

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics



PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics

THEME

Etude de confortement du glissement de terrain du contournement nord de la ville de MEDEA au PK3+400

Encadré par :

M.MERDOUD

Réalisé par :

Khadidja SAIDI

PROMOTION 2022

REMERCIEMENTS

A l'heure où j'apporte la touche finale à ce mémoire, je tiens à exprimer tout d'abord ma reconnaissance et ma sympathie à Madame Meriem MERDOUD, Professeur à l'ENSTP et ma promotrice de thèse ,

s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de cette expérience

, ainsi pour l'aide et le temps qu'elle m'a accordé.

Aux ingénieurs de la DTP de MEDEA ,SAETI et CTTT ; pour leur confiance, leur disponibilité et le grand intérêt qu'ils m'ont toujours manifesté pour ce travail,

Leur enthousiasme et leur optimisme communicatifs m'ont

été fort précieux au cours de cette année.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à tous mes professeurs,

chef de département de l'infrastructure de base, et maîtres conférence de l'ENSTP.

J'en profite pour remercier également tous les membres de l'Equipe du département DIB de l'école., pour son accueil chaleureux et, en particulier,

Madame Mahdia BOUREBIA ,Madame Imène Makoudi

chargées de la scolarité et des formations du département de l'infrastructure de base.

Dédicace

Avec un immense plaisir et reconnaissance que je dédie ce modeste travail, et bien au-delà

A mes très chers parents,

Qui ont toujours cru en moi ,et ont toujours su choisir les bons mots pour me motiver.

Mes sœurs et mon frère .

A qui je ne saurais exprimer ma gratitude seulement par des mots.

ملخص

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

هذه المدكرة تمثل دراسة تتعلق بالتدعيم ضد الانزلاق الارضي الذي وقع على مستوى الطريق الاجتبابي الشمالي لمدينة المدية بين الطريق الولائي رقم 01 و الطريق الولائي رقم 18 تحليل ظاهرة الانزلاق هذه تمت بواسطة برنامج جيو5 من اجل تحديد السطوح المحتمل انزلاقها و بناء على هذا التحليل تم تحديد نوع التدعيم وفقا لتحليل تقني اقتصاد .
كلمات مفتاحية : انهيار ارضي , تدعيم , تربة , اعمال الحفر , اوتاد

Résumé

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.

La présente thèse consiste à élaborer une étude de confortement d'un glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Medea ,qui relie la RN01 au CW 08.

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel : GEO5 afin de matérialiser les surfaces de rupture potentielles.

A partir de cette analyse on déterminera la solution de confortement adoptée basée sur une étude technico-économique.

Mots-clés : Glissement, Pente ,Confortement, Sol , Pieux ,Clous, Terrassement

Abstract

Landslides are natural phenomena that can be large magnitudes and cause considerable damages. In some cases it can causes loss of human lives.

This thesis consists to present a study and a reinforcement of a landslide that occurred at the bypass north of the city of MEDEA,which connects the national road number 01 to the CW 08.

The analysis of this shift is driven by the program: GEO5 and to materialize the potential failure surfaces.

On this analysis, the solution of reinforcement has been defined, according to a techno-economic analysis.

Key-words : Shift, Slope , Reinforcement , Soil, Stakes ,Nails ,Earthwork.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	08
I. CHAPITRE 01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN	
1. Introduction.....	10
2. Définition d'un glissement de terrain.....	10
3. Morphologie générale d'un glissement de terrain.....	10
4. Les types de mouvements de terrain.....	11
4.1. Les glissements de terrain	12
a) Glissement plan.....	12
b) Glissement circulaire.....	13
c) Glissements rotationnels complexes.....	14
4.2. Les écroulements et chutes de blocs.....	14
4.3. Le fluage.....	15
4.4. Les coulées	16
5. Classification des glissements de terrain	17
6. Principales causes des glissements de terrain	18
7. Conclusion	19
II. CHAPITRE 02 : CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES	
1. Introduction.....	21
2. Coefficient de sécurité.....	21
3. Le calcul à la rupture.....	22
3.1. Rupture plane.....	23
3.2. Rupture circulaire.....	24
3.2.1. Méthodes globales.....	25
3.2.2. Méthode des tranches.....	26
(a) Fellenuis.....	27
(b) Bishop.....	28
4. Méthodes des éléments finis.....	28
5. Conclusion.....	29
III. CHAPITRE 03 : METHODES DE CONFORTEMENT	
1. Introduction	31
2. Méthodes de confortement des sols.....	31
2.1. Modification géométrique (terrassement).....	32

a) Le déchargement en tête	32
b) Chargement du pied.....	32
c) Substitution.....	32
d) Retaluage ou reprofilage.....	32
2.2. Drainage.....	33
a) Les tranchées drainantes.....	33
b) Les éperons drainants.....	33
c) Les drains subhorizontaux.....	34
d) Les drains verticaux.....	34
e) Collecte et canalisation des eaux de surface	35
2.3. La végétation.....	35
2.4. Les éléments résistants.....	36
2.4.1. Ouvrages de soutènement.....	36
2.4.2. Tirants d’ancrage.....	38
2.4.3. Clouage.....	39
2.5. Renforcement par géosynthétique.....	39
3. Conclusion	41

IV. CHAPITRE 04 : ETUDE DU GLISSEMENT DE TERRAIN DU CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MEDEA

1. Introduction.....	43
2. Situation du projet.....	43
3. Contexte géologique de la région.....	45
4. Sismicité de la région.....	46
5. Diagnostic du site.....	48
6. Causes probables du glissement.....	49
7. Programme de reconnaissance géotechnique.....	51
7.1. Programme de reconnaissance géotechnique.....	51
7.2. Résultats de la reconnaissance géotechnique.....	51
7.2.1. Les essais in situ.....	51
7.2.2. Les essais au laboratoire.....	54
8. Conclusion	59

V. CHAPITRE 05 : ANALYSE DU GLISSEMENT

1. Introduction.....	61
Analyse de stabilité de pente.....	61
2. Analyse de la stabilité du glissement	62
2.1. Modélisation du talus.....	63
2.2. Localisation du cercle de glissement critique.....	66
2.3. Vérification de la stabilité.....	67
2.4. Synthèse des résultats obtenus.....	68
3. Conclusion.....	68

VI. CHAPITRE 06 : ETUDE DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1. Introduction.....	70
2. Méthodes de confortement proposés	71
2.1. Solution N°01 : confortement par clouage.....	73
2.2. Solution N° 02 : confortement par mise en place de pieux stabilisateurs + clouage	77
2.3. Solution N° 03 : confortement par mise en place de pieux associée à un reprofilage.....	81
3. Devis quantitatif estimatif.....	85
4. Conclusion	87
Recommandations	88
 CONCLUSION GENERALE.....	 89
 Références bibliographiques.....	 90

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements terrestres sont d'un des phénomènes géodynamiques les plus courants, souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils conduisent à des modifications naturelles et continues du relief, se produisent ou se réactivent d'une façon inattendue, notamment lors des tremblements de terres (séismes, explosions souterraines ou sous marines, etc..) et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Ces phénomènes engendrent des instabilités de terrains et parfois effondrements de structures dans le voisinage et cela devient un des problèmes les plus importants et qui préoccupent à l'heure actuelle les ingénieurs responsables de la conception technique.

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur et à l'extérieur de la croûte terrestre, Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres de circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblai et remblai), ou se développent tout simplement des pentes naturelles.

Ainsi, ce travail consiste à analyser et à conforter le glissement qui se situe au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, entre la RN1 et la RN18 au PK3+400.

Afin de bien mener cette étude, ce projet va s'articuler autour de trois parties.

Dans la première partie composée de chapitre I, II et III, ce projet va faire appel aux notions théoriques concernant les mouvements de terrain en général, la stabilité des pentes et méthodes de calculs et enfin les différents techniques de confortement.

La seconde partie composée de chapitre IV et V, va directement traiter le glissement en question afin de localiser les différentes surfaces de rupture éventuelles, avec reconnaissances géotechniques et trouver les causes qui l'engendrent.

La dernière partie composée de chapitre VI sera consacrée à l'étude confortative et aura lieu en utilisant un outil numérique qui est le logiciel géotechnique « GEO5 », cette partie nous permettra de proposer l'ouvrage de confortement le plus efficace, en tenant compte du côté technico-économique.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES
GLISSEMENTS DE
TERRAIN

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1. INTRODUCTION

Les glissements de terrain font partie des risques naturels les plus présents, causant chaque année d'énormes dégâts tant en vies humaines qu'en dommages matériels. Ils affectent aussi bien des pentes naturelles que des ouvrages anthropiques comme les digues, barrages ou remblais. Les types de mouvements, les causes, et les méthodes de stabilisation sont exposés.

2. DEFINITION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaires d'une masse de sol dont le volume peut aller de quelques dizaines de m³ à plusieurs dizaines de millions de m³. L'épaisseur du glissement peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres tandis que leur surface peut atteindre quelques km². Il y a donc une extrême variabilité de glissements depuis celui qui peut entraîner une fermeture d'une route à celui qui modifie complètement la topographie d'un site. Ces glissements peuvent être terrestres ou sous-marins.

On traitera ici des mouvements concernant les sols meubles ou indurés [1], typiquement des sols naturels, argiles, sables, et tous les matériaux meubles. Ces pentes peuvent être des pentes naturelles ou des pentes anthropiques telles que les déblais, les remblais, les digues et barrages.

3. MORPHOLOGIE GENERALE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

La morphologie générale d'un glissement de terrain, est schématisée dans la figure suivante (Figure 01) [2].

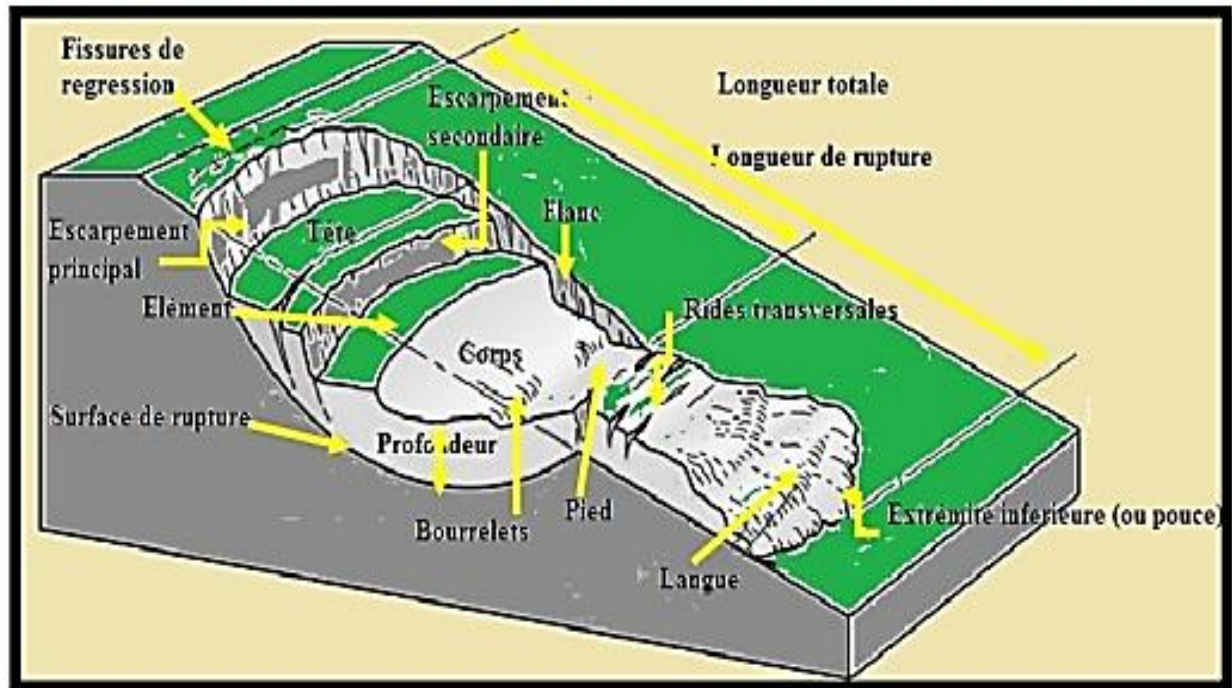


Figure 1 : Morphologie générale d'un glissement de terrain [2]

On peut distinguer :

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Cet escarpement confère à la masse en mouvement une structure en escalier.

Bourrelet de pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

Surface de glissement ou de rupture : c'est la surface qui sépare la masse glissée du terrain en place.

Fissures et crevasses : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

4. LES TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN

De nombreuses classifications sont données dans la littérature technique, elles s'appuient toutes sur des notions de cinématique, de nature de sols, de stratigraphie, etc.

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

- les glissements de terrain- les écroulements et les chutes de blocs- les mouvements de fluage - les coulées et les laves torrentielles [3]

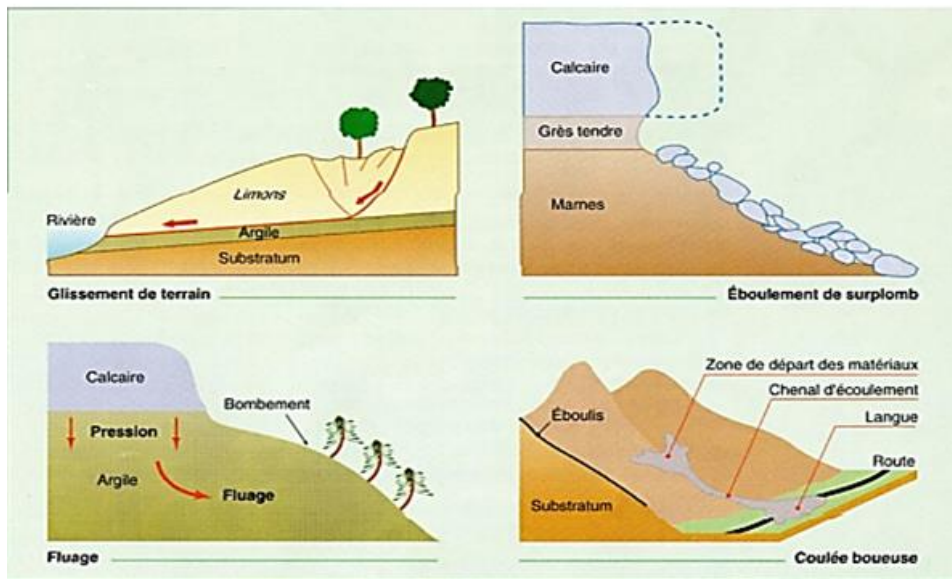


Figure 02 Les différents types de mouvements de terrain, [2]

4.1. Les glissements de terrain

Les glissements de terrain correspondent à des mouvements généralement lents (quelques millimètres par an à plusieurs mètres par jour) sur les pentes, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variable (quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant). Parmi les principaux facteurs déclenchants, on peut citer :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles....)
- Les terrassements
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions des berges)
- Les séismes [3]

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissement :

a) Glissement plan

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

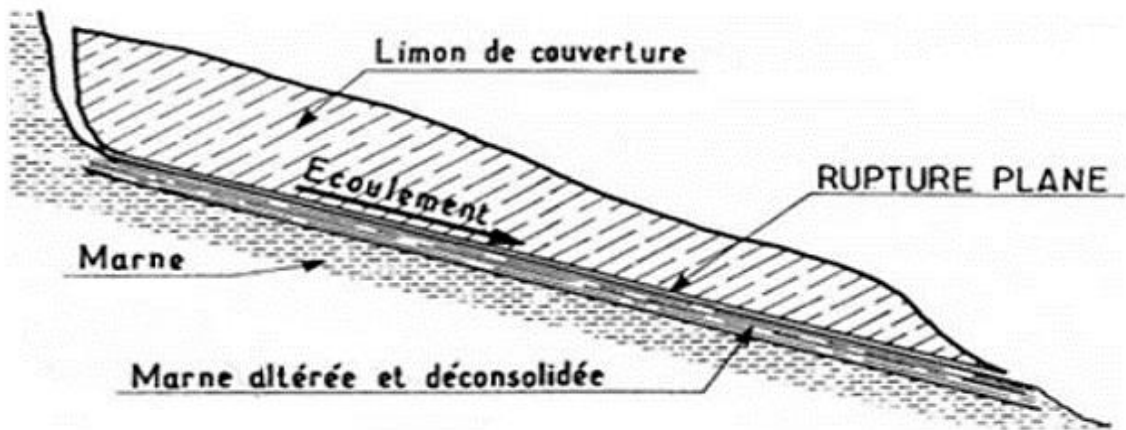


Figure3 : Glissement plan [4]

b) Glissement circulaire

Le glissement est circulaire si la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle (figure 4).

En considérant la longueur du glissement L et sa profondeur D , Hutchinson et Skempton sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements [5]:

- Si $\frac{D}{L} < 0.15$ le glissement de translation prédomine.
- Si $0.15 < \frac{D}{L} < 0.35$ on considère que la rupture à lieu par rotation.

