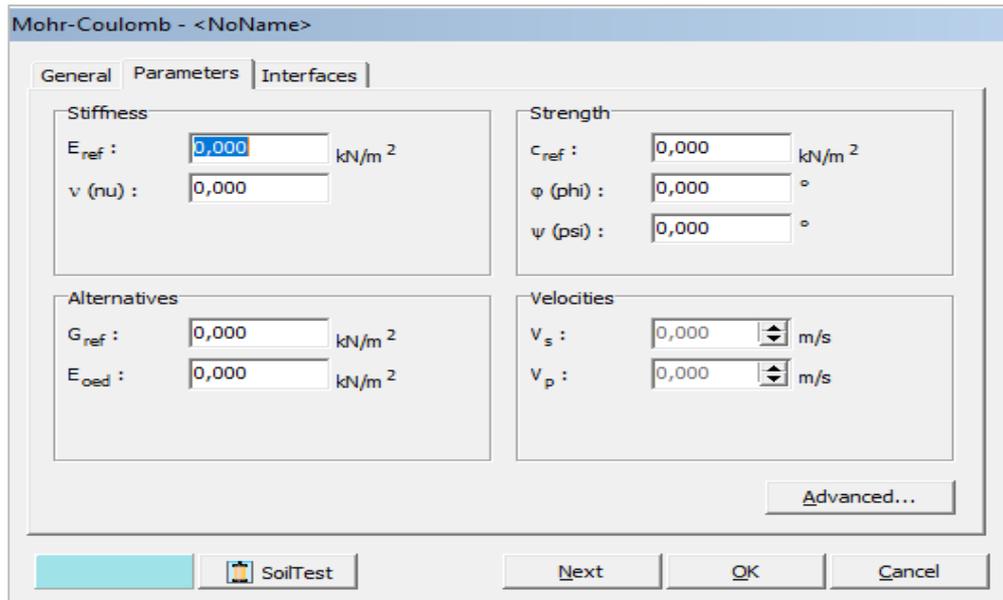
#### 3.2.2.1 Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

Le module de Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement ( $\phi$ ), l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires ou des corrélations entre les différents essais (laboratoires et in-situ).

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).



**Figure 3.1** Fenêtre des paramètres

### 3.2.2.2 Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke ( $\sigma = E \cdot \varepsilon$ ) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 3.2.

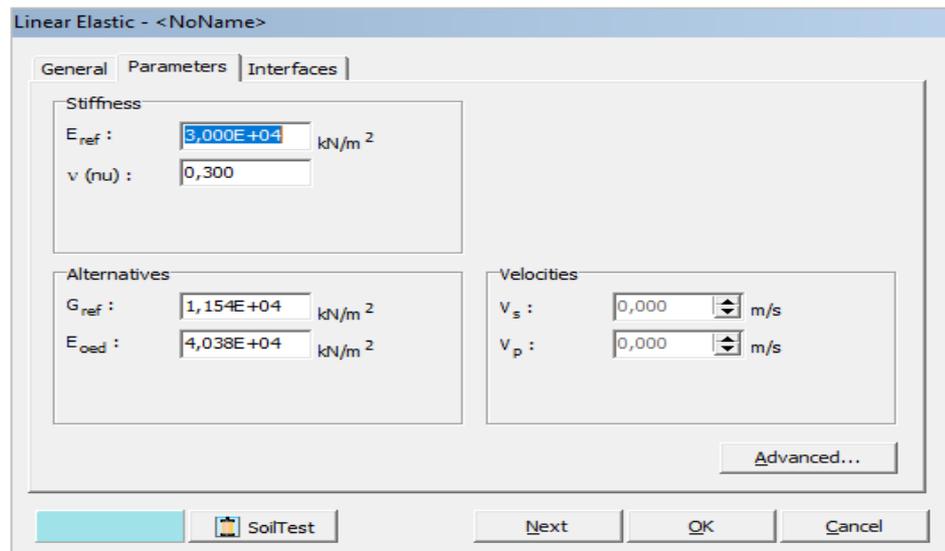


Figure 3.2 Fenêtre des paramètres du modèle élastique

### 3.2.3 Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.

### 3.2.4 Étapes de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous-programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- **Le programme d'entrée de données input** : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- **Le programme calculation** : permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

- Le programme **output** : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- Le programme **curves** : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

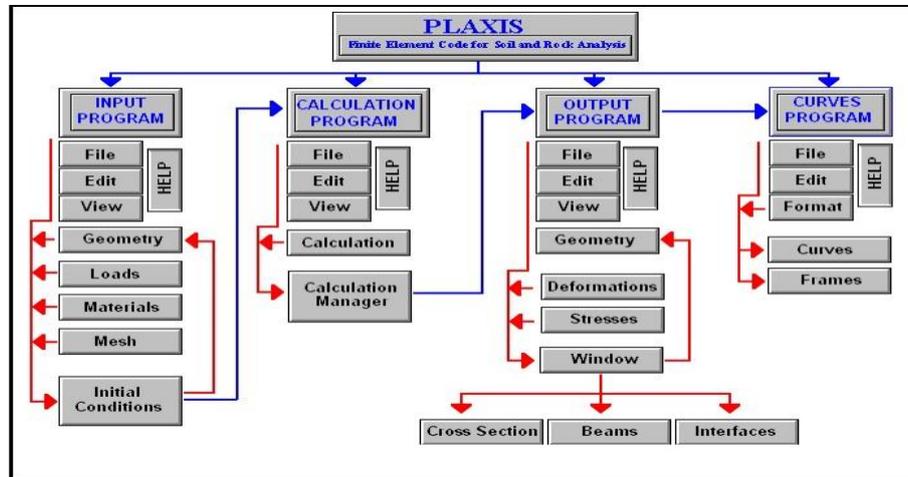


Figure 3.3 Organigramme du code Plaxis

### 3.3 CALCUL DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ

Le calcul du coefficient de sécurité (phi-réduction) doit être sélectionné lorsque l'on souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée :

$$F_s = \text{Force résistantes} / \text{Force motrices}$$

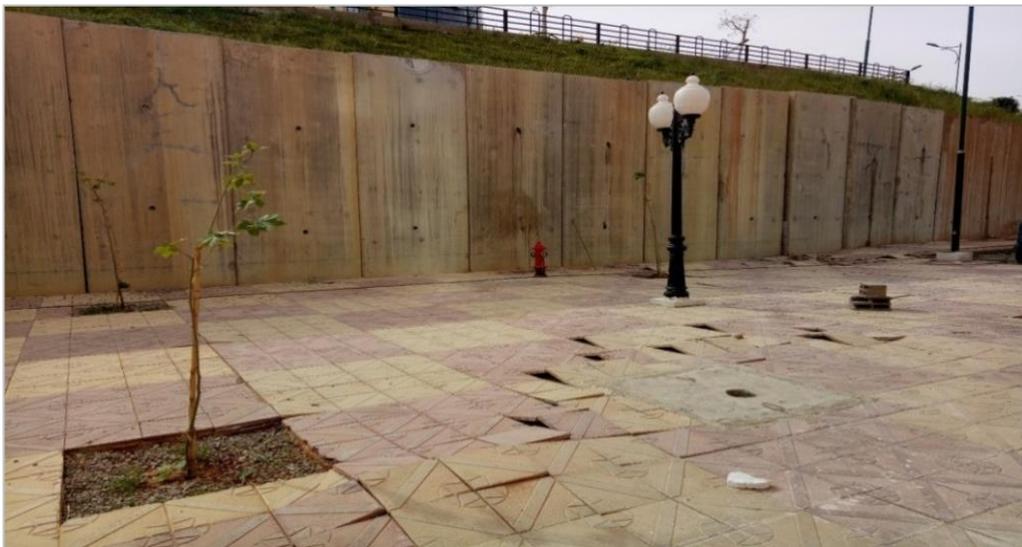
Dans cette approche, les caractéristiques mécaniques  $\tan \phi$  et  $c$  du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces, s'il en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, Les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants, d'ancrage ne sont pas influencées. Le coefficient total  $\sum M_{sf}$  permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse.