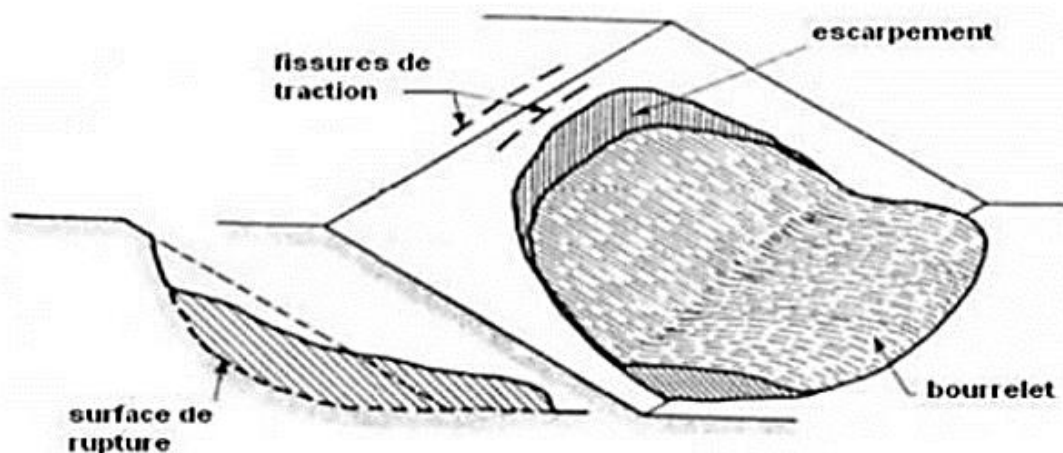


Figure 4 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire [6]

c) Glissements rotationnels complexes

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

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissements complexes dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants. Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes [4]

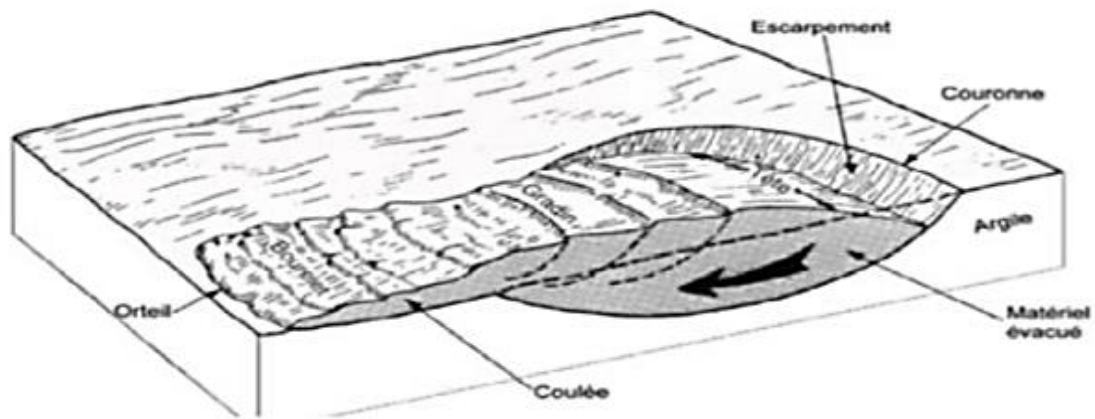


Figure 5 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe [6]

4.2. Les écroulements et chutes de blocs

Ce sont des chutes brutales et soudaines de masses rocheuses importantes, qui durent quelques secondes et dont les causes peuvent être internes au massif.

- Dislocation d'une masse rocheuse par altération interne
- Glissement banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée
- Ecroulement de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes
- Ecroulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente Les volumes de sol mis en jeu varient entre une dizaine de milliers de mètres cubes (écroulement en masse) et une centaine de mètres cubes (chutes de blocs).[4].

Parmi les facteurs déclenchants, on peut citer :

- Les apports d'eau
- Les cycles gel-dégel
- L'altération
- L'érosion
- Les séismes [7]

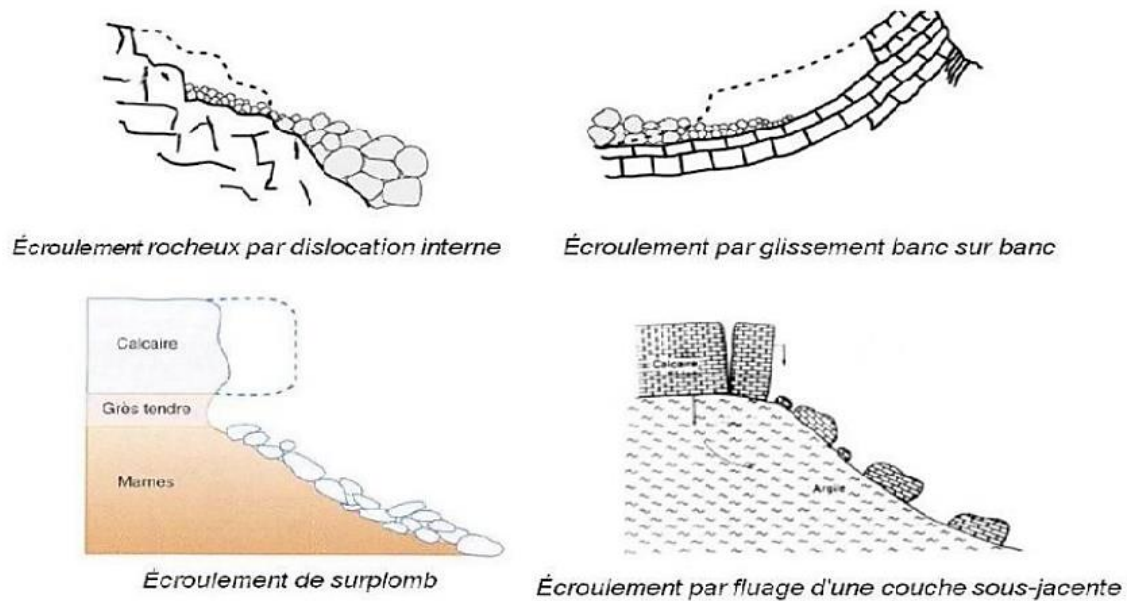


Figure 6 : Types d'écroulement [4]

4.3. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement au glissement) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture [3].

Dans les **formations meubles**, les mouvements sont souvent désignés par le terme générique de **fluage**

Ces mouvements lents dans la masse, sont susceptibles d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements ou des écoulements (apparition d'une surface de rupture).

Le fluage concerne généralement les marnes, les argiles plastiques de grande épaisseur supportant une surcharge naturelle ou anthropique. Les volumes de sol mis en jeu sont comparables à ceux des glissements,

Les principaux facteurs déclenchants sont la saturation progressive. et l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau [3].

Dans les **formations rocheuses**, les mouvements de fluage sont désignés par le terme de **fauchage** et se caractérisent par un basculement ou renversement des sommets de couches très redressées (proches de la verticale).

Le fauchage est susceptible d'évoluer en écroulement ou en chute de blocs dans les roches tendres vers un glissement. C'est un phénomène qui affecte les matériaux présentant une schistosité (schistes, gneiss, micaschiste). Les marno-calcaires et grès sont également sensibles au fauchage. Les volumes de sol mis en mouvement varient de quelques centaines de m³ à quelques milliers de m³. Les principaux facteurs déclenchants sont les mouvements néotectoniques et le vieillissement et l'altération des joints [3]

4.4. Les coulées :

Ces instabilités très superficielles concernent uniquement les terrains de surface et plus particulièrement la couverture végétale.

En règle générale, un apport d'eau soudaine (d'origine météorique) entraîne une mise en mouvement des matériaux due à la liquéfaction de la matrice argileuse. Une fois remanié, les matériaux saturés sont en mesure de transporter des débris végétaux et surtout des blocs rocheux d'où l'effet « destructeur » du phénomène.

Les coulées, de consistance plus ou moins visqueuse, peuvent s'épandre sur des distances importantes. Le principe est schématisé dans la figure suivante :

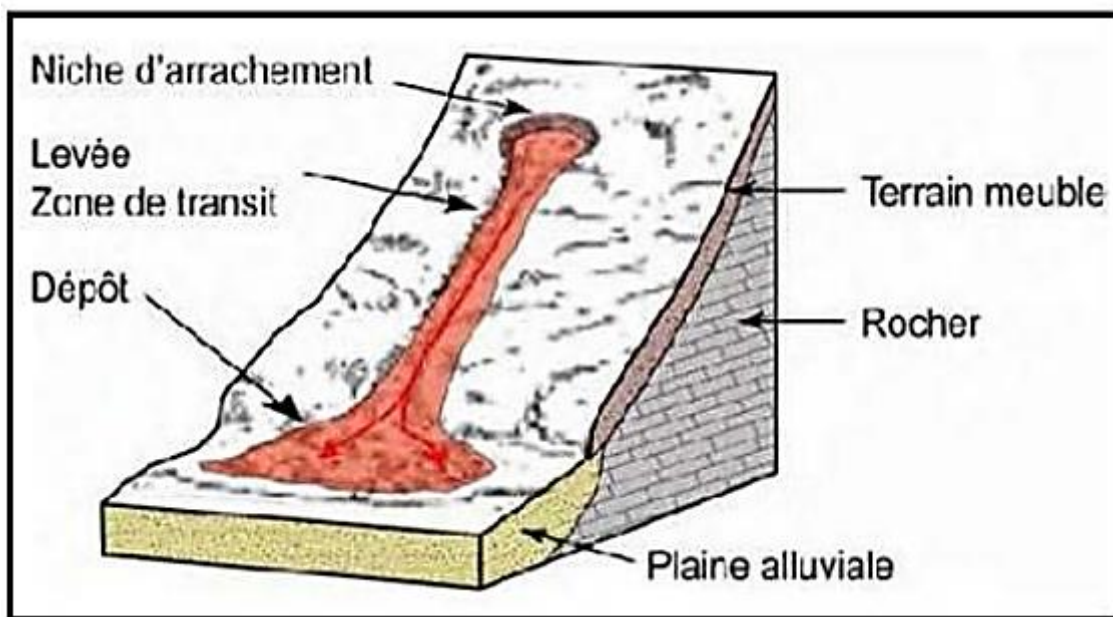


Figure 7 : Schéma de coulée. [8]

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposées ou des éboulis fins.

Les coulées boueuses surviennent suite à une instabilité de terrain dans la pente, sans qu'il y ait un chenal. Lorsqu'une coulée boueuse rejoint un chenal d'écoulement et se mélange à un fluide clair ou visqueux, on parle alors de lave torrentielle. Appelées aussi glissements de terrains liquides, [9].

Parmi les facteurs déclenchants, on peut citer les fortes précipitations et la rupture des digues, ou des barrages.

On peut synthétiser les éléments qui caractérisent les différentes familles de mouvements de terrains dans le tableau récapitulatif suivant

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Glissement	Sols massifs fracturés	très lente à moyenne	de quelques m ³ à plus de dix millions	eau, terrassements
Fluage	formation meubles	très lente	de quelques m ³ à plus de dix millions de m	chargement, évolution du matériau
Ecrolement	massifs rocheux	de très lente à très rapide	de quelques m ³ à plus de dix mille m ³	eau, gel dégel, séisme
Coulées	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	très fortes pluies, rupture de digues

Tableau 1.. Éléments caractérisant les différents mouvements de terrain

5. CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

La classification des glissements de terrain se fait selon différents facteurs.

a) Classification suivant la géométrie de la surface de rupture

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

- Glissement plan
- Glissement circulaire
- Glissement rotationnel complexe

b) Classification selon la vitesse

Le tableau suivant représente un récapitulatif de la classification selon la vitesse [10]

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

Tableau 2: Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement)

c) Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Le tableau suivant représente la classification selon la profondeur [11]

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-20 m
Très profond	20-30 m

Tableau .3 : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement

6.PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS

Les glissements des terrains peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que :

La nature des terrains : La nature de terrains dépend de la géométrie de terrains et de la résistance au cisaillement des sols ou des roches

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

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

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

Construction sur pente : La construction de remblais sur pente naturelle diminue de l'ensemble pente et remblai [12]

7. 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, deux types de mouvements sont à distinguer, les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et 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. ou 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 III

Calcul de la stabilité des pentes

CHAPITRE II : CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

1. INTRODUCTION

Toute masse située près d'une surface libre en pente a tendance à se mettre en mouvement sous l'influence de son poids propre et des forces externes et internes : on dit qu'il y a stabilité de la pente si cette tendance est équilibrée par des contraintes de cisaillement ; sinon il y a glissement.

Le calcul de la stabilité des pentes est destiné à prévenir les incidents dus à la modification du moment moteur ou à la modification du régime hydraulique, c'est à dire de trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis à vis du glissement.

Dans ce chapitre, on va citer quelques méthodes pour contrôler la stabilité des pentes par le calcul de leurs facteurs de sécurité.

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur des constatations, à savoir que lorsqu'il ya glissement de terrain, il y a une séparation d'une masse de sol du reste du massif, et ce, suivant une surface de rupture.

2. COEFFICIENT DE SECURITE

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit a la limite de l'équilibre.

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre.

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour FS=1, les caractéristiques correspondantes.

- Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de FS. C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

$$F_s = \frac{\text{forces résistantes}}{\text{forces motrices}}$$

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

- FS =1 : les terrains sont en équilibre critique ;
- FS >1 : les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement) ;
- FS <1 : les terrains sont instables (il y a glissement) ;

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

- Si $FS > 1,5$: le talus est stable ;
- Si $FS < 1$: il y a un glissement ;
- $1 \leq FS \leq 1,5$: le risque est réel, surtout si FS se rapproche de 1.

Le coefficient de sécurité FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître.

En général, le rôle de coefficient de sécurité est lié aux calculs de la stabilité des talus, puisqu'on est incapable de préciser les contraintes que règnent effectivement dans le sol, on suppose, pour les besoins du calcul, que la rupture est critique, et par suit on introduit un coefficient de sécurité compatible avec la bonne tenue du talus. Le choix de coefficient de sécurité est lié à la connaissance de la nature du terrain, car le risque est plus grand dans le cas des terrains hétérogènes.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, ou d'autres grandeurs comme il est illustré dans le tableau :

Définition	Formules
Rapport de contraintes	$\frac{\tau_{\max}}{\tau}$
Rapport de forces	$\frac{F_{\text{résistante}}}{F_{\text{motrice}}}$
Rapport de moment	$\frac{M_{\text{moteur}}}{M_{\text{résistant}}}$
Rapport de grandeur	$\frac{H_{\max}}{H}$

Tableau 2.1: Différents expressions pour le coefficient de sécurité. [13]

3. LE CALCUL A LA RUPTURE

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique. Le critère de plasticité est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

Les méthodes d'équilibre sont les plus couramment employées. Elles sont basées sur les hypothèses que l'équilibre statique du volume étudié est assuré. [14]

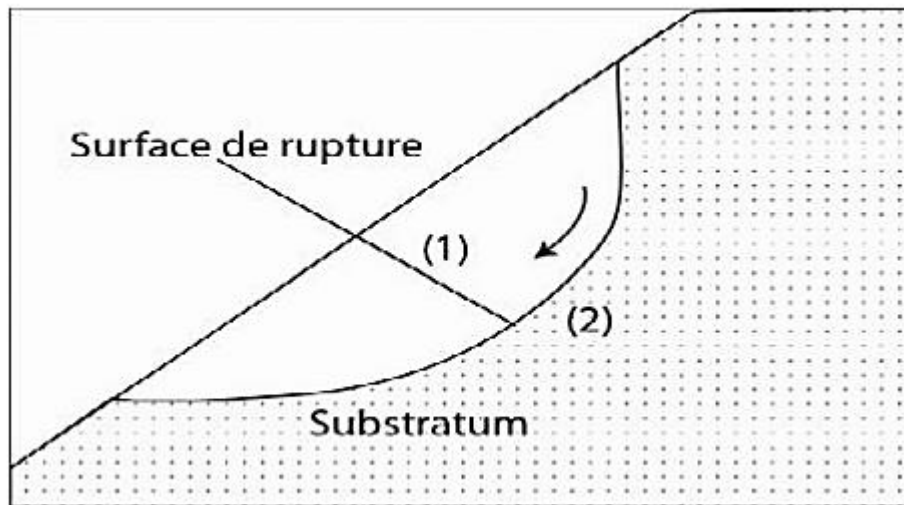


Figure 1 : Surface de rupture [15]

Suivant l'allure de la surface de rupture, on peut distinguer :

3.1. Rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

Tenant compte de l'hypothèse de pente infinie, on admet que les forces externes horizontales et verticales s'équilibrent les unes par rapport aux autres.

La figure ci-dessous représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées

- W le poids du bloc de sol considéré,
- V et H les efforts sur les côtés du bloc,
- N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,
- UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

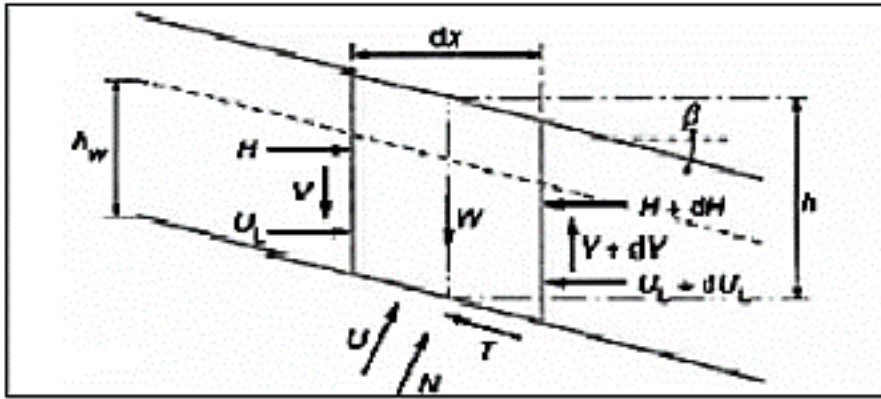


Figure 2 : Rupture plane[14]

En cas d'un écoulement de nappe d'eau parallèle à la pente du talus, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement à long terme est calculé comme suit

$$F_s = \frac{C' + (\gamma_{sat} h - \gamma_w h_w) \cos^2 \beta T g \varphi'}{h \gamma_{sat} \cos \beta \sin \beta}$$

- Avec : γ_{sat} : poids volumique du sol saturé (en dessous de la nappe) et γ : poids volumique du sol au dessus de la nappe
 - h : la profondeur verticale du plan de cisaillement.
 - β : l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement mesuré par rapport à l'horizontale.
- En absence d'écoulement ($h_w = 0$), l'expression précédente se simplifie et devient :

$$F_s = \frac{C}{h \gamma \cos \beta \sin \beta} + \frac{T g \varphi}{T g \beta}$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent, le coefficient de sécurité pour un comportement non drainé ($\varphi_u = 0$) s'écrit :

$$F_s = \frac{C_u}{h \gamma_{sat} \cos \beta \sin \beta}$$

3.2. Rupture circulaire

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue : les cercles de talus, les cercles de pied, les cercles profonds

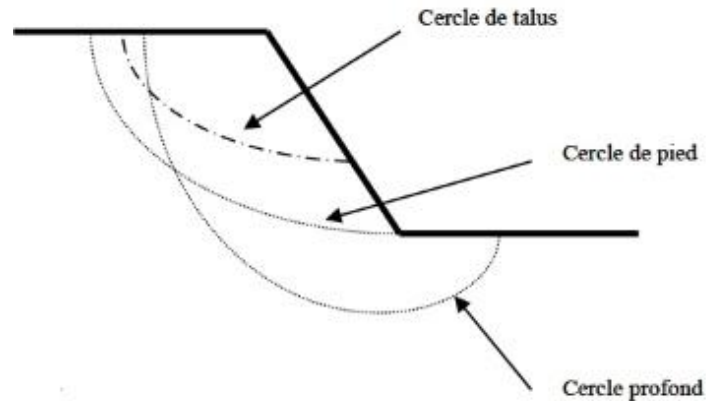


Figure3 : les différents types de rupture circulaire.

La grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque peut, en général, être divisée en deux classes principales :

3.2.1. Méthodes globales

Les surfaces de rupture observées sont souvent circulaires.

Les méthodes globales consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considérée comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de se produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

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

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients.

Les méthodes globales sont utilisées pour les sols homogènes, en utilisant des abaques elles permettent de déterminer le coefficient de sécurité et une première approximation du centre de cercle de rupture le plus défavorable.

Elles permettent de réduire le domaine d'investigation quand on utilise les méthodes des tranches. Toutes les méthodes (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez) convergent vers la même valeur de F quand il n'y a pas de circulation d'eau.

3.2.2. Méthode des tranches

La méthode consiste à diviser la masse comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche pour la détermination de la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle du glissement.

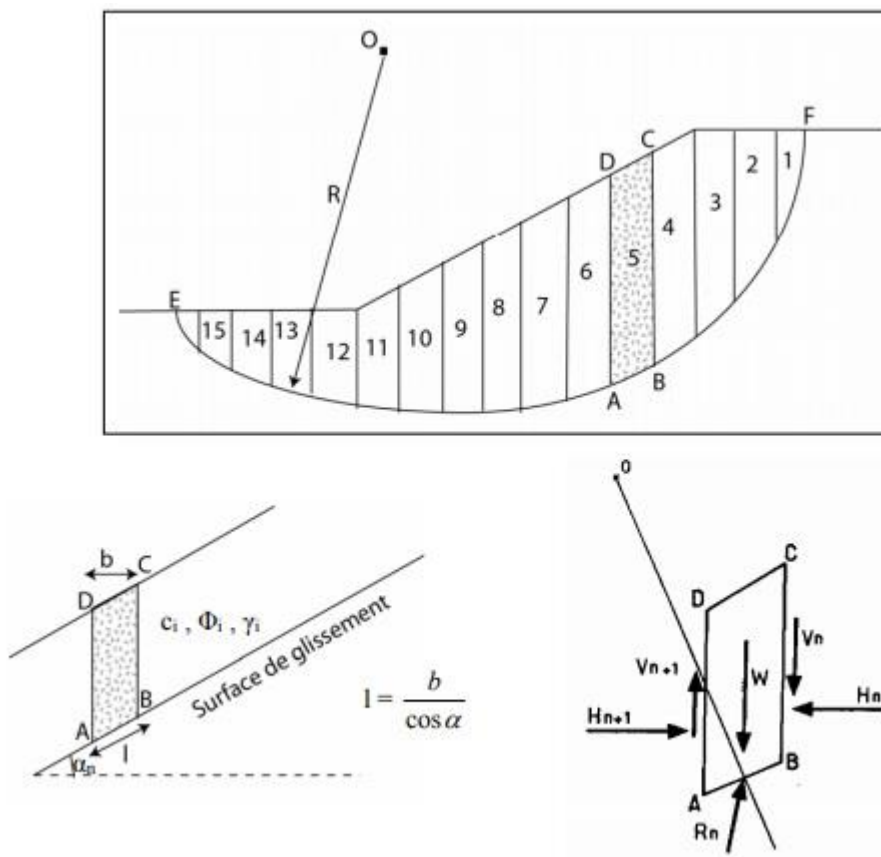


Figure 4: Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche[14] [16]

On peut citer deux méthodes :

- Méthode suédoise du cercle (Fellenius)
- Méthode de Bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicables seulement aux surfaces de rupture circulaires.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autre forme de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées. Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires ; leur choix tient toutefois compte des données géométrique, géologique et géotechnique du site (nature des terrains, présence des nappes, position des ouvrages construites ...etc.).

On définit le coefficient de sécurité F_s :

$$F_s = [c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\varphi' / \tau]$$

Où : τ est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche

a) 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.

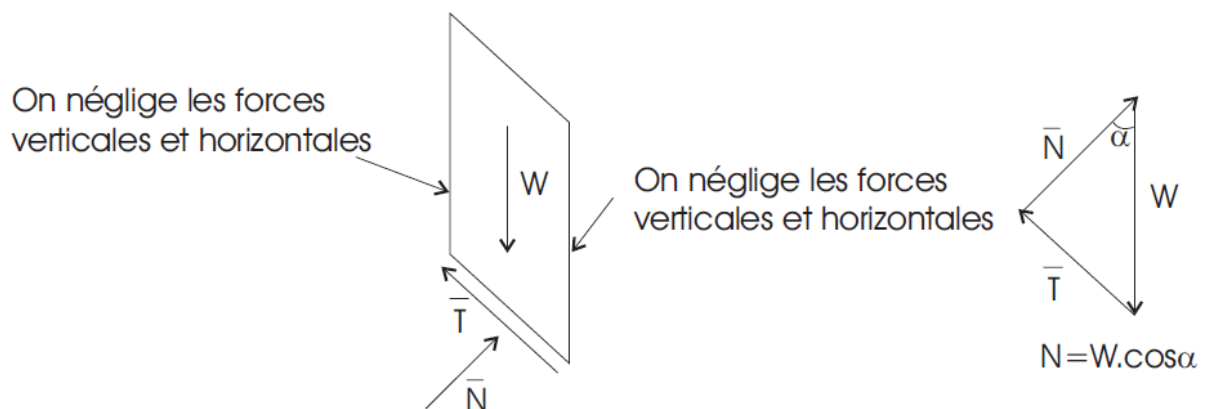


Figure 5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

L'expression du coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum (C_n \frac{b_n}{\cos\alpha_n} + W_n \cos\alpha_n \tan\varphi_n)}{\sum W_n \sin\alpha_n}$$

b) Méthode de Bishop

Contrairement à Fellenius, Bishop prend en considération les forces des tranches voisines tangentielles et normales.

Dans cette méthode on considère que :

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

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_n b_n + W_n \tan \varphi_n)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha_n \left[1 + \frac{\tan \alpha_n \tan \varphi_n}{F_s} \right]$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_s se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

La méthode de Bishop est plus réaliste et plus précise, le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, donc il va dans le sens de la sécurité. On arrête les itérations quand les valeurs se convergent (l'écart peut atteindre 10%).

Dans le cas où la surface de rupture est quelconque :

Beaucoup d'autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour une surface de rupture potentielle de forme quelconque et chacune d'elles a des hypothèses spécifiques. Les méthodes des tranches élargies pour n'importe quelle forme de surface de rupture sont par exemple celles de Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, et la méthode d'équilibre limite généralisée

4. METHODE DES ELEMENTS 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 [17]

5. CONCLUSION

Dans le présent chapitre, nous avons exposé les grands traits du calcul 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 III

Les méthodes de confortement

CHAPITRE III : LES METHODES DE CONFORTEMENT

1. INTRODUCTION

Il est possible de limiter les risques de glissement de terrain. La première méthode d'atténuation des risques consiste simplement à les éviter. Grâce à l'avis d'experts et à une planification rigoureuse, les communautés peuvent identifier les pentes instables et limiter ou réglementer le développement dans une zone à risque.

Si l'instabilité des pentes est inévitable, de nombreux procédés techniques permettent de réduire les risques. Ces méthodes comprennent l'amélioration du drainage en surface ou souterrain, la réduction de l'inclinaison de la pente, réduire la charge au sommet de la pente, la construction de bermes de protection afin de réduire l'érosion à la base de la pente et le clouage géotechnique ou l'installation de couvertures rigides (par exemple du ciment) sur des parois de falaises qui se désagrègent. La stabilité peut être rétablie sur certaines pentes si la méthode appropriée est appliquée, mais ces mesures comportent des coûts financiers ou environnementaux considérables.

Lorsque les glissements de terrain ne peuvent être ni empêchés ni évités, un certain nombre d'ouvrages de confinement ou de déviation ont été conçus pour protéger les communautés et les infrastructures essentielles. Les ouvrages de rétention (barrages de captation) permettant d'arrêter et d'assécher les débris dans des bassins de rétention au-dessus des sites à risque, des glissières ou chenaux artificiels permettant de limiter le mouvement des débris à une trajectoire spécifique, des bermes ou des digues de déviation permettant de faire dévier le glissement de débris à l'écart des sites menacés, ainsi que des filets et des murs artificiels empêchant les pierres de tomber ou de rebondir sur les routes, il est important aussi d'installer des moyens de surveillance sur le site jugé instable.

2. LES METHODES DE CONFORTEMENT DES SOLS

Le confortement des talus sert à stabiliser la masse de terrain instable. La méthode choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché.
- **Coté technologique** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement. [18]

D'une manière générale les méthodes de confortement peuvent être groupées en catégories.

2.1. Modification géométrique (terrassment)

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème. On peut citer :

- a) **Le déchargement en tête** : Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.
- b) **Chargement du pied** : Un des moyens les plus simples pour stabiliser un glissement de terrain est de buter le talus par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs.
- c) **Substitution** : cette solution consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassment, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

- d) **Retalutage ou reprofilage** : Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain naturel dans la définition des efforts moteurs.

On peut simplement augmenter la sécurité en réalisant un talutage de façon à adoucir les pentes.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

2.2. Drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de ce dernier.

Le drainage est recommandé dans la majorité des cas. L'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- capter les eaux de surface,
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables,
- diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

- a) **Les tranchées drainantes** Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe. Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes de PVC, on les remplit de matériaux drainants (le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant).

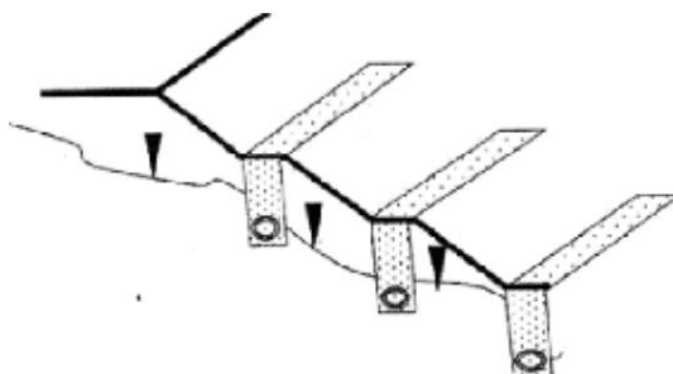


Figure 1: Tranchées drainantes [18]

- b) **Les éperons drainants** Ce sont des excavations étroites (environ 1m), qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m. Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaire grossiers.

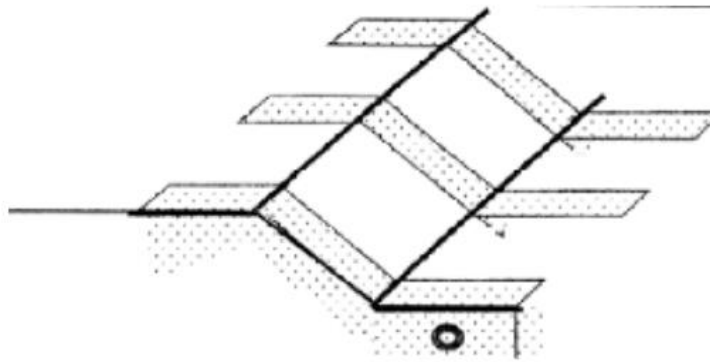


Figure 2 : Eperons drainants [18]

c) Les drains subhorizontaux Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. L'exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. Cette méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse).

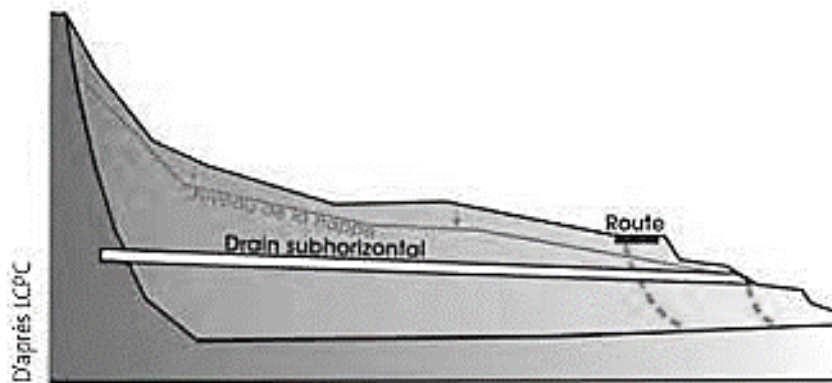


Figure 3 : drains subhorizontaux

d) Les drains verticaux : Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à fonder verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transporte l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée par un remblai de pré-chargement.

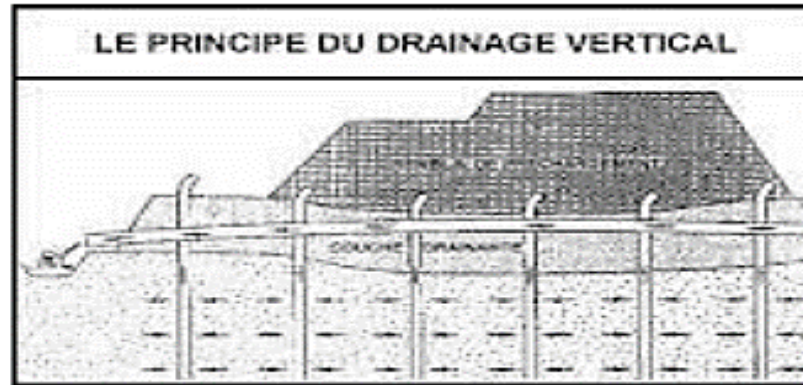


Figure 4 : principe du drainage vertical

e) Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter le ruissellement et les infiltrations d'eau dans le massif en mouvement, et donc de réduire l'érosion superficielle, d'éviter l'éclatement de la roche sous l'effet du gel

Et de limiter les pressions interstitielles.

Le principe est de collecter les arrivées d'eaux superficielles le plus tôt possible au niveau des exutoires à la surface du massif et de diriger et évacuer ces eaux en dehors de la zone sensible car les eaux de surface ont tendance à

s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Les dispositifs de collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fosses et caniveaux.

2.3. La végétation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. [18]



Figure 5 : implantation des plantes dans un talus[18]

2.4. Les éléments résistants

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Ils sont intéressants dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

2.4.1. Ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place, en déblai.

On distingue donc trois grandes familles d'ouvrages de soutènement :

- Les murs de soutènement : ce sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant, (Figure 6) ;
- Les écrans de soutènement : ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres (Figure 7). Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant ;
- Les ouvrages en remblai ou sol renforcé : ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposées entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. [3]

Le tableau 1 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après le mode de reprise de la poussée, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples.

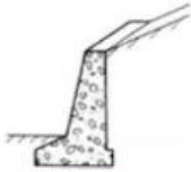

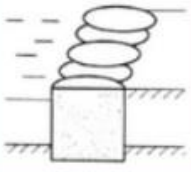
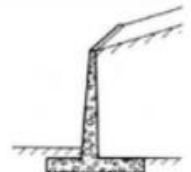

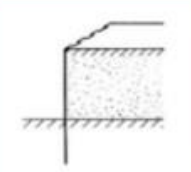
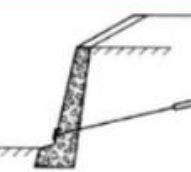
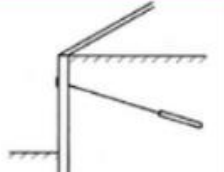
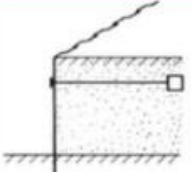
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou maçonnerie	Mur en Terre Armée	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur cantilever en béton armé	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Tableau 1 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

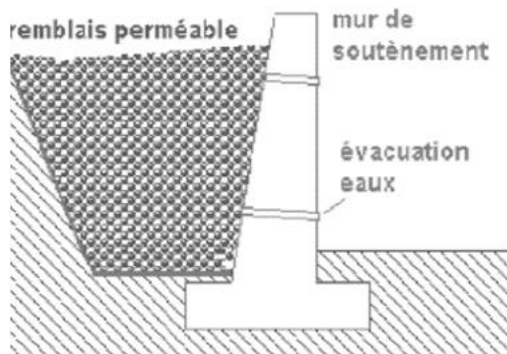


Figure 6 : mur de soutènement

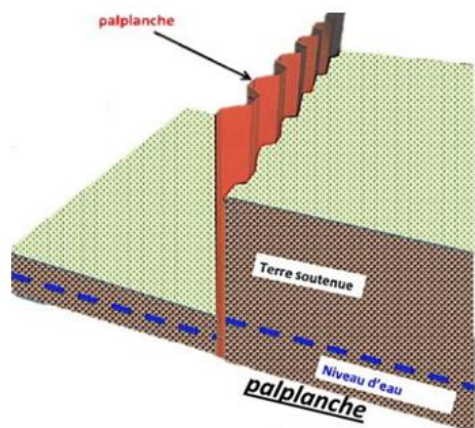


Figure 7 : rideau de palplanche

2.4.2 Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. L'utilisation de tirants précontraints suppose : -qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité, qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

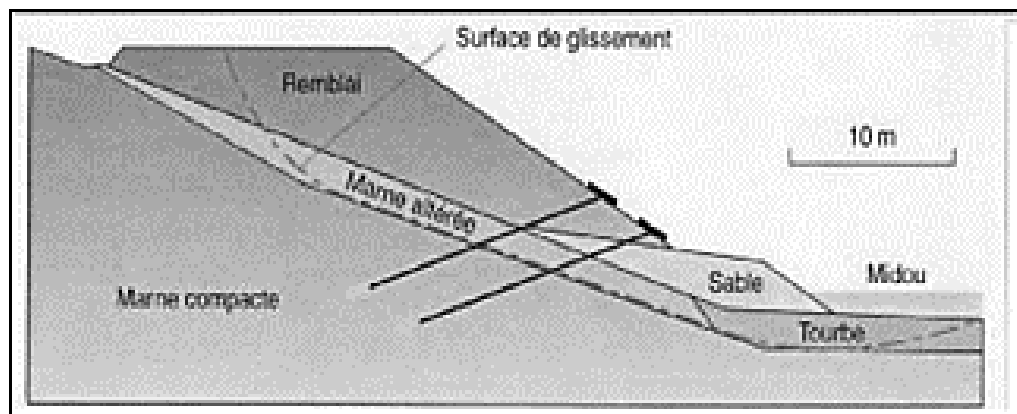


Figure 8 : Tirants d'ancrage [19]

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, 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)

2.4.3. Pieux

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, donc la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation. Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse

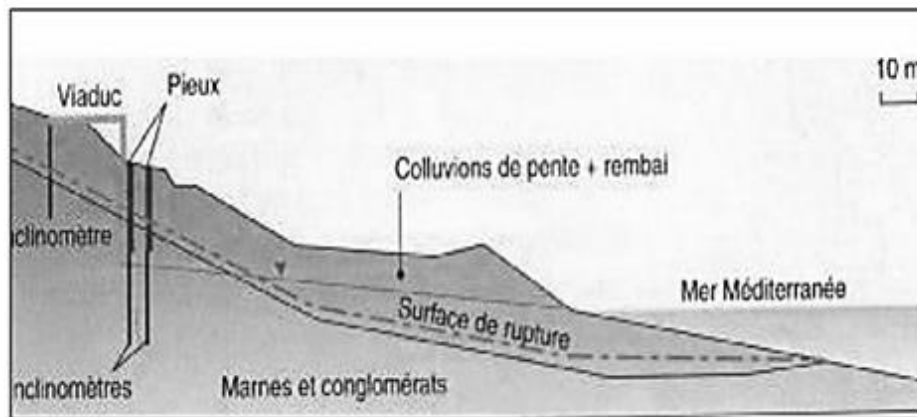


Figure 9 : clouage de pieux[19]

2.5. Renforcement par géosynthétique

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 géosynthétiques géo-grille, géotextile ou géo-composite.