### 3.4 PRÉSENTATION DU CAS ÉTUDIÉ

Le cas analysé dans ce mémoire constitue un cas réel s'agissant d'une étude d'un phénomène de glissement renforcé par deux pieux ; le modèle étudié se situe au pôle universitaire Abou beker-belkaid Tlemcen (la rocade), (Voir figures 3.4 et 3.5).



**Figure 3.4** Situation du projet



**Figure 3.5** Photo prise du site après le glissement

Le profil géologique ainsi que les caractéristiques géotechniques sont montrés sur la figure 3.6 et le tableau 3.1.

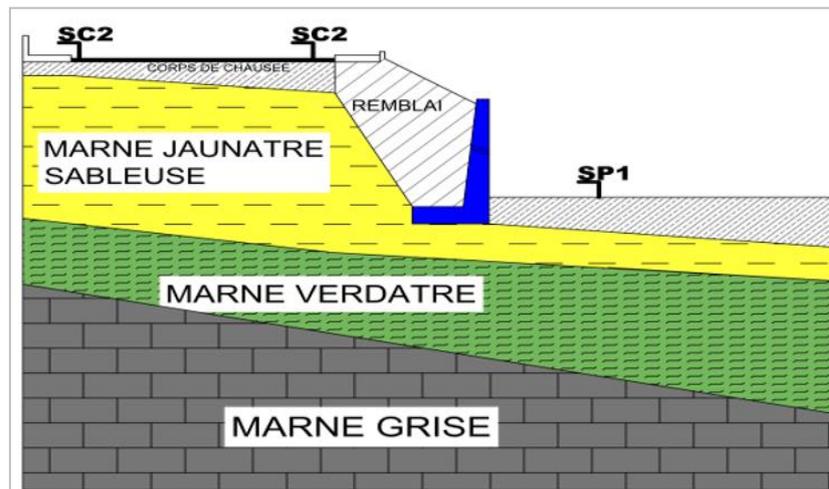


Figure 3.6 Profil géologique

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques du modèle

Sol \ Caractéristiques	Marne Grise	Marne verdâtre	Marne jaunâtre	Remblai
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	20	17	16
$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,7	22,4	20,9	18
$E_{oed}$ (kpa)	1201000	561000	103000	100000
N	0,3	0,3	0,3	0,3
C (kpa)	35	35	35	5
$\varphi$ (°)	2	6	6	30
$K_x/k_y$ (m/s)	0,000001	0,00001	0,0000001	1

Pour les caractéristiques des éléments structurels, le tableau 3.2 les résumés.

Tableau 3.2 : Caractéristiques des éléments stabilisants

	Mur de soutènement	Pieu	Ancrage	Géogride
EA (kN/m <sup>2</sup> )	$7,9 \cdot 10^5$	$2,26 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^5$	$10^4$
EI (KN/m <sup>2</sup> )	$3,25 \cdot 10^5$	$2,73 \cdot 10^5$	L=2,5 m	
W (KN/ m/m)	15	26		
v	0,15	0,15		

### 3.5 MODÉLISATION NUMÉRIQUE

La modélisation numérique est réalisée à l'aide du logiciel Plaxis V8.6, nous avons analysé cinq cas d'études. La modélisation de ce glissement permet la détermination des déplacements, des contraintes, du coefficient de sécurité ...etc. Les figures 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 ci-après présentent respectivement la déformée, les déplacements, la génération des contraintes, l'accélération et le coefficient de sécurité sans confortement, c'est-à-dire correspondant à l'état initial.