Les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé

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. [19]



Figure 10 : renforcement par géosynthétique [19]

Dans la catégorie des matériaux géo synthétiques, on retrouve les géotextiles.

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.

On distingue trois types

- **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

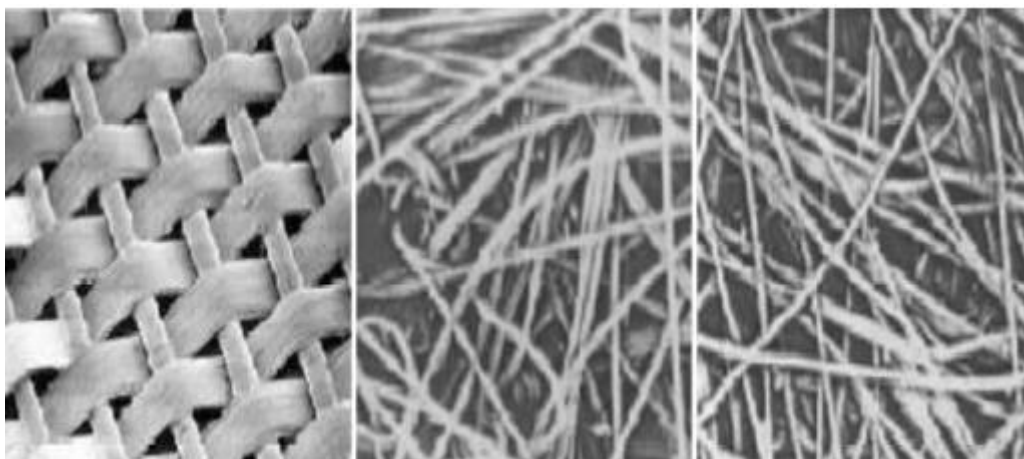


Figure 11 : Géotextile tissé-Géotextile non-tissé thermo lié - Géotextile non-tissé aiguilleté [19]

3. CONCLUSION

Pour éviter un glissement, il est important d'installer des moyens de surveillance sur le site jugé instable. La panoplie des moyens mis à la disposition de l'ingénieur pour la surveillance en déplacement des glissements est large.

Jusqu'à cette partie nous avons pris une idée générale sur les différents types de mouvements de terrains, et les principales causes de glissement, la reconnaissance géotechnique, et les différentes méthodes d'analyse de glissement ainsi que les différentes méthodes de confortement, et il existe encore plusieurs autres techniques que nous n'avons pas citées qui dépendent des exigences que nous avons traitées.

CHAPITRE IV

Etude de glissement de
terrain du contournement
nord de la ville de MIEDEA

CHAPITRE IV : ETUDE DU GLISSEMENT DE TERRAIN DU CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MEDEA

1. INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de MEDEA au PK3+400. Une étude géotechnique a été procédé sur un linéaire de 225m afin de déterminer la nature et la cause des dégradations, ainsi que les solutions de confortement.

Tout en en se basant sur les données topographiques, géologiques et géotechniques du site, cette analyse a pour but de localiser les différents plans de rupture éventuels indispensables pour concevoir un type de confortement pertinent adapté à ce type de glissement et donner une approche estimative de la géométrie et la cinématique du glissement ,ainsi que répertorié les différents indices sur terrain ayant causés les dégradations observées.

2. SITUATION DU PROJET

Le glissement de terrain fait l'objet d'étude se trouve au niveau de la commune de Draa Essamar située à 4 Kms à l'ouest de la ville de Médéa dans une géomorphologie accidentée avec réseau hydrographique important.



Figure1 : situation de la zone d'étude

2.1. Situation géographique et morphologique du site

La zone d'étude fait partie de la commune de Draa essamar est située à 4 km à l'ouest de la ville de MEDEA, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude.

Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre côté du Djebel Nador, relief sur lequel Duvivier en 1840 avait fait installer le premier élément du télégraphe optique à 1119 m d'altitude sur le Kef el Azri.

La zone ayant subi le glissement se situe entre la RN 01 et la RN 18.

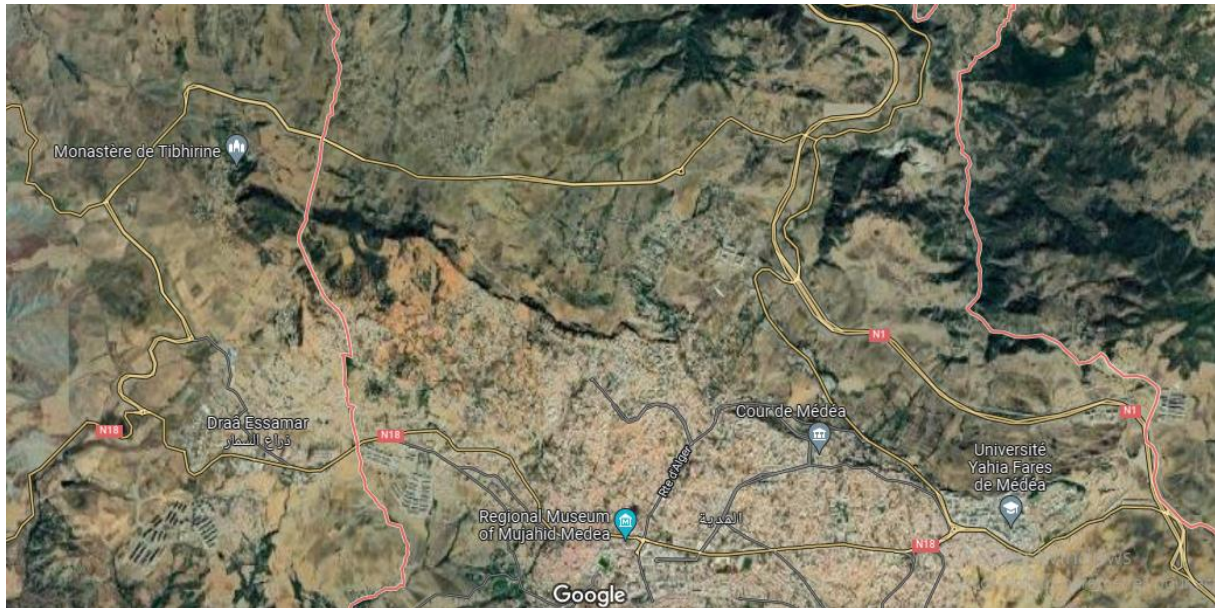


Figure 2 : Vue en satellite de la zone d'étude (Google Earth)

2.2. Relief

Cette zone possède une géomorphologie accidentée, avec un réseau hydrographique important (topographie chahutée).

Le point de glissement se trouve sur le côté amont de la chaussée (talus déblai), cependant il n'a pas été remarquer aucun indice de glissement visible sur la chaussée et le talus aval.

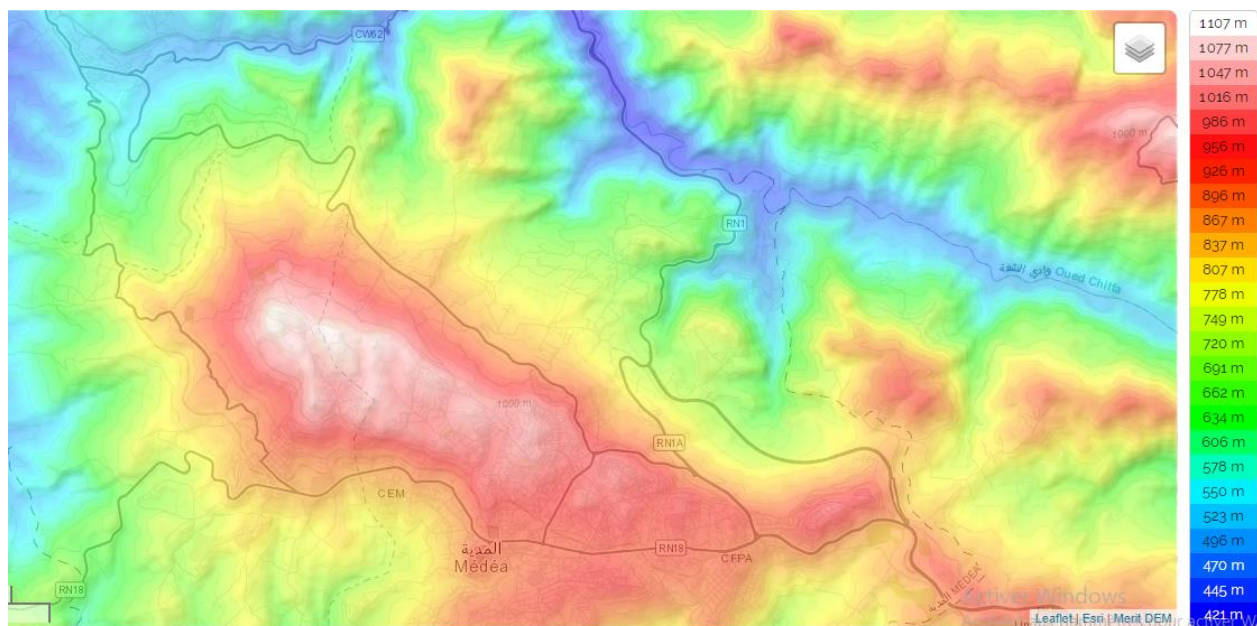


Figure 3 : Aperçu sur le relief de la région.

2.3. Topographie

Le relevé topographique de terrain se présente en **Annexe**

2.4. Environnement

Sur le plan environnemental, le terrain est situé sur un site où il n'y a pas d'agglomération importante, entouré de collines forestières. Néanmoins, cette route permet de relier les différents villages.

3. CONTEXTE GEOLOGIQUE DE LA REGION

La région de MEDEA appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux.

Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

3.1. Stratigraphie

Les dépôts triasiques forment des structures diasporiques liés aux zones de chevauchement. Ils sont représentés par des roches bariolées argilo-gypseuses, parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies. Ils sont d'intérêt pratique pour les recherches du gypse et du sel.

Les formations du crétacé sont largement développées dans les parties nord et centrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieur à supérieur.

Les formations du crétacé inférieur sont représentées par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès siliceux, parfois les roches sont gypseuses.

Les dépôts du cénoomanien sont représentés par l'alternance des marnes et des calcaires. Les marnes sont compactes et ont une structure pélitomorphe.

Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

Les dépôts du crétacé supérieur comprennent les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du paléogène sont représentées par les dépôts de l'éocène et de l'oligocène. Ce sont des argiles marneuses, des grès, des conglomérats avec des passées de calcaires organiques.

Les dépôts néogènes sont développées sur tous le territoire de la wilaya et sont représentées par les formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grès, conglomérats. Les dépôts du quaternaire sont représentés par les formations de pentes limons, sables, argiles, galets.

3.2. Tectonique

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée où se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage hélvétique.

Cette tectonique plio-quaternaire évolue dans le temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinorium de Blida et de Tablat, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud des quels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogénèse alpine, ils sont subdivisés en 3 types de déformations.

Les déformations **tangentielles** se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations **souples** et **cassantes** se manifestent par des plis et des failles de directions différents.

4. SISMICITE DE LA REGION

L'analyse de la carte révèle que la grande partie du territoire de la wilaya de MEDEA se trouve sur un axe d'une activité sismique moyennement vulnérable, tandis que la partie nord de la wilaya représente une très grande vulnérabilité. Le dimensionnement des Ouvrage d'Art doit prendre en considération le facteur sismique (g).

Suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdès et ses environs, séisme destructeur, de magnitude 6.8 à l'échelle de Richter et ayant occasionné des dégâts importants sur le plan humain et matériels ; une nouvelle classification a été établie, (R.P.A.2003). Cette classification subdivise le territoire national en Quatre zones de sismicité croissante. Ces zones sont illustrées par la carte de zoning sismique d'Algérie **en annexe**.

On distingue ;

- **Zone I** : Sismicité négligeable
- **Zone IIa** : Sismicité faible
- **Zone IIb** : Sismicité moyenne
- **Zone III** : Sismicité élevée

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 1 du RPA 99

Notre site est situé dans la région de Médéa classée dans la zone IIa (sismicité faible) caractérisée par une activité tectonique se manifestant sous forme de séisme de magnitude faible avec $A=0.15$ g.

L'absence des sols liquéfiables amène à la vérification de la stabilité avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismique suivant :

$K_h = 0.5 A$ (% g) = Forces horizontales

$K_v = 0.3 K_h$ = Forces verticales

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement .

Pour notre cas on a pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de :

- **$K_h = 0.5 (0.15) = 0.075$**
- **$K_v = 0.3 K_h = 0.022$**

5. DIAGNOSTIC DU SITE

Une inspection minutieuse du site nous a permis de mettre en relief une série de glissements circulaires caractérisés dans leurs aspects morphologiques par des crevasses ou niches d'arrachements, et des déplacements de masses en formes de bourrelets limités par des fissures bien visibles en surface.

Ces glissements se sont produits au sens strict dans un terrain meuble, dont les talus sont formés de marne. De visu, les glissements se sont produits de l'amont, jusqu'au bas de talus,

L'examen visuel des fronts de talus se trouvant au site étudié a permis de déceler deux principales zones :

- ✓ Coté stable : on trouve des formations marneuses dures formant des talus de part et d'autre de la zone de glissement.
- ✓ Coté instable : on trouve des argiles décomprimées.

5.1. Description du glissement

Ce glissement se traduit par un mouvement de terrain en amont du tracé (côté déblai). Il est considéré comme un glissement de pied affectant les argiles décomprimées formant ce talus de déblai.

La chaussée est réalisée sur une bonne assise constituée de marnes dures.

Absence de fossé bétonné ainsi que des descentes d'eaux ce qui permet l'infiltration des eaux au niveau du talus.

La zone affectée par le glissement s'étale sur un linéaire de 225 m, d'une hauteur maximale de 30 m. Les fissures sont ouvertes par endroits et des escarpements en tête de talus de déblai.

D'autres fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisibles à la stabilité générale.



Figure 4 : Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses.



Figure 5 : Talus de déblai caractérisé par l'état d'argile décomprimée.

6. CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT

Les structures de glissements observées dans la zone de projet, sont étroitement liées aux facteurs suivants :

- **Géologiques et géotechniques** : présence de la marne qui est très vulnérable à l'eau et sujette aux glissements de terrain; ainsi, son étude de stabilité doit être soigneusement élaborée, avec une attention particulière ;
- **Géomorphologique** : terrain vallonné ; la pente est plus ou moins importante (facteur en faveur du glissement) ;
- **Hydraulique** : aucune mesure de drainage n'a été effectuée sur le site, les eaux de pluie, et même les eaux usées se déversent sauvagement sur les talus marneux, en provoquant leur saturation comme illustré ci-après :



Figure 6 : Talus de déblai caractérisé par des fissures ouvertes.



Figure 7 : Vue générale de l'escarpement du glissement

7. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Après une analyse minutieuse des données récoltées sur le terrain, et suite à l'expertise menée sur site, un programme géotechnique a été établi par le CTTTP, afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches de sol existant et la succession lithologique. Ces formations seront utiles pour confirmer les hypothèses énoncées sur les origines probables du glissement.

7.1. Programme de reconnaissance géotechnique

En plus d'un levé topographique à l'échelle 1/500 qui a permis de relever tous les indices sur terrain et d'établir des profils servants de base de calcul de stabilité et dimensionnement des solutions de confortement, le programme de reconnaissance a consisté en la réalisation de :

a) Essais in situ

- Deux (02) sondages carottés (SC), de 30 m et de 10 m de profondeur chacun pour déterminer la lithologie des sols en place, et prélever des échantillons pour essais au laboratoire ;
- Dix (10) essais au pénétromètre dynamique (PD)
- Un (01) sondage pressiométrique de 20 m de profondeur.

b) Essais au laboratoire

Les échantillons des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux norme en vigueur et qui sont :

Essais d'identification physique (Analyse granulométrique, limite d'Atterberg, teneur en eau,... etc.).

Essais mécaniques :

- Essai de compressibilité à l'œdomètre
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande de type de drainé UU et CD
- Essai de cisaillement au triaxial UU

7.2. Résultats de la reconnaissance géotechnique :

7.2.1. Les essais in situ

Sondages carottés (SC)

2 sondages carottés par rotation avec extraction continue de carotte ont été effectués, avec des profondeurs maximales de 15 et 30 mètres.

On rappelle juste que ces sondages carottés ont eu pour but la confirmation des résultats des sondages pénétrométriques tout en permettant l'identification de la lithologie ainsi que

l'échantillonnage nécessaire pour les essais en laboratoire et aussi de contrôler les niveaux piézométriques pour suivre la fluctuation du niveau d'eau souterraine dans le temps.

Les sondages carottés réalisés sur site du projet nous ont permis de faire la description suivante:

(les coupes des sondages sont présentées en annexe)

Sondage carotté N° 01

Ce sondage situé à la côte 930.52 m et implanté au bord de la chaussée (accotement) foré jusqu'à 10 mètre de profondeur, révélant les couches comme suit :

De 0 à 6 m : Marne très plastique , peu compacte grisâtre.

De 6 à 10 m : Marne friable grise au sommet à compacte dure à la base et peu plastique.

Sondage carotté N° 02

Ce dernier situé à la côte 946.86 m et poussé jusqu'à 30 mètres de profondeur, est équipé de tube piézométrique ;

Ce sondage a traversé sur sa totalité les formations suivantes :

De 0 à 8 m : Argile marneuse lâche sensible à l'eau, très plastique, de couleur brunâtre.

De 8 à 23 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.

De 23 m à 30 m : Marne dure compacte, peu plastique grisâtre.

Les deux sondages montrent que le sous-sol du site est essentiellement composé de marne dur compacte grisâtre coiffé d'argile marneuse lâche et sensible à l'eau.

Le suivi piézométrique du sondage carotté N°02 a donné le niveau de la nappe phréatique à -2 m.

Essais au Pénétromètre dynamique (PD)

10 essais au pénétromètre dynamique lourd (PDL) ont été réalisés, et poussés jusqu'au refus.

On rappelle que l'essai au pénétromètre dynamique donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé « mouton », pour une énergie de battage constante , on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres.

Les sondages sont distribués de manière à cerner l'ensemble du terrain affecté par le glissement et les résultats obtenus sont représentés par le tableau suivant, contenant les valeurs de la résistance de pointe minimale R_{dmin} par tranche de sol de même résistance.

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe (bars)	Nature du sol
PD1	0 à 4	20 à 60	Argile décomprimée
	4 à 7.4	>100	Marne compacte
PD2	0 à 1.5	20 à 60	Argile décomprimée
	1.5 à 3	60 à 100	Marne tendre
	3 à 12.2	>100	Marne compacte
PD3	0 à 1.5	20 à 40	Argile décomprimée
	1.5 à 4	60 à 80	Marne tendre
	>4	>100	Marne compacte
PD4	0 à 4.5	20 à 40	Argile décomprimée
	>4.5	>200	Marne compacte
PD5	0 à 1.4	20 à 80	Argile décomprimée
	>1.5	>120	Marne compacte
PD6	0 à 3	20 à 60	Argile décomprimée
	3 à 4	60 à 100	Marne tendre
	>4	>100	Marne compacte
PD7	0 à 1.5	20 à 60	Argile décomprimée
	1.5 à 3	60 à 100	Marne tendre
	>3	>100	Marne compacte
PD8	0 à 1.5	20 à 100	Argile décomprimée
	>1.5	>100	Marne compacte
PD9	0 à 0.8	20 à 100	Argile décomprimée
	>0.8	>100	Marne compacte
PD10	0 à 1.5	20 à 80	Argile décomprimée
	1.5 à 3	80 à 120	Marne tendre
	>3	>120	Marne compacte

Tableau 1: Résultats des essais à la pénétration dynamique

En se basant sur ces résultats, on constate que les niveaux de résistance sont de l'ordre de :

- Argile décomprimée en tête de talus 0 à 4.5 m : résistance 20 à 80 bars.
- Marne tendre à dure en pied de talus > 1.5 m : résistance supérieure à 60 à 100 bars.

Sondage pressiométrique

Un sondage pressiométrique de 20 m de profondeur a été effectué sur place au PK3+400. Cet essai a permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique E_M , pression de fluage P_f et la pression limite P_l .

Des mesures ont été prises à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées avec une description lithologique.

Les résultats de l'essai sont présentés ci-dessous ;

Profondeur (m)	E_M (bar)	P_l (bar)	E_M/P_l
2	395.3	30	13.9
4	833.9	50	16.68
6	1068.2	49.8	21.44
8	1144.2	48	23.85
10	1088.7	50	21.77
12	767.5	38	20.21
14	1412.3	50	25.25
16	1521.31	50	30.43
18	1437.2	50	28.74
20	1575.6	50	31.51

Tableau 2 : Résultats de l'essai pressiométrique.

En observant ces résultats, on constate que les valeurs des pressions limites sont comprises entre 30 et 50 bars, avec E_M/P_l varie entre 13.9 et 31.51;

Le sol est donc considéré comme marne mi-dure à indurée (terrain rocheux).

7.2.2 Les essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire, pour les sondages carottés 01 et 02, sont représentés ci-dessous comme suit

Pour la couche marne dure : les résultats d'identification physique (Tableau 3)

Les résultats mécaniques (Tableau 4, 5, 6)

Pour la couche d'argile marneuse : les résultats d'identification physique (Tableau 7)

Les résultats mécaniques (Tableau 8, 9)

1) Couche MARNE DURE

	Sondage N°	Profondeur (m)	W (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Sr (%)	Interprétation
Essais Physiques	1	2-2.5	25.24	1.96	1.57	94	Sol détrempe
		5.4-5.8	21.61	2.03	1.67	94	
		6-5.6	24.59	2.04	1.64	100	
		9.2-9.8	22.61	1.98	1.63	93	
	2	8.5-9	19.1	2.05	1.73	92	Sol détrempe
		11.4-11.9	25.96	1.92	1.54	93	
		14.4-14.8	17.96	2.11	1.79	95	
		18-18.4	18.56	2.06	1.75	93	
29.1-29.6	21.05	2.04	1.69	95			
1	Sondage N°	Profondeur (m)	P<2 mm	P<80 μ	Classification selon LCPC		
Analyse Granulométrique	1	2-2.5	70	100	Sol fin		
		5.4-5.8	68	100			
		6-6.5	68	88			
		9.2-9.8	68	94			
	2	11.4-11.9	90	68	Sol fin		
		14.4-14.9	75	97			
29.1-29.6		70	95				
	Sondage N°	Profondeur (m)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	Interprétation des résultats	
Limites d'Atterberg	1	2-2.5	66	30.36	35.6	Sol argileux, très plastique, dur.	
		5.4-5.8	67.6	30.75	36.85		
		6-6.5	64.4	29.81	34.63		
		9.2-9.8	69.1	31.3	-		
	2	11.4-11.9	55.33	27.17	28.16	Sol argileux, très plastique, dur	
		14.4-14.9	60.6	28.73	31.87		
29.1-29.6		59.3	28.25	31.04			

Tableau 3 : les résultats d'identification physique

Essais mécaniques

Un essai de compressibilité à l'oedomètre a été réalisé et des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisés à la boîte de Casagrande .Les paramètres et les résultats obtenus sont comme suit :

	Sondage N°	1	1	2
	Profondeur	2-2.5 m	6-6.5 m	14.4-14.8 m
Essais de compressibilité	σ_c (bar)	1.74	2.82	4.87
	Cc	0.18	0.194	0.145
	Cg	0.063	0.079	0.046
	Interprétation	Il s'agit d'une formation moyennement compressible et gonflante.		

	Sondage N°	1	1	2	2
	Profondeur (m)	2-2.5	9.2-9.8	11.4-11.9	29.1-29.6
Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande À court Terme UU	C (bar)	0.58	0.53	0.3	0.67
	ϕ (degrés)	10.65	3.88	6.48	4.32

Tableau 4 : Les résultats des essais de compressibilité

Tableau 5 : Les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande à court terme (UU)

	Sondage N°	1	1	2	2
	Profondeur(m)	2-2.5	9.2-9.8	11.4-11.9	29.1-29.6
Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande À long terme CD	C (bar)	0.22	0.08	0.14	0
	ϕ (degrés)	25.62	24.14	24.61	20.88

Tableau 6 : Les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande à long terme (CD).

2) Couche d'ARGILE MARNEUSE

	Sondage N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Sr (%)	Interprétation
Essais physiques	2	2.3-2.7	21.74	2	1.65	92	Sol détrempe, moyenne
		6.4-6.8	18.46	2.06	1.75	91	
	Sondage N°	Profondeur (m)	P<2 mm	P<80 μ	Classification selon LCPC		
Analyse Granulo-métrique	2	2.3-2.7	90	85	Sol fin		
		6.4-6.8	76	100			
	Sondage N°	Profondeur (m)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	Interprétation des résultats	
Limites d'Atterberg	2	2.3-2.7	54.2	26.79	27.41	Sol argileux, très plastique, dure.	
		6.4-6.8	63.6	29.67	33.93		

Tableau 7 : Les résultats des essais.

Essais mécaniques

	Sondage N°	2	2
	Profondeur	2.3-2.7 m	6.4-6.8 m
Essais de compressibilité	σ_c (bar)	2.78	4.09
	Cc	0.168	0.151
	Cg	0.045	0.082
	Interprétation	Il s'agit d'une formation moyennement compressible et non gonflante	

Tableau 8 : Les résultats de l'essai de compressibilité

	Sondage N°	Profondeur (m)	C (bar)	ϕ (degrés)
Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande À long terme CD (drainé)	2	2.8-3.2	0.24	26.68
	2	6.4-6.8	0.1	28.05
Essai au triaxial de type UU	2	8.5-9	0.26	5.89

Tableau 9 : Les résultats des essais mécaniques

8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré les principaux indices et observations recensées sur le terrain qui nous avons interprété et analysé afin de statuer sur les causes probables du glissement. Les différents essais révèlent l'existence de deux formations, une argile décomprimée en tête de talus et une marne tendre à dure en pied de talus.

L'analyse des résultats fournis par la campagne de reconnaissance géotechnique nous donne une idée sur la lithologie du terrain (position des couches de sol et de la nappe d'eau) pour la zone de glissement ainsi que les caractéristiques géomécaniques nécessaires pour décrire et modéliser le comportement de ces formations.

CHAPITRE V

Analyse du glissement

CHAPITRE V : ANALYSE DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1. INTRODUCTION

La prévision des risques naturelles, notamment les glissements de terrain est indispensable. Dans cette problématique la modélisation numérique doit être pertinente et prédictive. De nouvelles approches sont donc nécessaires pour rendre compte des mécanismes du glissement, d'où l'estimation des modes de rupture pour vérifier les critères de la stabilité.

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour l'analyse des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes : méthodes de résolution et paramètres de modélisation. Donc on peut obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, Elle sera basée sur un logiciel appelé "GEO5"

Analyse de stabilité des pentes

Le programme est utilisé pour la vérification de stabilité (des remblais de terre, des fouilles, des structures de soutènement ancrées, des murs en massif renforcé etc.).

La surface de glissement est considérée comme circulaire (méthode de Bishop, Fellenius / Petterson, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer) ou polygonale (méthode de Sarma, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer).

Le principe de base consiste en la séparation de la saisie des normes de la saisie effective des données de la structure.

Premièrement, l'utilisateur sélectionne les paramètres- les normes et les approches de conception utilisées pour l'analyse de vérification- qui seront utilisés par tous les programmes GEO5. Ensuite, l'utilisateur n'a plus à s'occuper des normes et des coefficients d'analyse quand il travaille avec les programmes individuels. Il suffit de choisir un des paramètres prédéfinis.

L'utilisateur du programme peut facilement changer les paramètres. Par conséquent, l'analyse de vérification en utilisant diverses approches est simple et efficace

2. ANALYSE DE LA STABILITE DU GLISSEMENT

Comme on peut le voir sur la figure ci-dessous, l'instabilité concerne un talus en déblai



Figure 02 : Aperçu sur le talus réel

2.1. Modélisation du talus

Les données d'entrée :

- Projet : Etude de stabilité de glissement de terrain
- Paramètres : _Standard

Méthode de vérification : coefficient de sécurité

Situation de calcul : Permanente.

Coefficient de sécurité : 1.5

Les paramètres de calcul sont l'ensemble de données, qui est la clé pour effectuer les divers calculs dans le programme. Ceux-ci concernent notamment :

- les méthodes et les théories de calcul et d'analyse
- les méthodes de vérification; la façon de prouver la sécurité de la structure (coefficients de sécurité, états limites, EN 1997, LRFD, normes chinoises)
- les valeurs courantes des facteurs de réduction et des niveaux de sécurité pour les situations de calcul individuelles

Numéro	Type	Nom	Validité	Visible	Par défaut
1	Standard	Standard - coefficients de sécurité	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="radio"/>
2	Standard	Standard - états limites	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
3	Standard	Standard - EN 1997 - DA1	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
4	Standard	Standard - EN 1997 - DA2	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
5	Standard	Standard - EN 1997 - DA3	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
6	Standard	Standard - LRFD 2003	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
7	Standard	Standard - sans réduction	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
8	Standard	République tchèque - normes anciennes CSN (73 1001, 73 1002, 73 0037)	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
9	Standard	Slovaquie - normes anciennes CSN (73 1001, 73 1002, 73 0037)	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
10	Standard	Slovaquie - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
11	Standard	Pologne - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
12	Standard	Pologne - EN 1997, gamma de l'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
13	Standard	Pologne - coefficients de sécurité	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
14	Standard	Allemagne - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
15	Standard	Allemagne - DIN 1054	Stabilité des pentes	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
16	Standard	Allemagne - EA-Pfähle	Pieux	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
17	Standard	Autriche - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
18	Standard	Hongrie - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
19	Standard	Hongrie - EN 1997, gamma d'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
20	Standard	Grèce - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
21	Standard	Grèce - EN 1997, gamma d'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>

La colonne "Visible" affecte tous les programmes GEO5, la colonne "Par défaut" détermine les paramètres de nouvelles études du programme "Stabilité des pentes".

Figure 3 : Paramètres et normes à utiliser

➤ Interfaces :

Le cadre "**Interface**" présente un tableau contenant la liste des interfaces définies, qui peuvent être ajoutées ou supprimées. L'interface peut être assignée à chaque couche (dans le tableau des couches) lorsqu'un modèle géologique est créé.

Les interfaces sont créées à partir de points. Ces points peuvent être ajoutés à l'interface de plusieurs façons :

- Saisie manuelle des coordonnées des points
- Import des points (tableau au format texte, tableau au format XLSX ou ODS, import DXF, import LandXML)
- Génération automatique des interfaces selon les coupes géologiques définies.

La génération de points de l'interface à partir de sections géologiques saisies constitue une base pour la création de modèles 3D.

Chaque interface peut être créée ou assignée directement dans la fenêtre de dialogue de création de coupe géologique.

A partir des reconnaissances géotechniques (essais ,sondages..), les coupes et levé topographique ,les tracés en travers du déblai ont été réalisés.

A partir desquels on saisit les interfaces en important le fichier (DXF) vers l'interface (Autocad version 2020).

Le profil sélectionné parmi tant, se présente dans la figure suivante.

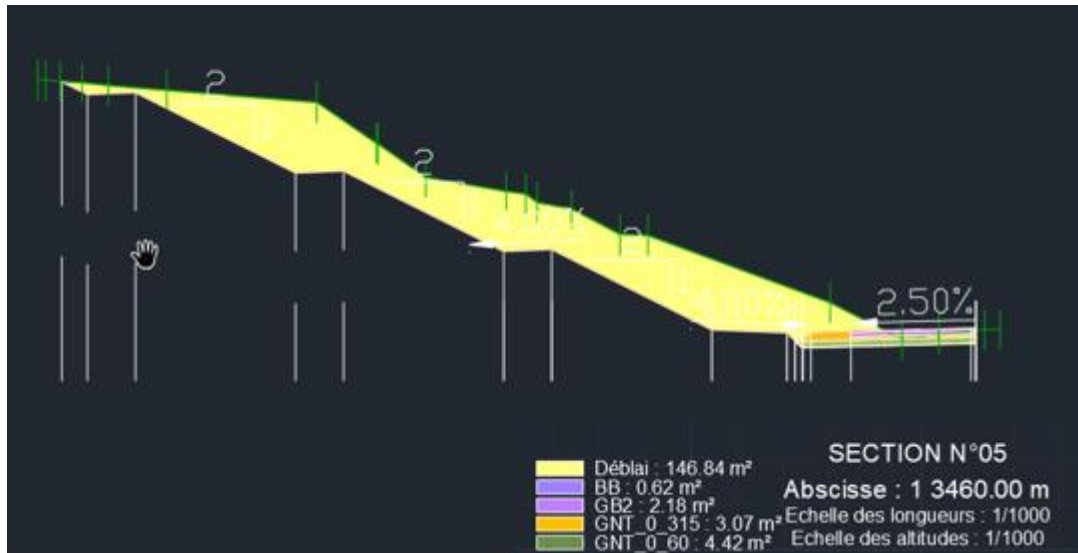


Figure 04 : Profil en travers (autocad2020)

- Paramètres des sols : états de contraintes effectifs.

La fenêtre de dialogue "Ajouter de nouveaux sols" permet de nommer un sol et de lui associer des données de base qui devraient être obtenues à partir de mesures de laboratoire ou de relevés géologiques.