#### 3.5.1 Cas initial sans mur de soutènement

Dans ce cas, nous avons traité le cas du modèle initial

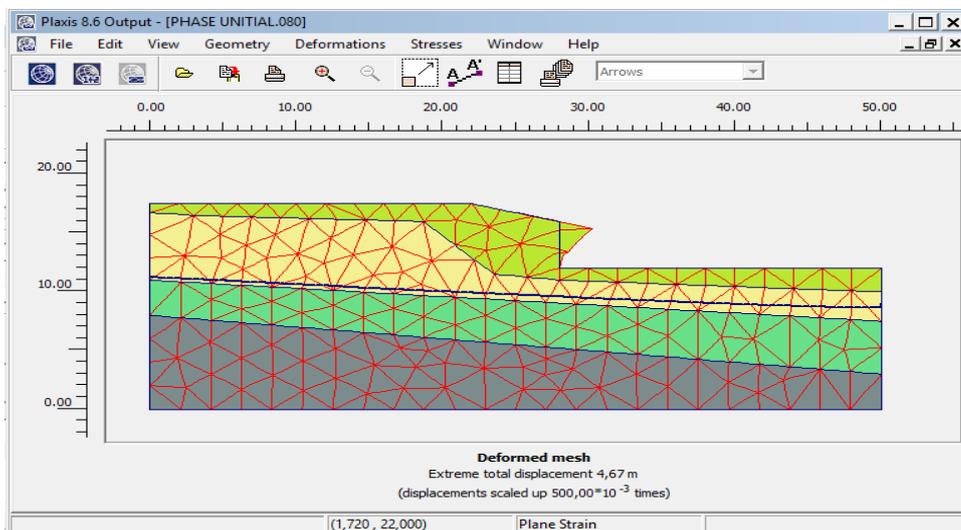


Figure 3.7 Déformée du maillage

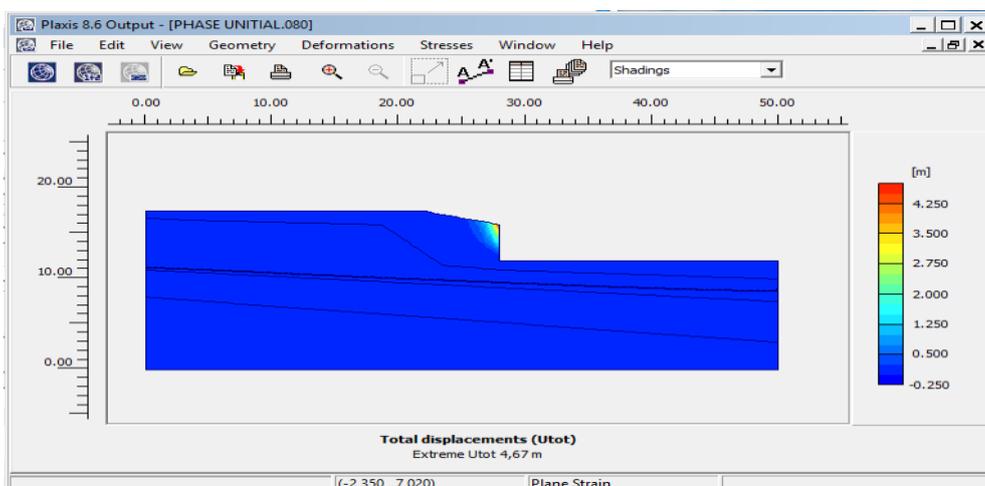


Figure 3.8 Déplacement total

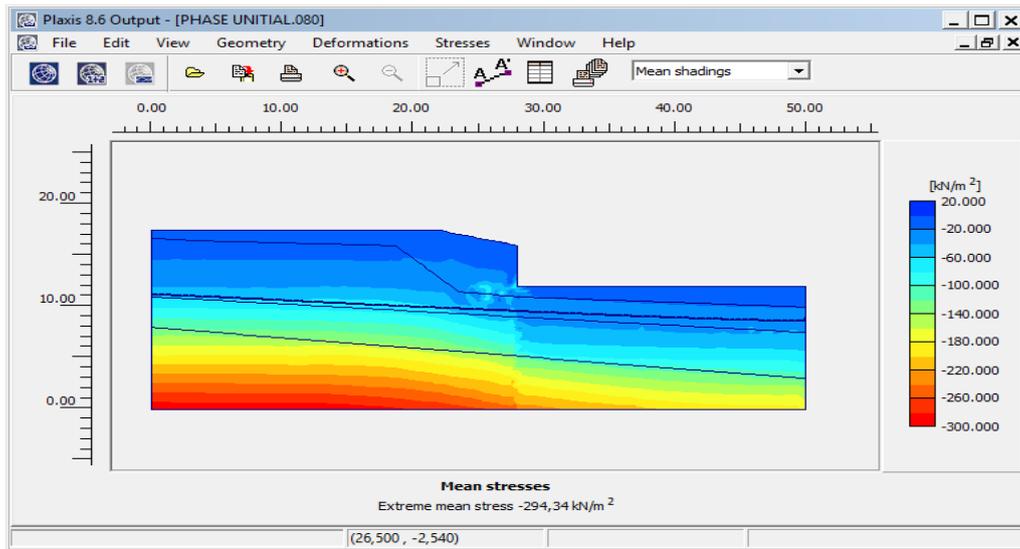


Figure 3.9 : Résultat des contraintes.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	80 of 80	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers	Incremental multipliers		Total multipliers	
	Parameter	Value	Parameter	Value
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:	0,003	Σ-Msf:	0,680
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Print OK

Figure 3.10 coefficient de sécurité

### 3.5.2 Cas initial sans mur de soutènement et rabattement de la nappe

Le deuxième cas, nous avons traité ce même modèle mais cette fois-ci avec le rabattement de la nappe.