Caractéristiques des sols saisies :

$$\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$$

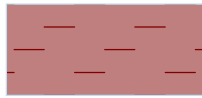


Num	Nom	Echantillon	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	ARGILE MARNEUSE		13,00	4,00	20,00
2	MARNE PLASTIQUE		24,00	14,00	20,50
3	MARNE DURE		21,00	67,00	20,40

Tableau 1 : Paramètres du sol

- Eau : Nappe phréatique.
Fissure de traction : La fissure de traction n'est pas saisie.
- Séisme : n'est pas considéré.

➤ Le modèle en 3D réalisé :

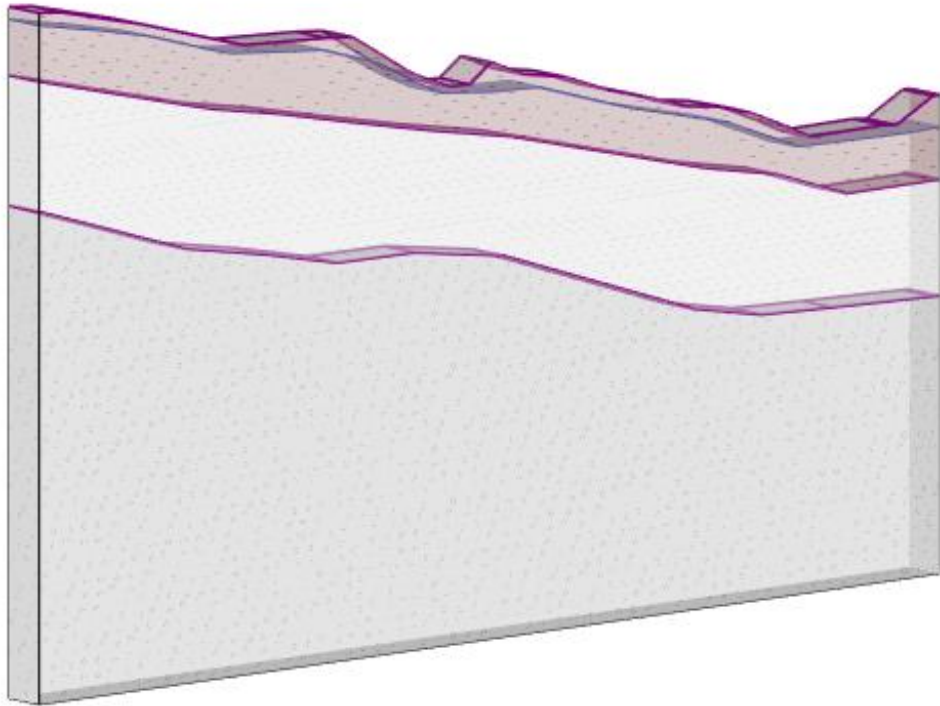


Figure 05 : Modélisation 3D du glissement

2.2. Localisation du cercle de glissement critique-

Une approche et une analyse des résultats ont été suffisantes pour nous renseigner sur la forme circulaire du glissement, c'est pourquoi, nous avons utilisé la méthode de BISHOP pour chercher le cercle critique (Figure 06 & Figure 07)

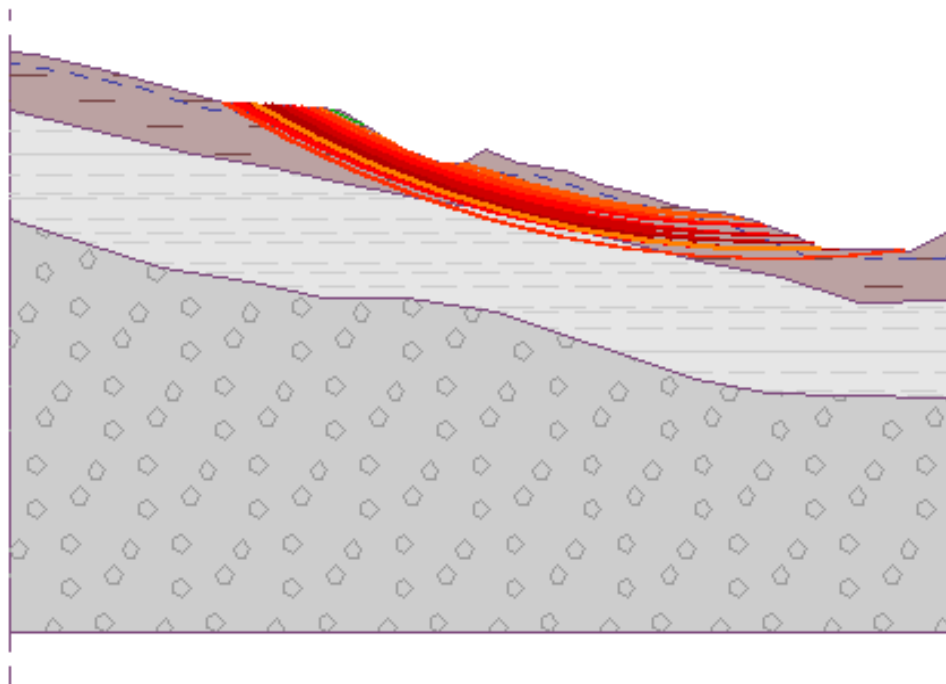


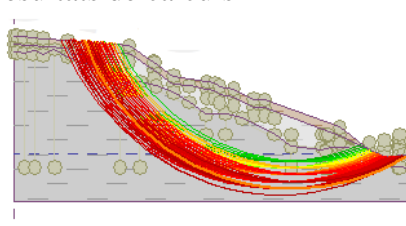
Figure 06 : Surfaces de glissement BISHOP

2.3. Vérification de la stabilité

Dans l'analyse de stabilité (coefficient de sécurité), le programme réduit les paramètres de résistance d'origine - angle de frottement interne et cohésion - jusqu'à la rupture.

L'analyse aboutit ensuite à un coefficient de sécurité qui correspond aux méthodes classiques d'équilibre limite.

➤ Données de sorties : Résultats de calculs



-45,83; 49,21 [m]

[1]

Surface de glissement : circulaire Remplacer graphiquement Editer manuellement Supprimer Transformer en polygone

— Paramètres du calcul —

Méthode : **Bishop**

Type de calcul : Grid Search

Limitations : n'a pas été saisie

— Surface de glissement circulaire —

Centre : x = 42,29 [m] z = 30,36 [m]

Rayon : R = 33,55 [m]

Angles : $\alpha_1 = -70,42$ [°] $\alpha_2 = 31,69$ [°]

Faisceau de surfaces de glissement

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)

Somme des forces actives : $F_a = 2616,77$ kN/m

Somme des forces passives : $F_p = 2600,48$ kN/m

Moment de glissement : $M_a = 87792,65$ kNm/m

Moment résistant : $M_p = 87246,20$ kNm/m

Coefficient de sécurité = 0,99 < 1,50

Stabilité de pente **NON ADMISSIBLE**

Figure 07 : Localisation du cercle de glissement critique

Somme des forces actives :	$F_a = 2616,77 \text{ KN/ml}$
Somme des forces passives :	$F_p = 2600,48 \text{ KN/ml}$
Moment de glissement :	$M_a = 87792,65 \text{ KN.m/ml}$
Moment résistant :	$M_p = 87246,20 \text{ KN.m/ml}$
Coefficient de sécurité	$FS = 0.99$

3.4. Synthèse des résultats obtenus

Après analyse par Geo5, la surface de rupture est localisée dans les deux premières couches à savoir, l'argile et la marne plastique. Ce résultat concorde bien avec l'examen visuel du site et les constatations déduites à partir des données topographiques et géotechniques. Le calcul donne des coefficients de sécurité d'une valeur inférieure à 1, ce qui confirme l'instabilité du talus.

3. CONCLUSION

Après avoir terminé l'étude ,description et l'analyse du glissement par logiciel, basés sur l'analyse limite, on remarque qu'ils ont donné, pratiquement, des valeurs coefficients de sécurité inférieure à 1, et cela montre que le site se trouve dans un état instable, mais pas critique. Par conséquent, le site étudié nécessite la mise en place d'un dispositif de confortement pour la stabilisation définitive du talus et par conséquent de la route.

La stabilisation de ce talus passe obligatoirement par un système de drainage superficiel et souterrain ajouté à un système de confortement choisi parmi les différents types, à savoir : un reprofilage ou bien un cloutage.

CHAPITRE VI

Etude de confortement du glissement de terrain

CHAPITRE VI : ETUDE DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1. INTRODUCTION

L'analyse et l'étude d'un glissement de terrain, nous conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Les différentes solutions proposées sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices aux solutions curatives, en allant des solutions les plus simples aux plus complexes qui doivent être passées par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Le choix du géotechnicien est basé sur des aspects rigoureusement étudiés parmi tant d'aspects, on cite les suivants :

- La connaissance des techniques de stabilisation
- Analyse des paramètres techniques du site (type de sol, contraintes..)
- La facilité d'exécution ou la mise en œuvre de l'ouvrage (accessibilité du site) ainsi que le délai de réalisation est pris en compte
- Les critères technico-économiques
- Les moyens matériels et la technicité des entreprises locales

Et parmi d'autres l'aspect l'impact du projet sur son environnement et la durée de vie sont également pris en considération.

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

Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassment, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants).

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on maîtrise parfaitement dans les limites d'utilisation.

Dans cette partie l'analyse se fera par logiciel « GEO5 » des solutions proposées, accompagnées d'un devis comparatif pour chacune , afin de déterminer la solution la plus optimale selon les critères technico-économique.

2. METHODES DE CONFORTEMENT PROPOSEES

Vu l'étude du glissement qui montre les causes principales de cette problématique principalement causée par la nature du sol, la pente accentuée et la présence d'eau, notamment l'absence des systèmes de drainage superficiel et profond, plusieurs solutions sont préconisées qui s'appuient sur différentes méthodes de confortement accompagnées d'un système de drainage qui est obligatoire à chaque confortement proposé.

Le système de drainage proposé

Pour assurer la stabilité des talus à long terme, des mesures de drainage contre les eaux superficielles et souterraines, doivent être associées, à savoir :

- Un fossé de crête du talus de déblai en béton, qui va recevoir toutes les eaux amont du déblai;
- Des descentes d'eau au droit du talus, acheminées vers le fossé en aval du talus de déblai.
- La réalisation d'une tranchée drainante, dont une coupe type est représentée sur la figure ci-après, sont des ouvrages couramment utilisés pour démunir les pressions interstitielles. Elles sont implantées sur le site de façon à recouper les filets d'eau, l'implantation est dans le sens de la pente. Détails en annexe.

Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériaux drainant ; un géotextile est disposé comme filtre.

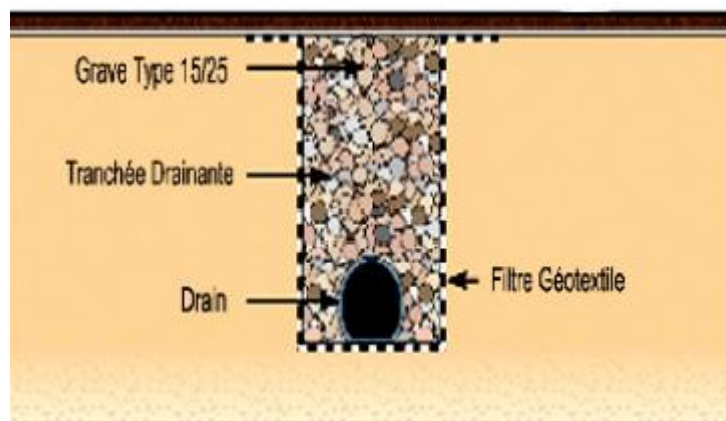


Figure 01 : tranchée drainante

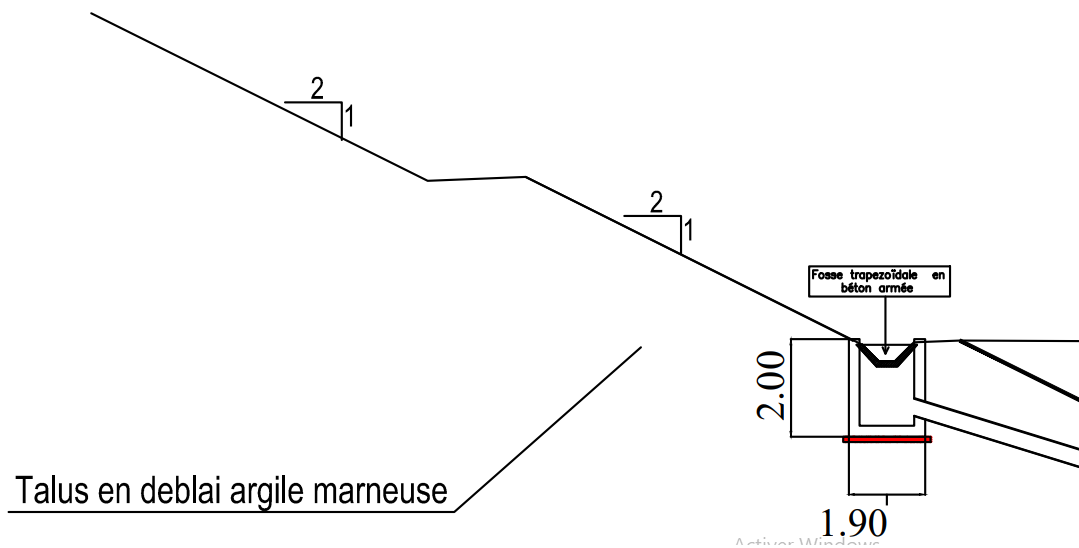


Figure 02 : Modélisation du fossé en béton

Comme solution pour le confortement de ce glissement, les méthodes proposées sont les suivantes :

- Solution 01 : Confortement par clouage
- Solution 02 : Confortement par clouage et pieux stabilisateurs
- Solution 03 : Confortement par reprofilage et pieux stabilisateurs

Le choix des systèmes de confortement est lié à la faisabilité des travaux au niveau du site qui présente des contraintes écartant certaines solutions envisageables et selon une approche économique.

Pour chaque cas, le coefficient de sécurité est calculé par le logiciel GEO5.

2.1 SOLUTION N°1 : Confortement par Clouage :

Le clouage des sols est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le sol à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

La mise en œuvre du clouage se présente dans la figure suivante.

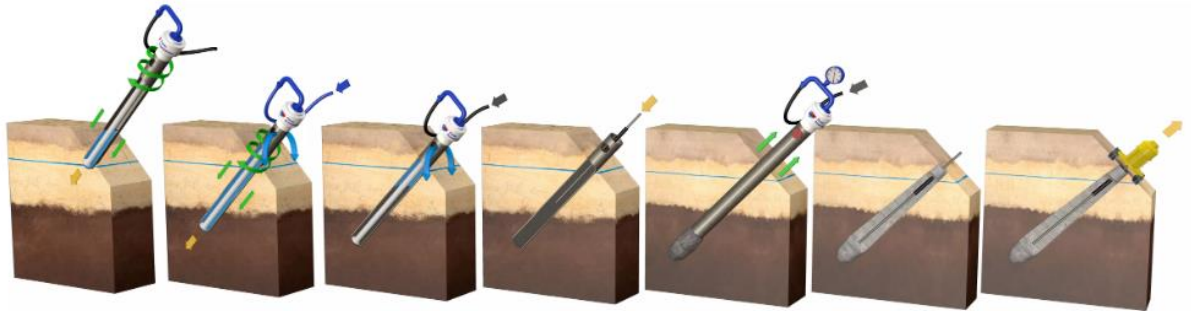


Figure 03 : schéma de mise en œuvre des clous

Pour cette solution, nous avons utilisé 48 clous, les caractéristiques des clous sont présentées ci-dessous

Figure 04 : fenêtres de caractéristiques des clous

a. Modélisation du talus après confortement par clouage :

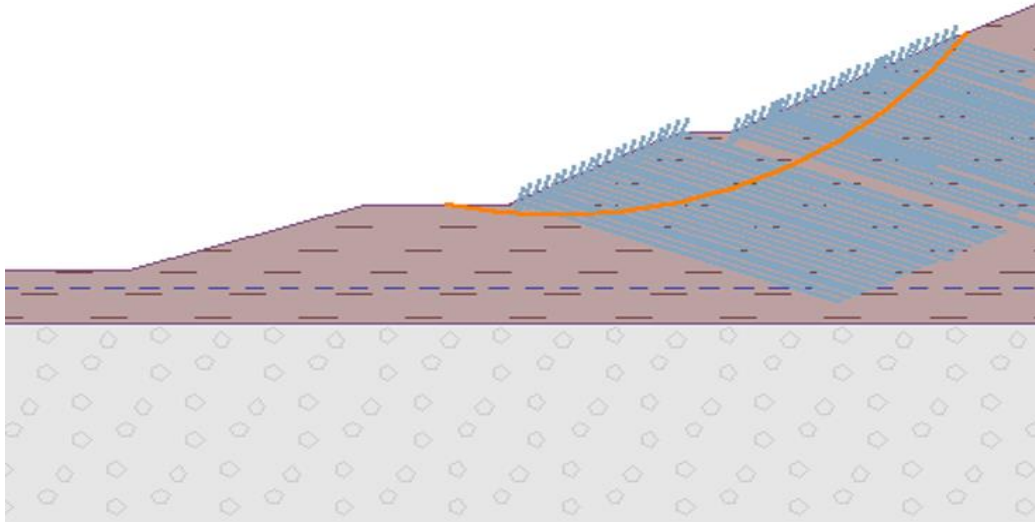


Figure 05 : modélisation du talus après confortement par clouage



Figure 06 : modélisation en 3D du talus après confortement par clouage

b. Vérification de la stabilité après confortement :

Les vérifications de stabilité se feront par la méthode de Bishop.