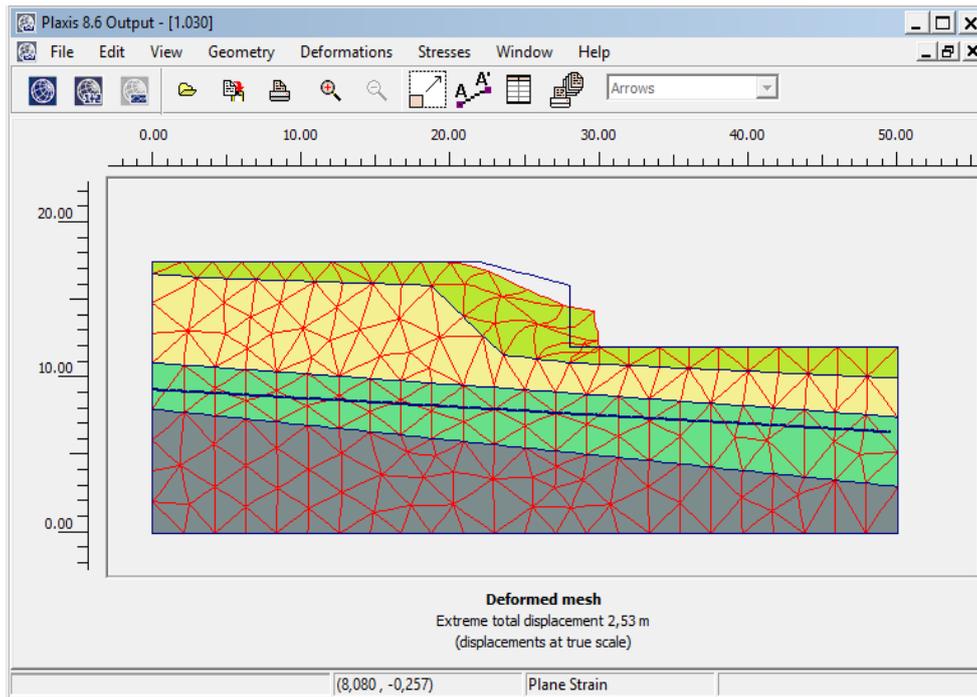


Figure 3.11 Déformation du talus

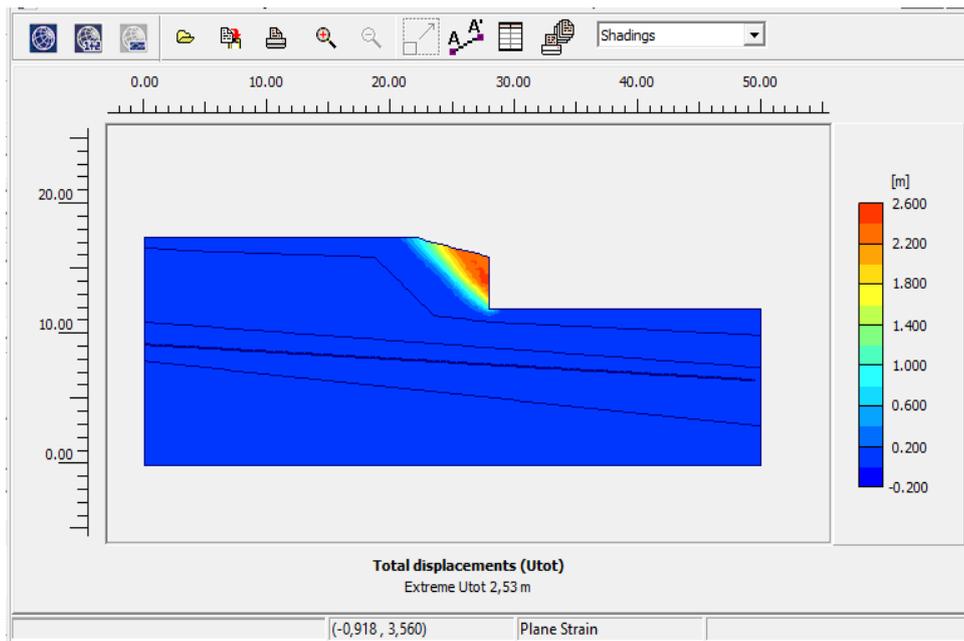


Figure 3.12 : Déplacement total

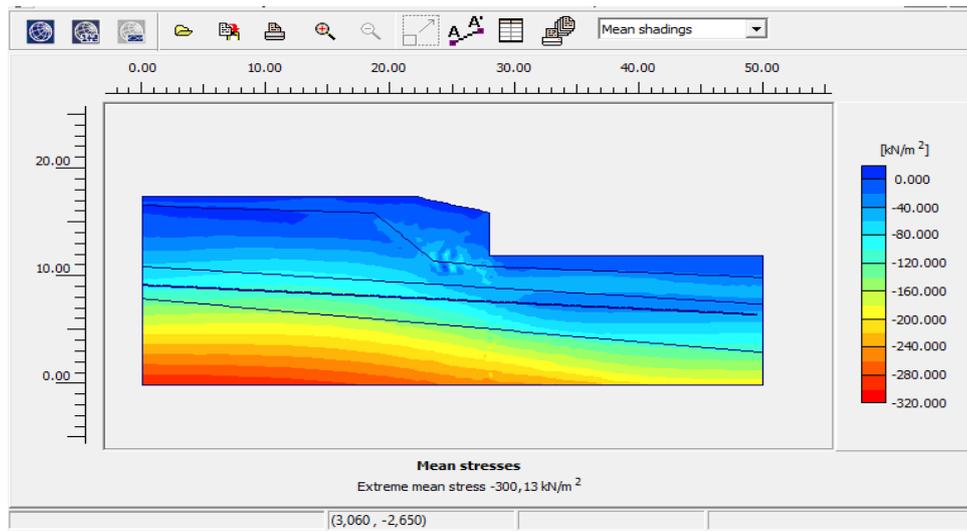


Figure 3.13 : Représentation des contraintes

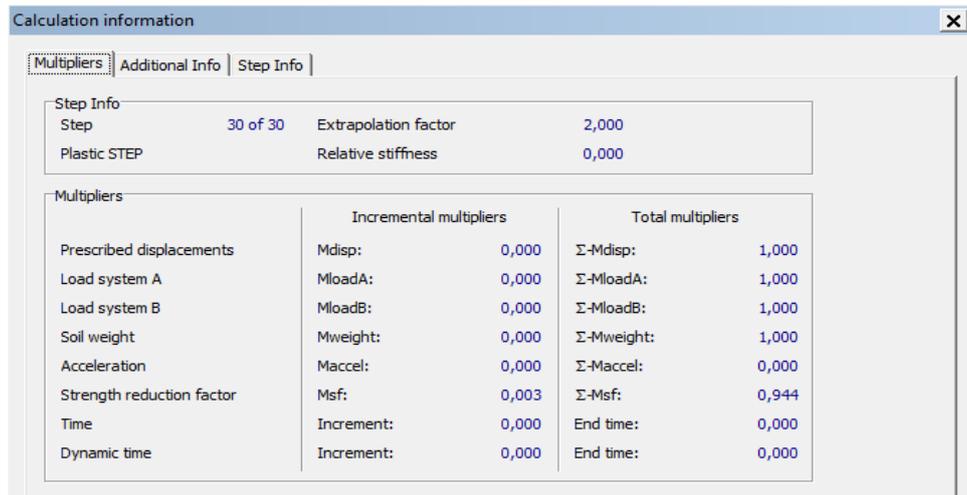


Figure 3.14 : Coefficient de sécurité

Tableau 3.3 variations des résultats avant et après rabattement

	Etat initial	Rabattement du nappe
<i>Coefficient de sécurité F</i>	0,680	0,944
<i>Déplacement total (m)</i>	4,67	2,53

### 3.5.3 Interprétation des résultats

Après calcul on obtient un coefficient de sécurité égal à **0,680** avec un déplacement maximum **4,67m** après le rabattement  $F_s = 0,944$  et un déplacement de **2,53m**.

Dans le deux cas le coefficient de sécurité reste inférieure a **1,5** ce qui implique qu'il y a un risque d'instabilité.

### 3.5.4 Cas initial avec mur de soutènement

Nous avons trouvé dans le cas précédent un déplacement total de l'ordre de 4,7m, ce qui peut causer un effondrement du talus, justifiant ainsi le choix du mur de soutènement (Voir les figures ci-dessous).