Phase 01 : Situation permanente

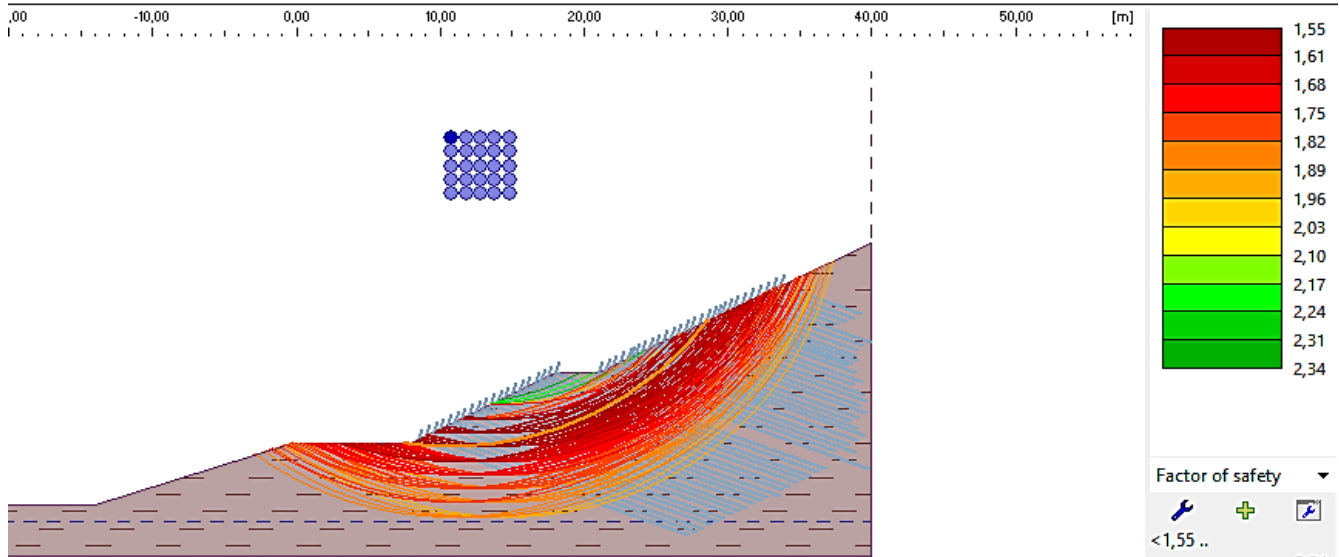


Figure 07 : Talus après confortement par clouage/situation permanente.

On vérifie la stabilité en tenant compte du cercle de glissement le plus critique qui se présente en rouge dans les figures.

Surface de glissement circulaire-cercle critique

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	10.77 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-8.46 [°]
	z =	21.82 [m]		$\alpha_2 =$	53.77 [°]
Rayon :	R =	22.07 [m]			

Tableau 02 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

Somme des forces actives : $F_a = 326.32 \text{ KN/m}$

Somme des forces passives : $F_p = 504.79 \text{ KN/m}$

Moment de glissement : $M_a = 7201.95 \text{ KN/m}$

Moment résistant : $M_p = 1114067 \text{ KN/m}$

Coefficient de sécurité $FS = 1.55 > 1.50$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

Phase 02 : Situation accidentelle

- Conditions sismique
 - $K_h = 0.075$
 - $K_v = 0.022$

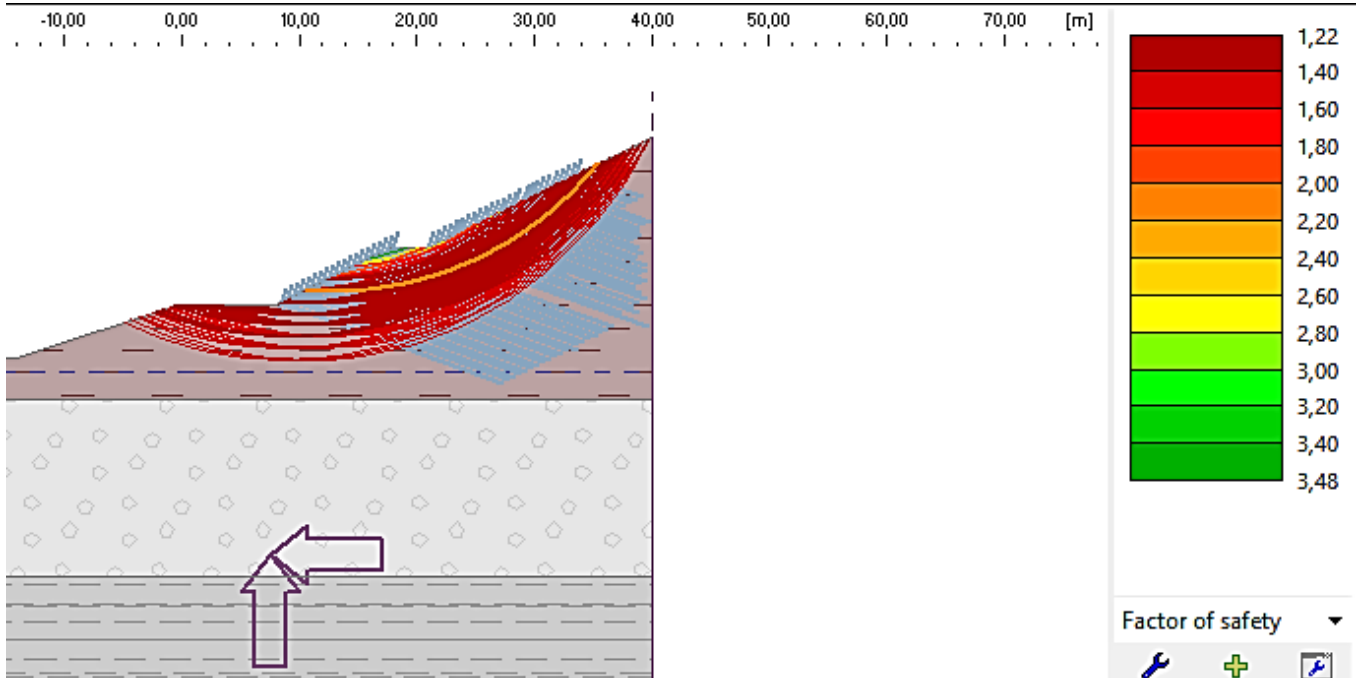


Figure 08 : Talus après confortement par clouage/situation accidentelle.

Surface de glissement circulaire-cercle critique

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	12.82 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-4.11 [°]
	z =	30.23 [m]		$\alpha_2 =$	51.11 [°]
Rayon :	R =	28.93 [m]			

Tableau 03 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

- Somme des forces actives : $F_a = 456.36 \text{ KN/m}$
- Somme des forces passives : $F_p = 558.27 \text{ KN/m}$
- Moment de glissement : $M_a = 13202.53 \text{ KN/m}$
- Moment résistant : $M_p = 16150.89 \text{ KN/m}$
- Coefficient de sécurité $FS = 1.22 > 1.00$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

2.2 SOLUTION N°2 : Confortement par mise en place de pieux stabilisateurs + clouage

Les pieux sont utilisés lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant, stable ou homogène pour assurer une stabilité à la structure.

Dans ce cas on a prévoit une série des pieux de diamètre 1.2m sur une longueur de 12 m, espacé de 1.5 m.

En plus, des pieux stabilisateurs, un renforcement en amont du talus est nécessaire vu l'importance de la masse susceptible de glisser. Le renforcement se fera en ajoutant des clous qui vont permettre au sol de mieux résister.

Caractéristiques des clous

- Nombres de clous utilisés : **6 clous**
- Longueurs des clous : $L = 17 \text{ m}$
- Espacement des clous : $b = 1.5 \text{ m}$
- Angle d'inclinaison des clous $\alpha = 15^\circ$
- Résistance des clous : $f_y = 500 \text{ Mpa}$
- Diamètres des clous = 32 mm
- Diamètres de l'ancrage $d = 100 \text{ mm}$
- Tête du clou non ancrée

Caractéristiques des pieux

- Longueur $L = 15 \text{ m}$
- Diamètre $d = 1.2 \text{ m}$
- Espacement des pieux $b = 1.5 \text{ m}$
- Capacité portante du pieux = 1250 KN

a) **Modélisation du talus après confortement par pieux stabilisateurs et clouage**

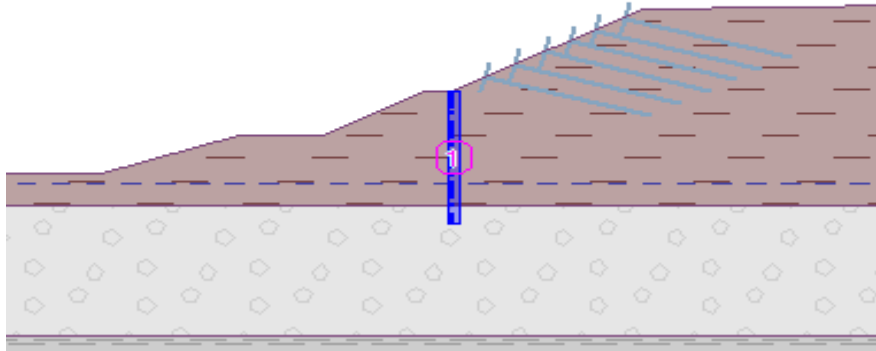


Figure 09 : Modélisation du talus après confortement par pieux stabilisateurs et clous

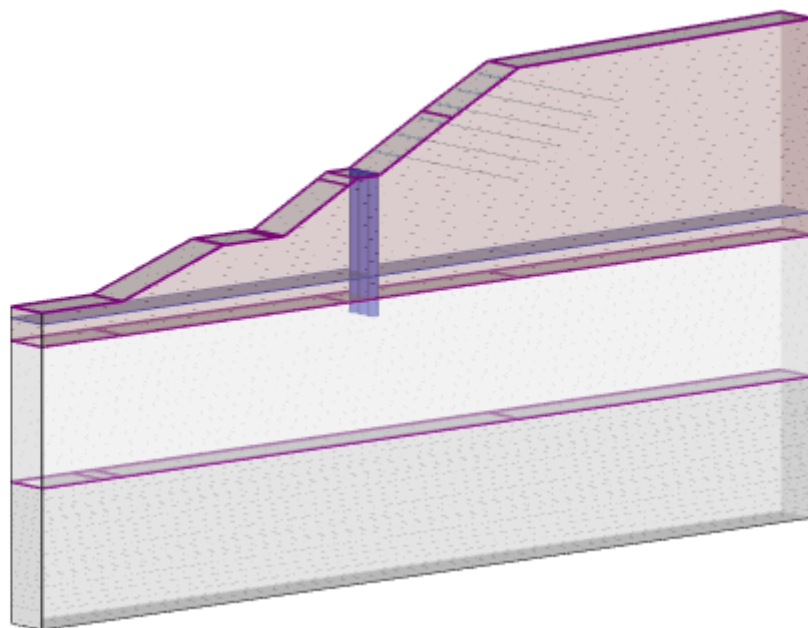


Figure 10 : Modélisation 3D du talus après confortement par pieux stabilisateurs et clous

b) Vérification de la stabilisé après confortement :

Phase 01 : Situation permanente

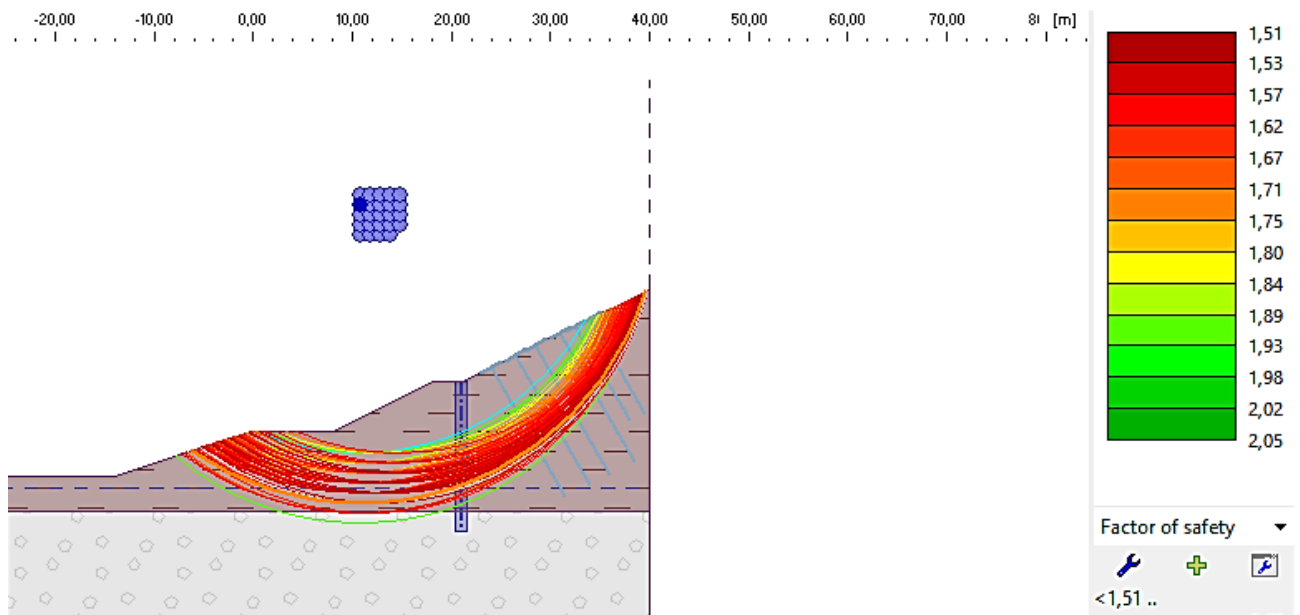


Figure 11 : Talus après confortement par pieux stabilisateurs et clous/situation permanente

Surface de glissement circulaire- cercle critique

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	10.8 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-34.36 [°]
	z =	22.93 [m]		$\alpha_2 =$	72.84 [°]
Rayon :	R =	22.93 [m]			

Tableau 04 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

Somme des forces actives : $F_a = 1795.97$ KN/m

Somme des forces passives : $F_p = 2704.5$ KN/m

Moment de glissement : $M_a = 53986.75$ KN/m

Moment résistant : $M_p = 81297.37$ KN/m

Coefficient de sécurité $FS = 1.51 > 1.50$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

Phase 02 : Situation accidentelle

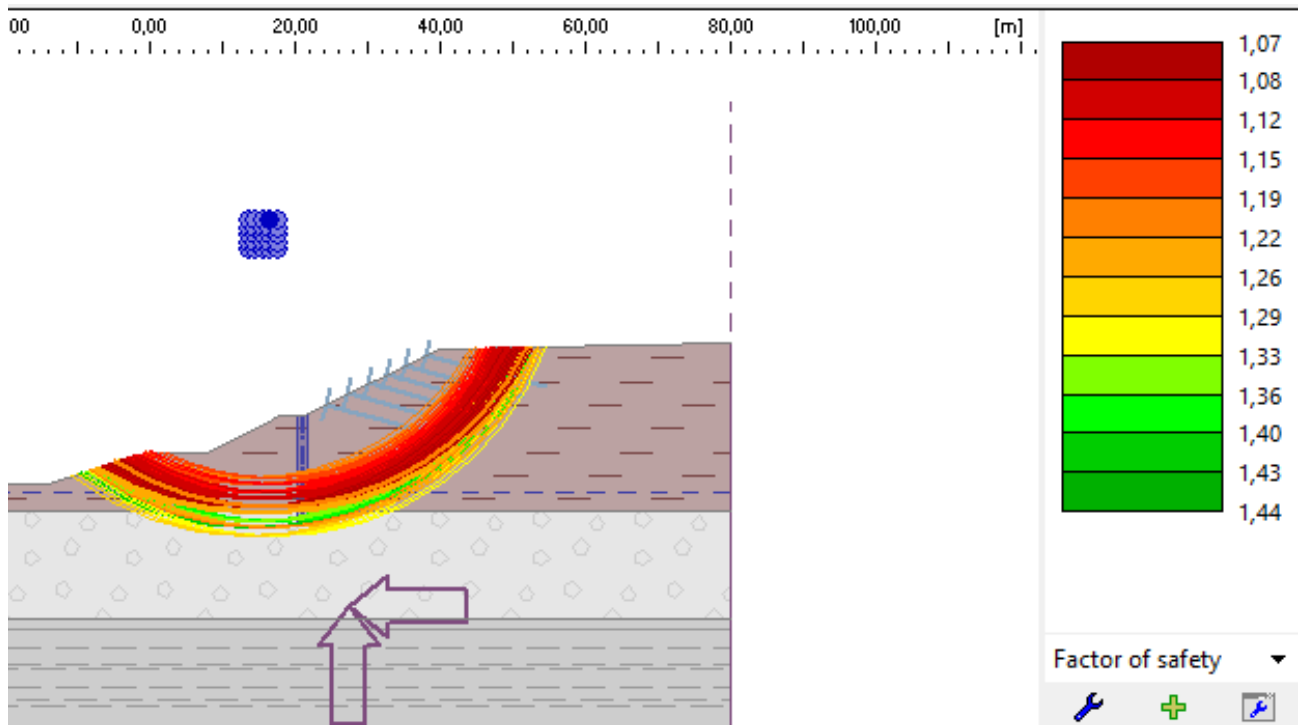


Figure 12 : Talus après confortement par pieux stabilisateurs et clous/situation accidentelle

Surface de glissement circulaire-cercle critique

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	16.44 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-32.13 [°]
	z =	32.05 [m]		$\alpha_2 =$	63.59 [°]
Rayon :	R =	39.46 [m]			

Tableau 05 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

Somme des forces actives : $F_a = 3383.48 \text{ KN/m}$

Somme des forces passives : $F_p = 3636.63 \text{ KN/m}$

Moment de glissement : $M_a = 13351.26 \text{ KN/m}$

Moment résistant : $M_p = 143501 \text{ KN/m}$

Coefficient de sécurité $FS = 1.07 > 1.00$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

2.3 **SOLUTION N°3 : Confortement par mise en place de pieux stabilisateurs associée à un reprofilage**

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

Caractéristiques des pieux

- Longueur $L = 15 \text{ m}$
- Diamètre $d = 1.2 \text{ m}$
- Espacement des pieux $b = 1.5 \text{ m}$
- Capacité portante du pieux 1250 KN

a. **Modélisation du talus après confortement par pieux stabilisateurs et reprofilage :**