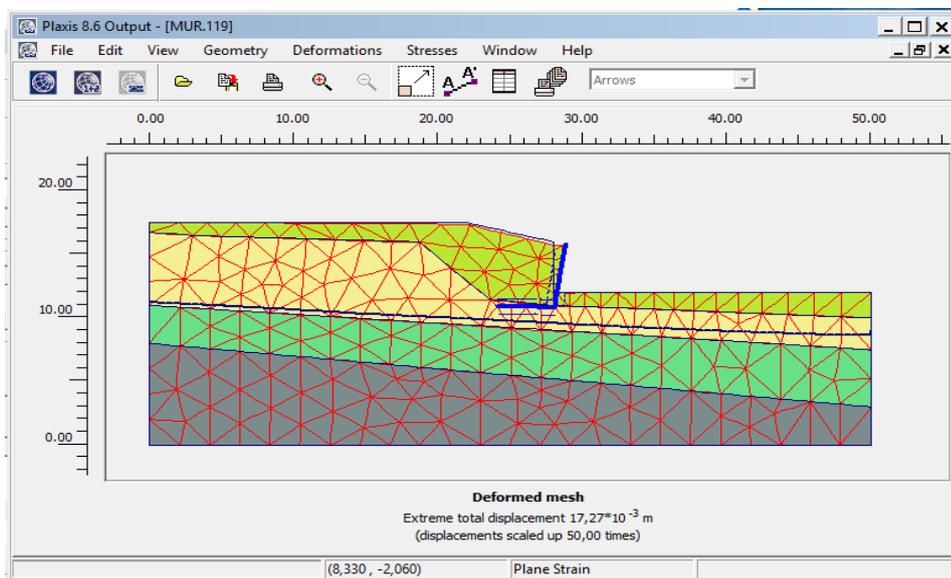


Figure 3.15 déformations du talus

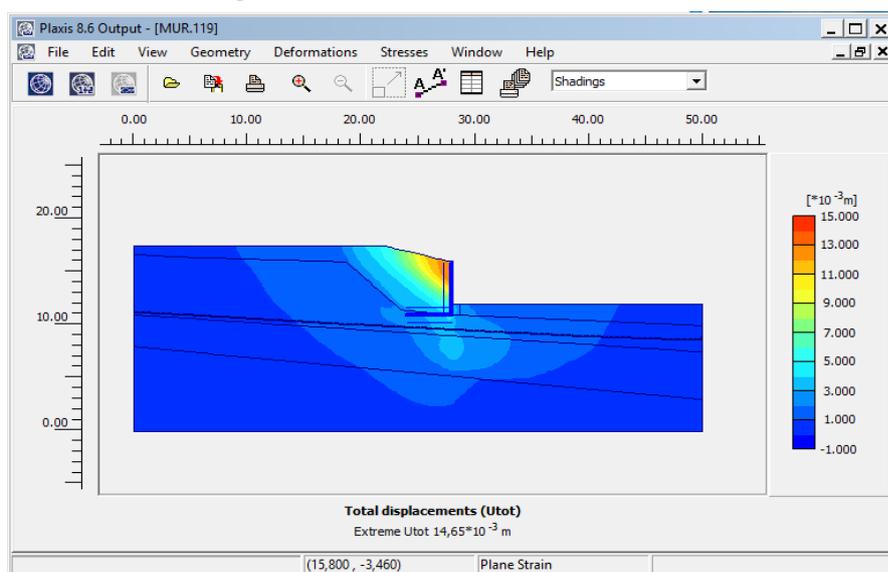


Figure 3.16 : Déplacement totales

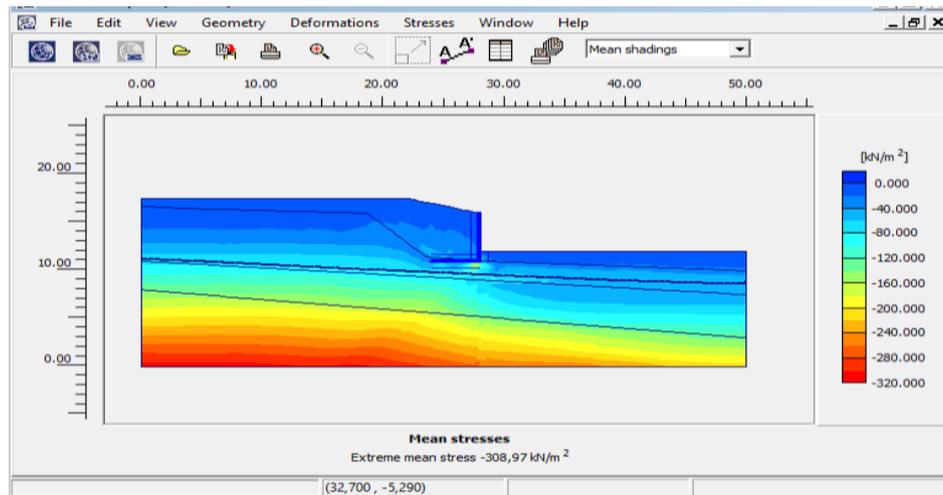


Figure 3.17 : Résultats des contraintes

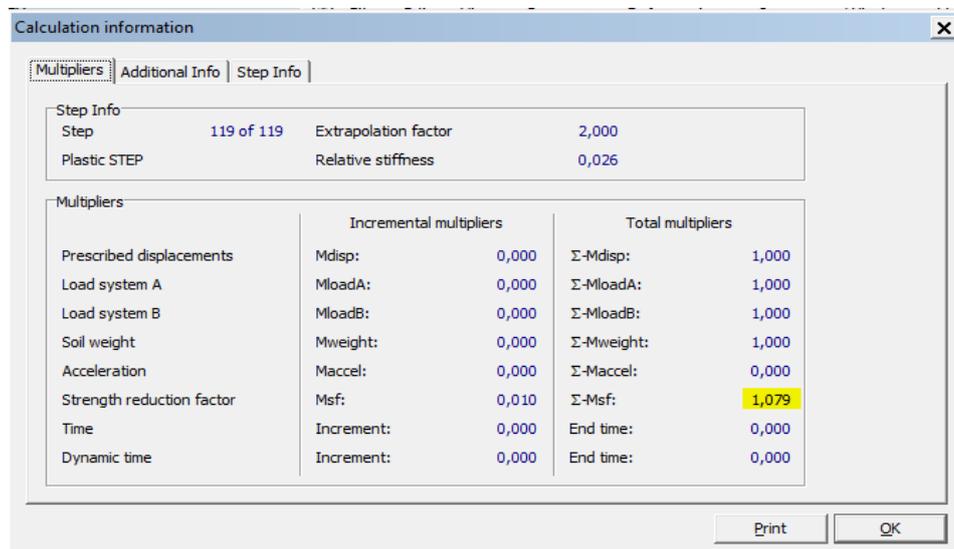


Figure 3.18 : Coefficient de sécurité

### 3.5.5 Cas avec mur de soutènement et rabattement de la nappe

Comme deuxième cas, nous avons traité ce même modèle mais cette fois-ci avec le rabattement de la nappe.

Les résultats figurent sur les images qui suivent ; il s'agit de : déformée, déplacement, contraintes et coefficient de sécurité.