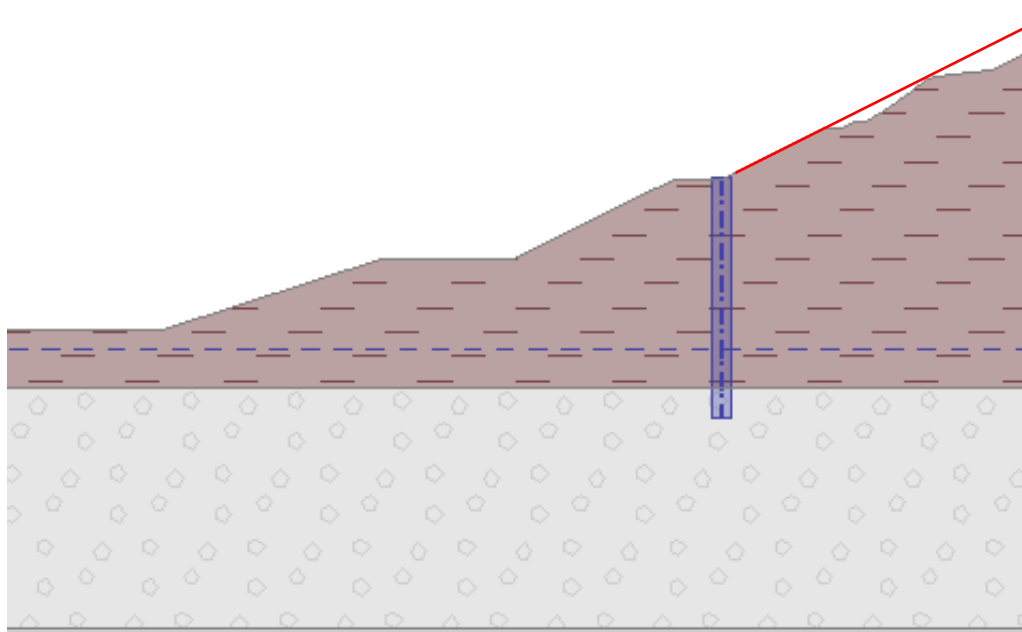


Figure 13 : Modélisation du talus reprofilé avec pieux stabilisateurs

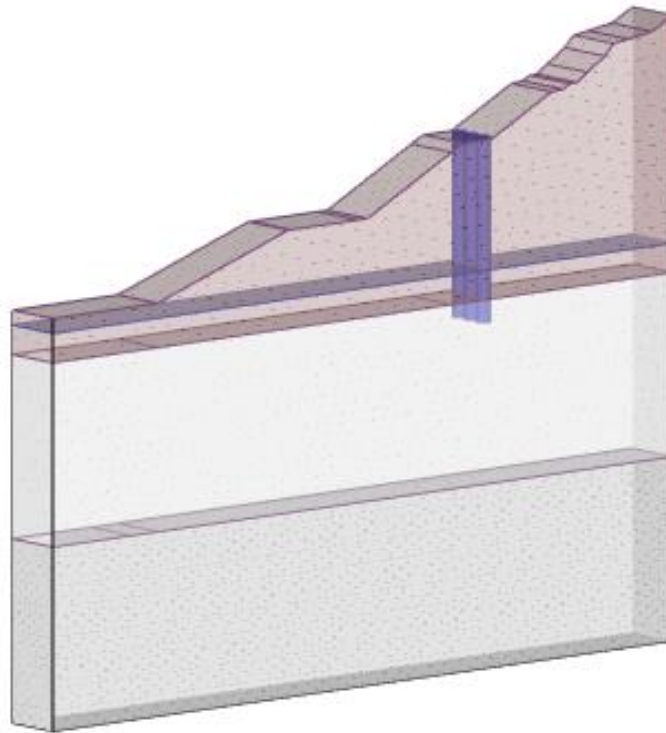


Figure 14 : Modélisation 3D du talus reprofilé avec pieux stabilisateurs

b. Vérification de la stabilisé après confortement par pieux stabilisateur et reprofilage :

Phase 01 : Situation permanente

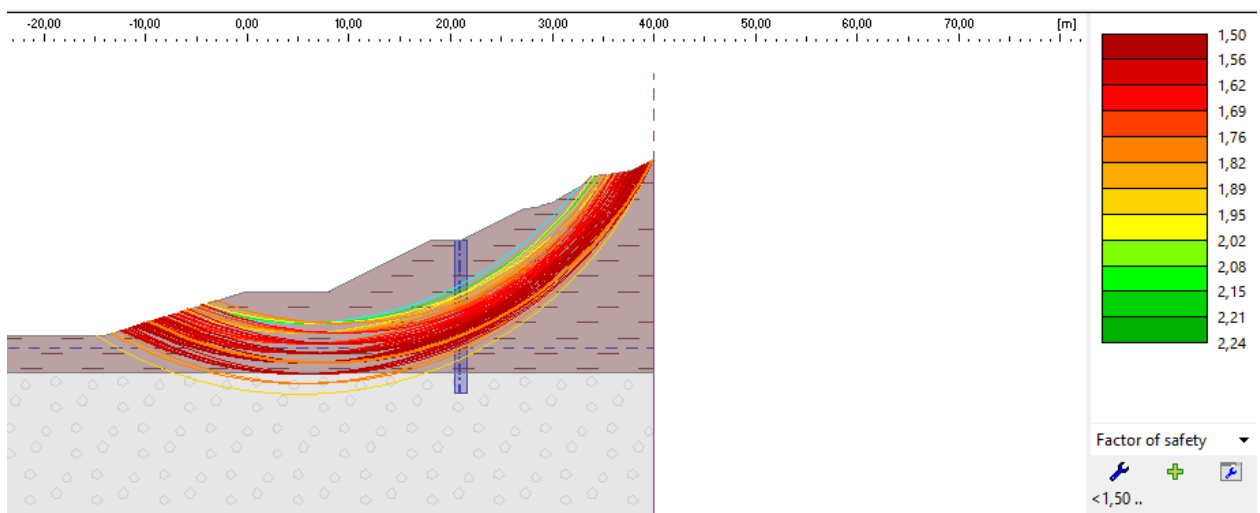


Figure 15 : Talus après confortement par pieux stabilisateurs et reprofilage/situation permanente.

Surface de glissement circulaire-cercle critique

Paramètres de la surface de glissement					
Centre :	x =	7.21 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-27.37 [°]
	z =	29.55 [m]		$\alpha_2 =$	62.89 [°]
Rayon :	R =	36.65 [m]			

Tableau 06 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

Somme des forces actives : $F_a = 1744.57 \text{ KN/m}$

Somme des forces passives : $F_p = 2621.40 \text{ KN/m}$

Moment de glissement : $M_a = 63938.47 \text{ KN/m}$

Moment résistant : $M_p = 96074.43 \text{ KN/m}$

Coefficient de sécurité $FS = 1.50 > 1.50$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

Phase 02 : Situation accidentelle

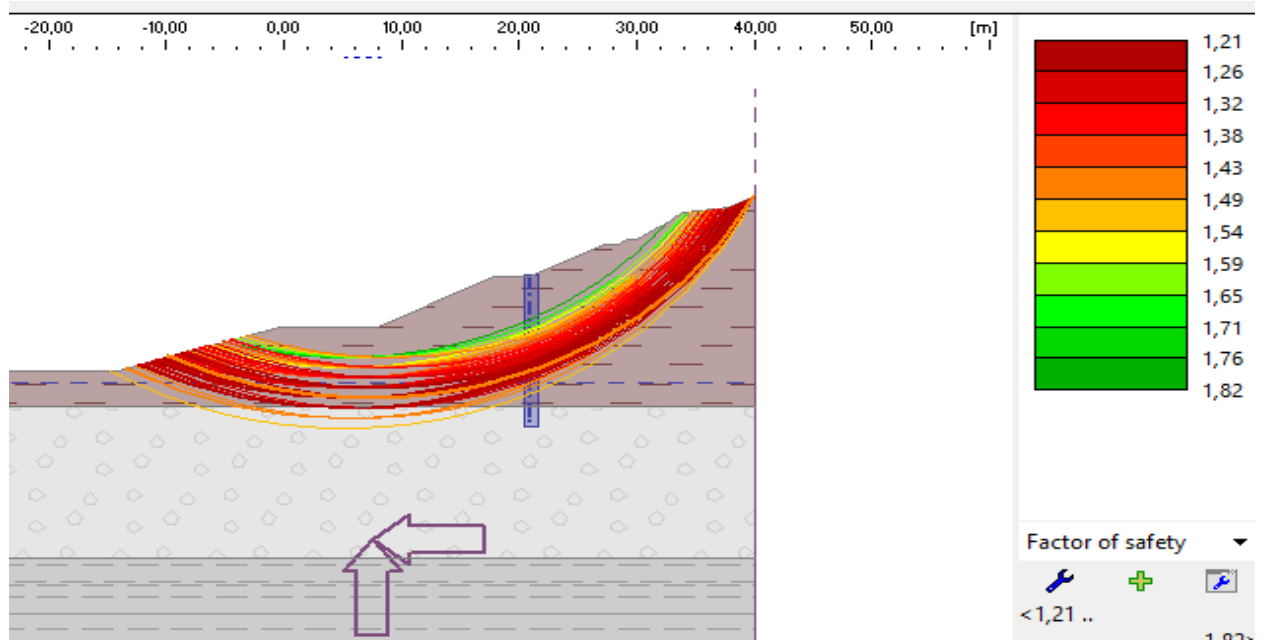


Figure 1 : Talus après confortement par pieux stabilisateurs et reprofilage/situation accidentelle.

Surface de glissement circulaire-cercle critique

Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	7.21	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-27.37	[°]
	z =	29.55	[m]		$\alpha_2 =$	62.89	[°]
Rayon :	R =	36.65	[m]				

Tableau 07 : Paramètres de la surface de glissement

Résultats obtenus :

Par la méthode de **BISHOP** :

- Somme des forces actives : $F_a = 2114.83 \text{ KN/m}$
- Somme des forces passives : $F_p = 2563.83 \text{ KN/m}$
- Moment de glissement : $M_a = 77508.33 \text{ KN/m}$
- Moment résistant : $M_p = 93964.32 \text{ KN/m}$
- Coefficient de sécurité $FS = 1.21 > 1.00$

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Solution N°	Coefficient de sécurité	
	Situation permanente FS=1.5	Situation accidentelle FS = 1.00
Solution 01 Clouage	1.55	1.22
Solution 02 Clouage + pieux	1.51	1.07
Solution 03 Reprofilage + pieux	1.50	1.21

Tableau 08 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus

3. DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF :

Solution N°	Nature	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Prix global (DA)	Montant total de la solution
1-Clouage	Clous	ml	116400	7000	814.800.000	814.800.000 DA
2-Pieux et Clouage	Clous	ml	15300	7000	107.100.000	197.100.000 DA
	Pieux	ml	2250	40.000	90.000.000	
3-Reprofilage et pieux	déblai	m ³	13749	500	6.874.500	96.874.500 DA
	Pieux	ml	2250	40.000	90.000.000	

Tableau 09 : Tableau récapitulatif des coûts des différentes solutions

Devis estimatif du drainage :

Fossée	1600 DA	1600 DA
Tranchée drainante	4000 DA	900.000 DA
Descentes d'eau	9000 DA	81.000 DA
Prix total	982.600 DA	

Tableau 10 : Tableau d'estimation du devis du drainage

Interprétations des résultats :

Solutions N°	Gain en sécurité	Coût
Solution 01	44 %	814.800.000 DA
Solution 02	29 %	197.100.000 DA
Solution 03	43 %	96.874.500 DA

Tableau 11 : Etude comparative des différentes solutions en gain de sécurité et des couts

D'après analyse des trois solutions proposées, on remarque que sur le plan technique ces modes sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, ils présentent un gain appréciable en ce qui concerne le coefficient de sécurité d'environ 45%. Néanmoins, nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation.

Nous avons préconisé un renforcement du sol par mise en place de pieux stabilisateurs et des clous dans les deux premiers modes pour leur facilité d'exécution, ils ont pour but d'augmenter les forces résistantes du sol afin d'améliorer le taux de sécurité, tandis que le troisième mode prévoit des terrassements au niveau du talus en amont, ces terrassements ont consisté à faire un reprofilage du versant afin de radoucir la pente et alléger le sol en tête, ce qui peut être risqué durant l'exécution pour l'importance des pentes et l'instabilité du déblai.

Notons que l'ensemble des solutions prévoit un drainage souterrain réalisé par une tranchée drainante et un drainage superficiel réalisé par une fossée en béton.

4. CONCLUSION

L'objectif principal de notre étude est la stabilisation et la sécurisation de la route . Cet objectif, nous mène sur un plan technique, à se pencher vers la première et la troisième solution qui consistent à ,conforter par des clous et un terrassement en amont et stabiliser par des pieux .

La première solution parait intéressante de point de vue gain en coefficient de sécurité qui est, théoriquement, aux environs de 45%,

Et la troisième parait intéressante d'un point de vue économique mais reste vulnérable, à moyen ou long terme, à un mouvement de terrain pouvant affecter la stabilité du déblai, notamment lors de l'exécution étant donné que le déblai est d'une pente assez importante.

Si on se réfère aux coûts de chacune des solutions, il apparait clairement que la troisième solution reste nettement la moins coûteuse. Mais malgré son coût cette solution reste vulnérable et difficile à exécuter. De ce fait, cette dernière solution est, logiquement, écartée de l'objectif du projet ,qui éloigne toute vulnérabilité du terrain.

La deuxième solution qui prévoit, une stabilisation de la route par clouage et pieux stabilisateurs ,parait assez efficace en ce qui concerne la stabilité vis-à-vis des autres propositions, cette solution aura, pratiquement, un meilleur coût que la première.

D'après toutes ces constatations, nous pouvons conclure que la solution la plus efficace techniquement avec un coût relativement raisonnable est celle qui prévoit .un renforcement par mise en place de pieux stabilisateurs en plus du clouage, c'est-à-dire la deuxième.

Enfin, ,les critères de choix de solutions reste la sécurité et la faisabilité, évidemment selon les moyens disponibles en évitant tout risque pouvant augmenter l'instabilité, en tenant compte d'une approche économique.

Recommandations :

Pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage à réaliser en toute sécurité, il est recommandé de :

- Eviter les terrassements importants.
- Réaliser les travaux pendant la saison estivale.
- Arborisation des talus de déblai par des arbres à racines profondes.

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrain ont des conséquences relativement importantes. L'étude et l'analyse d'un mouvement de terrain mettent en évidence la possibilité de la diminution, voir même suppression du risque.

La réparation d'un glissement de terrain existant est une fonction de la réduction des forces motrices ou bien celle de l'augmentation des forces de résistance. Plusieurs méthodes existent pour stabiliser un mouvement de terrain tel que les terrassements, le drainage, les soutènements rigides ou souples.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour objectif d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de MEDEA, au PK3+400.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographiques de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel « GEO5 ».

A partir de cette analyse, trois modes de stabilisation ont été étudiés et chaque ouvrage de confortement est associé à un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Afin de retenir et faire le choix d'une solution confortative, on a complété notre étude par une analyse économique sommaire traduite par un devis quantitatif estimatif mettant en évidence l'impact du coût du projet pour chacun des modes, et tenant compte de l'efficacité de stabilisation, et de la faisabilité de l'exécution, on a opté pour la solution qui prévoit un renforcement par clouage accompagné par un système de drainage.

Enfin, on peut dire que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elle. Mais il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

Références bibliographiques

- [1] FLAVIGNY Etienne, 2018 Les risques naturels « Les glissements de terrain ». Article disponible à l'adresse
URL <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissements-de-terrain/>.
- [2] Bouzidi, T Et I. Djenane, S, PFE ENSTP 2014- 2015 « Etude de la corrélation entre compression, flexion et compactage de la couche surfacique d'un talus stabilisé par les liants hydrauliques » .
- [3] Gille Sève & Pierre Pouget. « Stabilisation des glissements de terrain » .Guide technique, technique et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. (Février 1998)
- [4] G Perrier, **R Philippe**, JP Dodelet - Journal of Materials Research, **1988**.
- [5] AW **Skempton**, J **Hutchinson** - Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/, **1969** - trid.trb.org (Hutchinson et Skempton ,1969)
- [6] Technique de l'ingénieur « Stabilité des pentes, Glissements en terrain meuble » Jean-Louis DURVILLE, Gilles SÈVE.C254
- [7] Site internet URL : www.geotech-fr.org/sites/default/files/congres/jngg/184.pdf
- [8] Ziane, F., et Mamria, H., Mémoire d'ingénieur, Univ. A.MIRA. De Bejaia 2012 « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain à Oued –Ghir »
- [9] Bendadouche, H. PFE 2015-2016 Université A. MIRA-Bejaia « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000 »
- [10] D.BENOUIS ,PFE 2010-2011 Université se Saida « Etude de glissement de terrain par différentes méthodes »
- [11] DOUMI, H, Mémoire de master 2016 Université Mohamed Boudiaf - « étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pente »
- [12] MARTIN, P. 2008. Géotechnique appliquée .Eyrolles. 236p.
- [13] LUMB, P. (1974). Application of statistics in soil Mechanics. In Soil Mechanics - New Horizon, Butterworth and Co., London.
- [14] DIB.S PFE ENSH 2014-2015 « CONTRIBUTION A LA SIMULATION AU GLISSEMENT DE TERRAIN CAS DE TALUS DE LA CW02 ENTRE BAGHLIA ET NACIRIA W. BOUMERDES »
- [15] LCPC, Février 1998. « Stabilisation des glissements de terrain » (guide technique)
- [16] « Stabilité des pente » article disponible à l'adresse
URL www.pentes-tunnels.eu/enseignement/.../ac1_calcul_stabilite_pentes.pdf
- [17] LARIBI ABDELLAH, mémoire master 2015; Université De Khemis Miliana « Analyse et modélisation d'un Glissement de terrain »

[18] N,Haouas ,S Loucif, 2016-2017 PFE Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi
« ETUDE DE STABILITE D'UN TALUS CAS REEL : CITE CILOC – CONSTANTINE »

[19] Les Manuels de l'Etudiant Génie Civil Conception et Calcul des Ouvrages
Géotechniques- Ali BOUAFIA 2009.Editionpagesbleues

ANNEXE