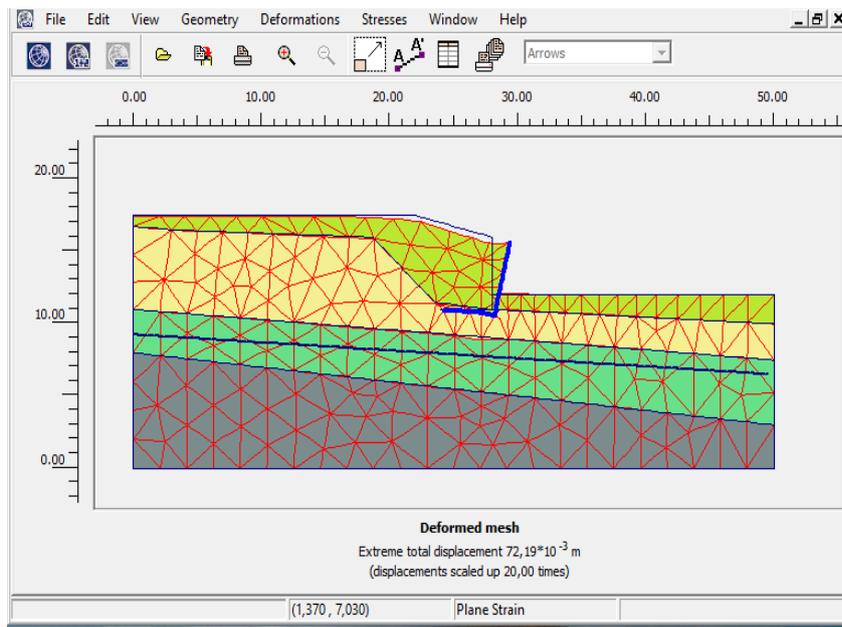


Figure 3.19 : Déformations du talus

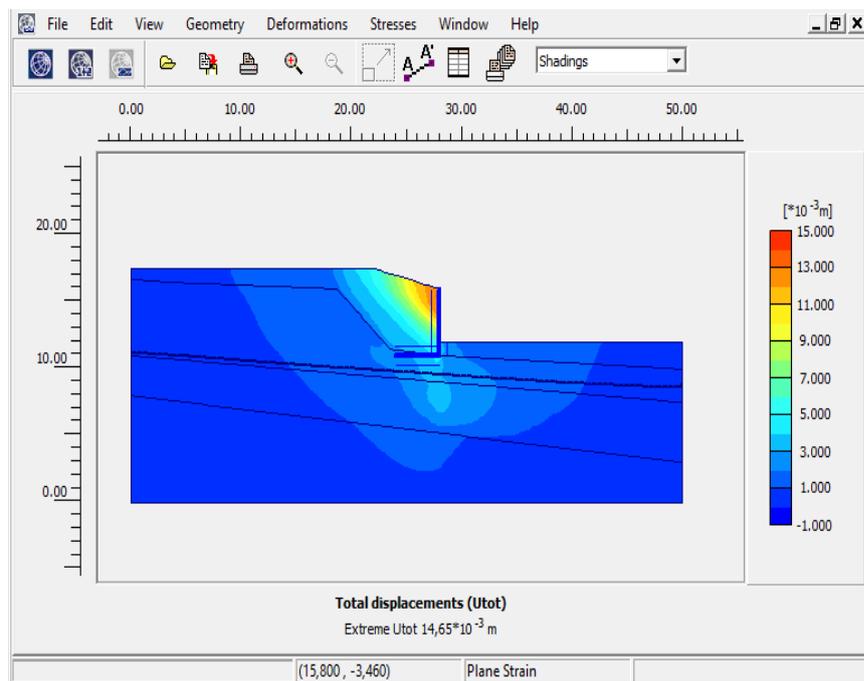


Figure 3.20 : déplacements totales

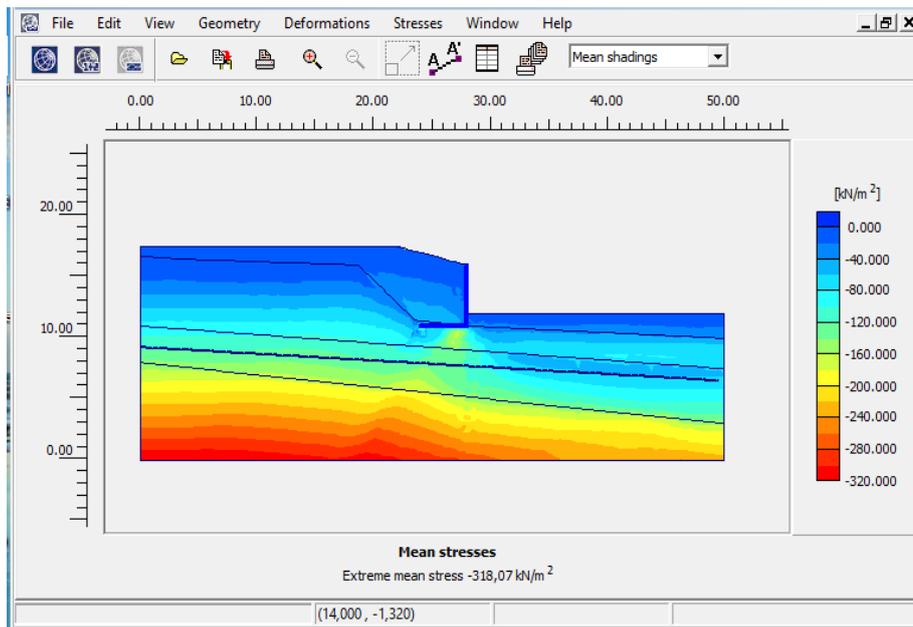


Figure 3.21 : Résultats des contraintes

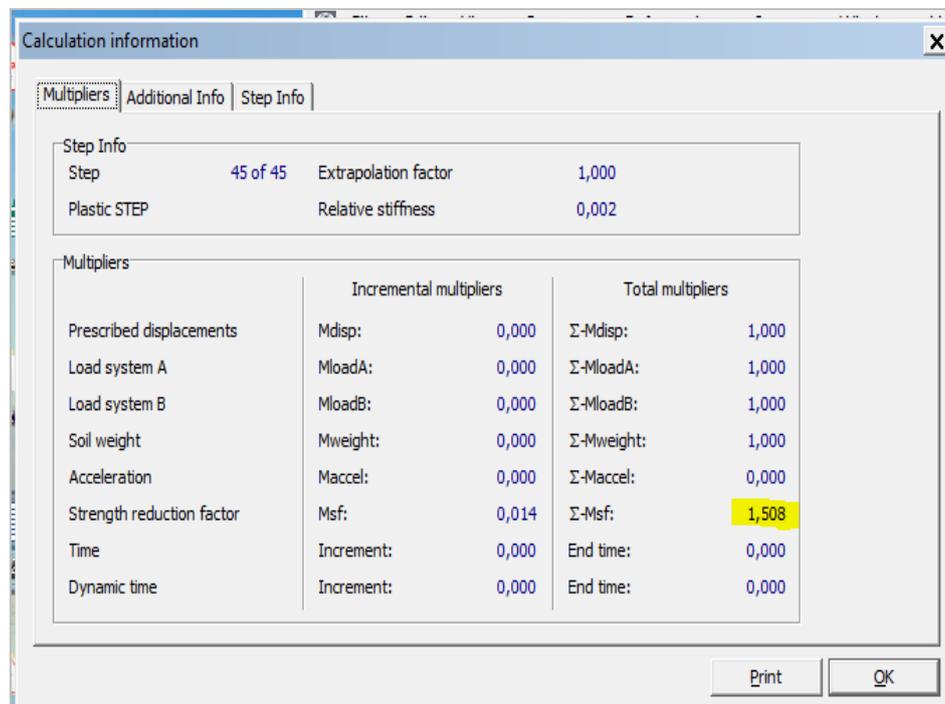


Figure 3.22 : Coefficient de sécurité

**Tableau 3.3** : Variations des résultats avant et après rabattement avec le mur de soutènement

	État réel	Rabattement de la nappe
<i>Coefficient de sécurité</i>	1,079	1,508
<i>Déplacement total (m)</i>	$17,27 \cdot 10^{-3}$	$72,19 \cdot 10^{-3}$

### 3.5.6 Interprétations des résultats

D'après le tableau ci-dessus on démontre que le mur de soutènement ne donne pas la stabilité même si on rabat la nappe de 2m, ce qui confirme l'importance de la profondeur de ce glissement. Pour cela une autre solution a été proposée dans ce mémoire :

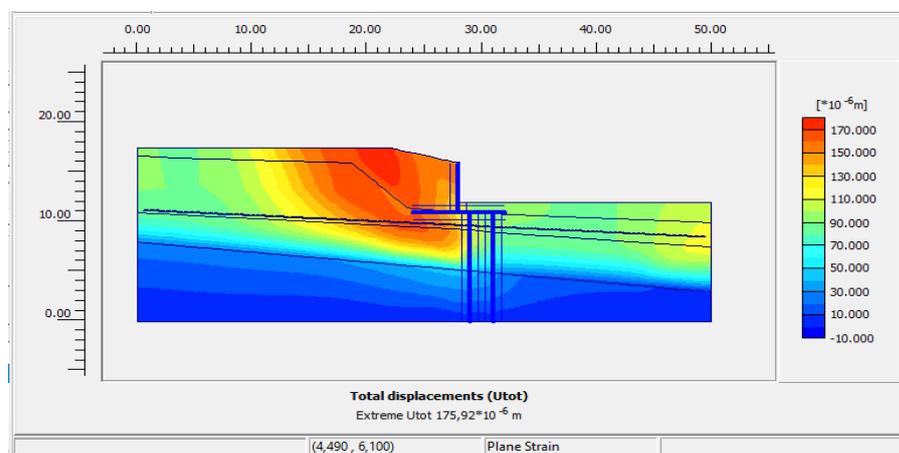
## 3.6 CONFORTEMENT PAR DES PIEUX

La solution adoptée qui est le mur de soutènement ne donne pas la stabilité recherchée et qu'il y a eu déplacement du mur de soutènement posé, on a pensé à renforcer le talus par deux pieux.

Les pieux choisis sont de forme circulaire de diamètre 1,2m, l'entre axe entre les deux pieux est de 3,2m et doivent être ancrés dans la couche de base, tel qu'un mur de soutènement clouté sur pieux. Ce procédé est constitué de 02 systèmes de confortement (mur+ pieux) solidarisés par une semelle, en plus de sa fonction de confortement.

### 3.6.1 Résultats du calcul

Les figures ci-dessous illustrent les résultats trouvés pour le cas de la solution du confortement.

**Figure 3.23** Déplacements totaux

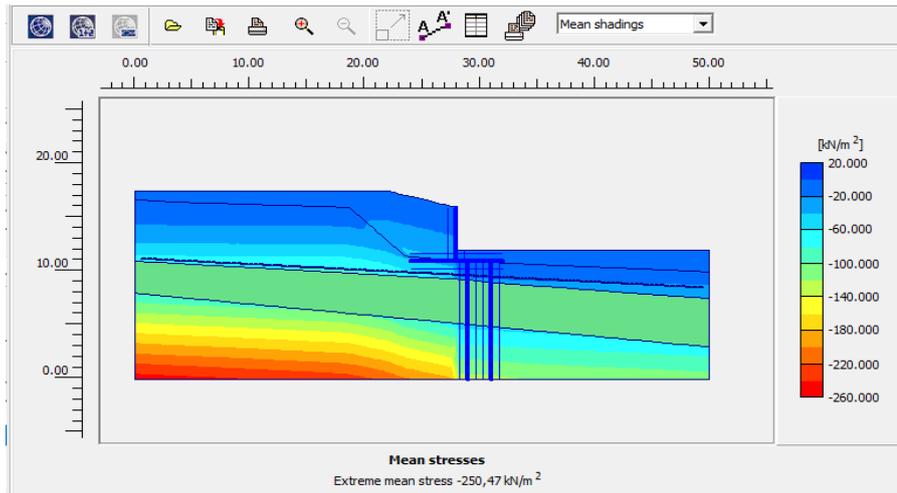


Figure 3.24 : Résultats des contraintes

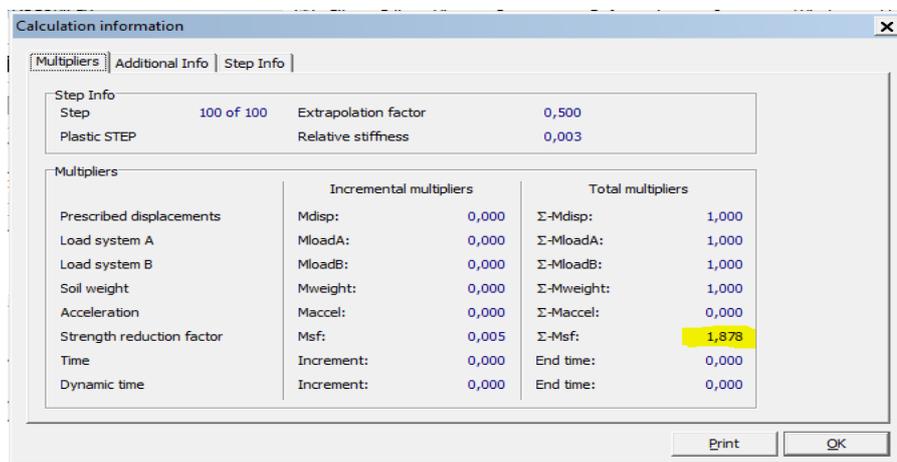
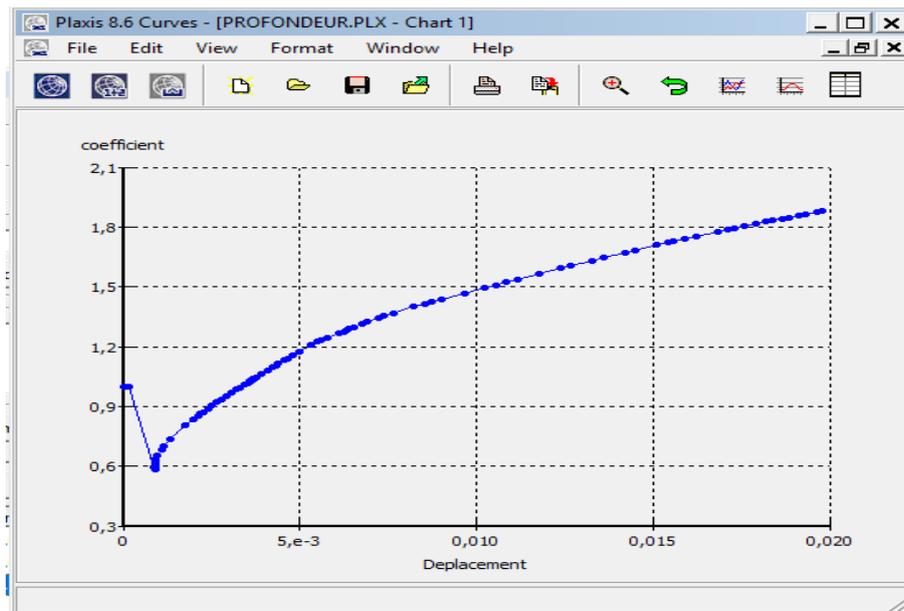


Figure 3.25 : Coefficient de sécurité



**Figure 3.26** : Variation du coefficient de sécurité en fonction du déplacement

### 3.6.2 Interprétation des résultats

Après confortement on obtient un coefficient de sécurité  $F_s=1,878 > 1,5$  ce qui confirme que la stabilité est assurée, et le déplacement est de 0,02m. Donc la technique de renforcement par des pieux peut constituer une solution intéressante à ce glissement.

## 3.7 SOLUTION PROPOSÉE DANS CETTE ÉTUDE

La solution précédemment modélisée constitue ce qui a été adopté et réalisée sur terrain. Dans ce paragraphe, on va essayer de proposer notre propre solution et tirer les enseignements qui en découlent.

Comme deuxième variante, on a proposé de laisser la solution des pieux et rajouter des ancres car cette proposition est plus économique avec un gain de temps, en plus de sa simplicité et sa facilité d'exécution par rapport aux solutions précédentes.

Les figures qui suivent montrent les résultats trouvés.

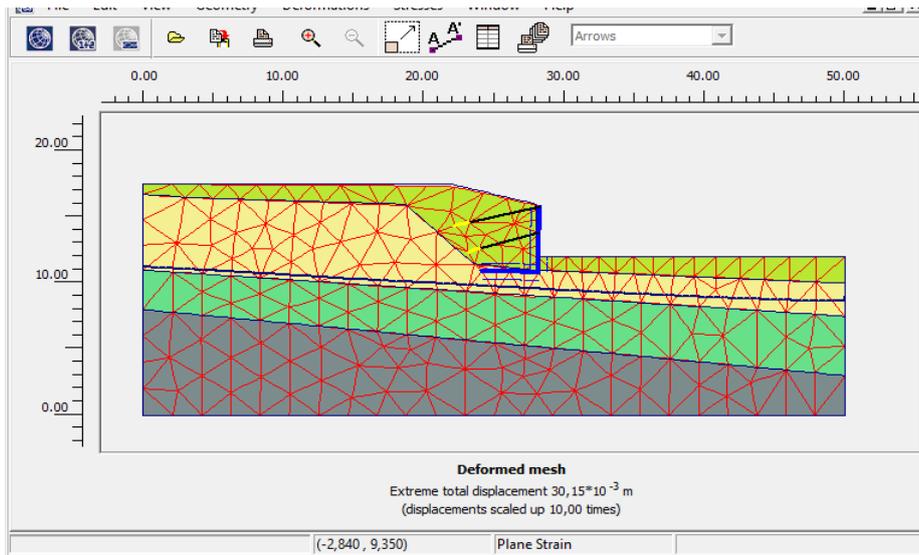


Figure 3.27 : Déformation du talus

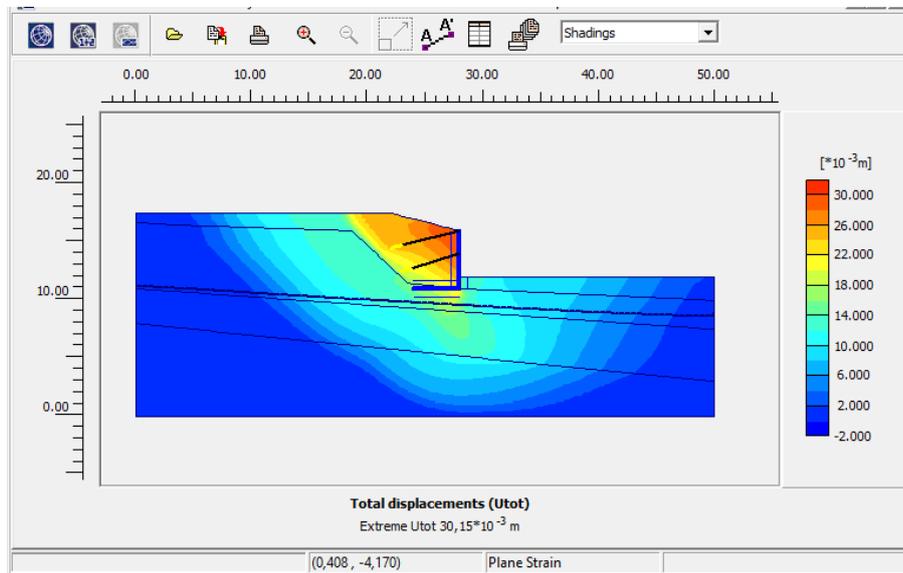


Figure 3.28 : déplacements totales

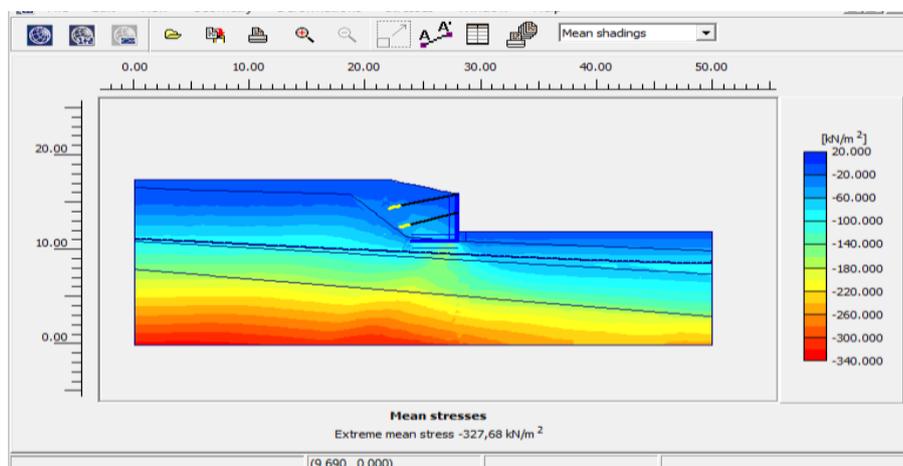


Figure 3.29 : Résultats des contraintes

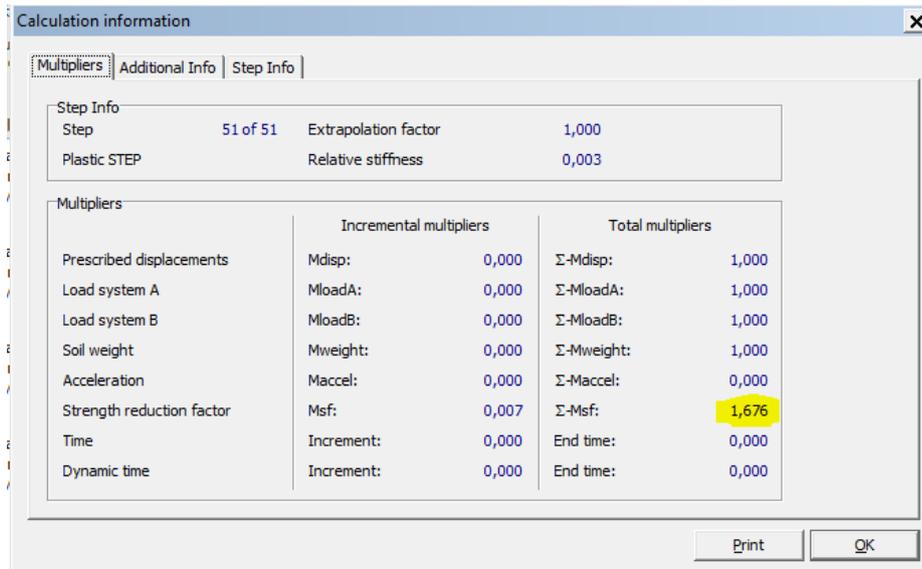


Figure 3.30 : Coefficient de sécurité

En plus des résultats concernant, les déplacements, la déformée et les contraintes, le coefficient de sécurité a été mis en évidence pour ce cas-là en le variant en fonction du déplacement (Voir figure 3.30).

D’après les résultats obtenus, nous pensons que cette proposition répond à la problématique exposée dans ce mémoire.

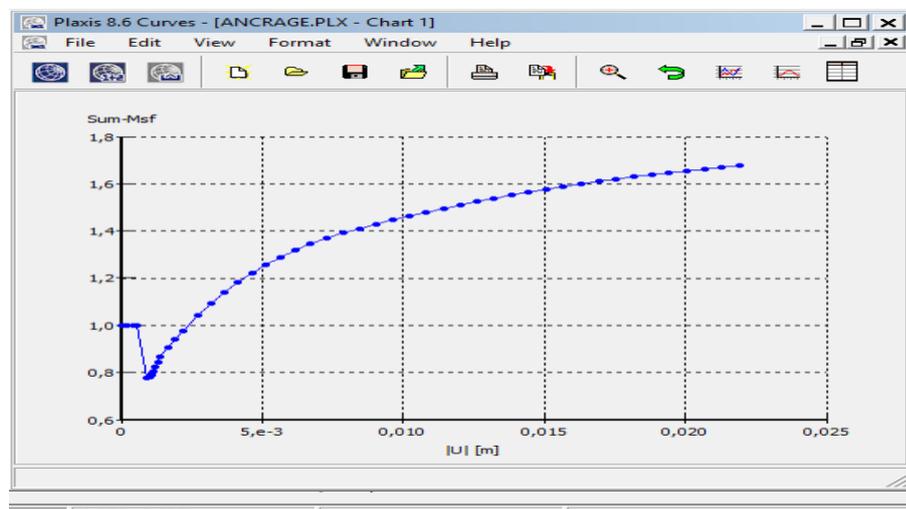


Figure 2.31 Variation du coefficient de sécurité en fonction du déplacement

### 3.8 COMPARAISON DES RÉSULTATS

En termes de ces analyses, nous avons comparé les résultats des différents calculs effectués, les résultats sont regroupés sur le tableau qui suit.

**Tableau 3.4 :** Caractéristiques des différents cas

<b>État caractéristique</b>	<b>Mur de soutènement</b>	<b>Solution des pieux</b>	<b>Solution proposée ancrage</b>
<i>Déplacement (m)</i>	<b>17,27.10<sup>-3</sup>m</b>	<b>0,175.10<sup>-3</sup>m</b>	<b>30,15.10<sup>-3</sup>m</b>
<i>Coefficient Fs</i>	<b>1,079</b>	<b>1,878</b>	<b>1,676</b>

### 3.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons simulé le cas étudié du glissement de terrain qui se situe à l'intérieur de l'université (nouveau pôle) à l'aide du logiciel Plaxis. Ce logiciel de prévision basé sur la méthode des éléments finis permet de calculer les déplacements, les déformations, le coefficient de sécurité etc.

Au vue de l'étude faite, on a trouvé un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,878 et un déplacement de 0,175mm pour le cas de pieux.

Les méthodes de stabilisations des glissements sont très nombreuses. Nous avons essayé de proposer la solution de l'ancrage comme solution alternative pour la stabilité du talus.

D'après les résultats obtenus nous avons conclu que la technique de stabilité des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente la stabilité du glissement de terrain. Celle de l'ancrage est plus économique.

## Conclusion générale

L'étude réalisée a pour but d'analyser la stabilité d'un glissement situé dans la commune de Mansourah, il s'agit d'un glissement qui s'est manifesté sur le long d'un mur de soutènement de longueur 65m et de hauteur 5m.

Les différentes couches de marne constituant le site du projet sont marne grises, marne verdâtre, et marne jaunâtre.

L'analyse du problème a permis d'obtenir un coefficient de sécurité très faible ce qui veut dire que le terrain est instable donc le talus nécessite des travaux de confortement afin de stabiliser et minimiser au maximum les déplacements.

La proposition du moyen de traitement et le choix de confortement s'est porté sur des pieux en béton armé dans la zone qui a glissé avec un espacement de 2m entre les pieux pour stabiliser la partie glissante.

Pour qu'on s'assure plus de la fiabilité du confortement posé, on a élaboré notre modèle sur le logiciel PALXIS. Les résultats de modélisation trouvés sont satisfaisants, dont le coefficient de sécurité ( $F_s = 1,878$ ) après le confortement est supérieure à la valeur limite (1,5) d'une part, les déplacements validés sont acceptables d'une autre part ( $U = 0,3 \cdot 10^{-3}m$  pour les pieux), ce qui signifie que le talus est devenu stable.

Les différents problèmes rencontrés au cours du projet ont été axés principalement sur le manque des données, nous espérons que nous avons étudié le problème au niveau requis, et qu'il sera un point de départ à notre vie professionnelle.

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**BALI ET BOUKERAS ,2018** : Mémoire de master, Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara ,123 page , Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana.

**BENOUIS D., 2010** : Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industrielle 2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).

**BLONDEAUF, 1979** : Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 56-62.

**BOUAFIA A, 2009** : Glissement de terrain et confortement. Editions Pages bleues.

**CHERGUI YOUSEF, 2011** : Etude de glissement de terrain de l'extension de la capacité de la RN1 PK 82+700 (Médéa) avec proposition de solution de stabilisation, projet fin d'étude. École nationale supérieure des travaux publics.

**DELALOYE , 2004** : Contribution à l'étude du pergélisol de montagne en zone marginale. Série Gefocus, volume 10, Département of Géosciences, Géologie, Université of Fribourg, 240 p.

**DOUMI, 2016** : Mémoire de master étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes 66 page Université Mohamed Boudiaf - M'silla (Application au cas du talus aménagé de Sidi Ahmed à Bejaia)

**DURVILLE & GILLE, 2008**. Stabilité des pentes, glissement en terrains meubles. In Technique de l'ingénieur, traité de construction.

**HAMMADI, 2011** : Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements et d'Inondations de la ville de Bejaia. Bejaia, Algérie

**HOLZMANN ,C.LAMBIEL , M. PHILIPPS,E. REYNARD. 2006** : Légende géomorphologique de l'IGUL. Lausanne, Institut de Géographie (<http://www.unil.ch/igul/page19238.html>).

**LARIBI ABDELLAH, 2015** : Analyse et modélisation d'un Glissement de terrain'' ; mémoire master ; Université De Khemis Miliana ; page (16), (22) ; Algérie.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

**PHILIPPONNAT, 1998** : Fondation et ouvrage en terre. Eyrolles.

**SADAOUI, 2015** : Cours dimensionnement des fondation profondes, Master 1GT.  
Université de Bejaia

**SLIMANI M. et BOUHALIT E., 2016** : Étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12. Mémoire d'ingénieur, école national polytechnique, El-Harrach.

**SLIMI.A, 2008** : Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplômée doctorat.  
Université Paris XII Val-de-Marne

**YAHIAOUI ET ZIBANI,2013** Mémoire de master étude de confortement d'un glissement de terrain profond -rn24- boulimat,bejaia ,122 page.