

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

Confortement d'un glissement de terrain sur la
RN77 reliant la ville d'El Eulma à celle
de Beni Aziz dans la wilaya de Sétif

Encadré par :

Dr: TAKI Mohamed

Présenté par :

*Melle: HAMIDOUCHE Amina
Melle: DJOUDI Asma*

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba

Remerciements

Pour nous avoir permis d'être ce que nous sommes devenues aujourd'hui, nous remercions, en premier lieu, notre Dieu, le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos remerciements à nos très chers parents pour leur contribution, soutien et patience.

Nous tenons à remercier Dr .TAKI Mohamed, qui, en tant qu'encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de ce mémoire, ainsi pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer.

Nous n'oublions pas de remercier tous les membres de laboratoire du magister sans oublier "Rachida" et exprimer nos profondes gratitude à tous les enseignants qui nous ont formé dès la 1ère année à la 5ème à L'ENSTP.

Enfin nous exprimons nos remerciements pour tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.



Dédicaces

*Ce travail, et bien au-delà, je le dédie à ma très chère mère
et mon très cher père qui je ne saurais jamais exprimer
ma gratitude seulement par des mots*

*A ma précieuse sœur 'Ferial' et mon adorable frère 'Aghiles' que j'aime tant
A ma très chère et unique binôme 'Asma' et sa famille 'Djouidi'
A la charmante 'Soumia' et mon groupe 'A'*

A toute la famille 'Hamidouche' et la famille 'Aouissi'

Sans oublier toute ma future belle famille

*A mes amis 'Lena', 'Samir', 'Assia', 'Kawter', 'Insaf', 'Karima', 'Hadia'
pour leur fidélité*

A tous mes camarades de l'école 'Nada', 'Kahina', 'Mira', 'Selma',

'Ahcène', 'Abd Elmoumen Takieddine', 'Amine Hamza'

Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes,
ma mère et mon père, qui, je ne saurais jamais exprimer ma gratitude
seulement par des mots*

A Mes deux chers frères "Mohamed Yacine et Abd-Raouf"

A Mes deux chères sœurs "Amina et Maria"

A mon adorable neveu "Adem" et a mon oncle "Rabeh" et son épouse "Karima"

A toute la famille "Djoudi "et "Bachir-Bey"

A ma très chère amie, et ma binôme "Amina " et a toute sa famille Hamidouche

A "Soumia la charmante" et mon groupe "A4"

*Et a toutes mes amies : "Nada", "Imene", "Mira ", "Kahina", "Selma",
"Anfal"*

Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers au monde,
ma mère et mon père, qui, je ne saurais jamais exprimer ma gratitude
seulement par des mots*

A Mes deux chers frères "Mohamed Yacine et Abd-Raouf"

A Mes deux chères sœurs "Amina et Maria"

A mon adorable neveu "Adem"

A toute la famille "Djoudi" et "Bachir-Bey" sans oublier mon futur mari

A ma très chère amie, et ma binôme "Amina" et a toute sa famille Hamidouche

A "Soumia la charmante" et mon groupe "A4"

A toutes mes amies : "Nada", "Imene", "Mira", "Kahina", "Selma"

Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.



ملخص

هذا العمل يقدم دراسة وتعزيز انهيار ارضي وقع في الطريق الوطني 77 الذي يربط بين المدينتين : بني عزيز و العلما في ولاية سطيف.

لقد شهد هذا الانهيار تعزيزا في السابق والذي أثبت عدم فاعليته.

تحليل هذا التحول تم من قبل برنامجين من أجل تجسيد السطوح الشلة المحتملة.

بناء على هذا التحليل تم تحديد اربعة أنواع من التعزيزات و وفقا لتحليل تقني اقتصادي قد تم تكييف حل ينص على بناء جدار الاحتفاظ يستريح على أوتاد في اعلى المنحدر بمرافقة الحفر.

كلمات مفتاحية : انهيار ارضي , تدعيم , تربة , اعمال الحفر , اوتاد

Résumé

Ce présent memoire consiste à faire une étude et un confortement d'un glissement de terrain survenu au niveau de la route nationale RN 77 reliant les deux villes : Beni Aziz et El-Eulma dans la wilaya de Sétif.

Ce glissement a déjà subi un confortement au préalable et il s'est avéré inefficace.

L'analyse de ce glissement est menée par deux logiciels : Geoslope et Talren4 afin de matérialiser les surfaces de rupture potentielles.

En se basant sur cette analyse, quatre variantes de confortement ont été définies. D'après une analyse techno-économique, une solution a été adaptée prévoyant une rangée de mur de soutènement reposant sur des pieux accompagnée d'un terrassement en déblai.

Mots Clés: Glissement, confortement, sol , Pieux, Terrassement.

Summary

This memorandum consists to present a study and a reinforcement of a landslide that occurred at the RN 77 connecting the two cities: Beni El-Aziz and El-Eulma in the wilaya of Setif.

This shift has already undergone a first reinforcement which proved ineffective.

The analysis of this shift is driven by two programs: Geoslope and Talren4 in order to materialize the potential failure surfaces.

Based on this analysis, four variants of reinforcement have been defined. According to a techno-economic analysis, one solution has been adapted providing for a row of retaining wall resting on piles accompanied by an excavation in terrassement.

Keywords: Shift, reinforcement , soil, stakes, earthwork.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Etude bibliographique	
I. GENERALITES	02
I.1. Définition d'un mouvement de terrain	02
I.2. Prévision	02
I.3. Prévention et protection	03
II. LES DIFFERENTS TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	03
II.1. Les glissements	03
II.1.1. Glissement plan	04
II.1.2. Glissement rotationnel	05
II.2. Les écroulements et chutes de pierres.....	07
II.3. Le fluage	08
II.4. Les coulées boueuses	08
III. PRINCIPALES CAUSES DE GLISSEMENT.....	09
III.1. Conditions inhérentes au milieu.....	09
III.2. Les facteurs déclenchant	09
IV. RESISTANCE AU CISAILLEMENT	11
IV.1. Courbe intrinsèque, Critère de Mohr Coulomb.....	11
IV.2. Evaluation de la résistance de cisaillement	12
V. RECONNAISSANCE DU SITE	16
V.1. Reconnaissance topographique	16
V.2. Reconnaissance géologique	16
V.3. Reconnaissance géophysique.....	16
V.4. Reconnaissance hydrologique.....	17
V.5. Reconnaissance géotechnique	17
V.5.1. Objectifs essentiels à la qualité des études.....	17
V.5.2. Différents moyens de prospection en fonction des besoins d'investigation.....	18
V.5.2.1. Sondage.....	18

Sommaire

V.5.2.2. Les essais de résistance (Pénétromètres)	20
V.5.2.3. Les essais en laboratoire	21
VI. METHODES D'ANALYSE DU GLISSEMENT	24
VI.1. Coefficient de sécurité	24
VI.1.1. Notion de coefficient de sécurité	24
VI.1.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	24
VI.2. Méthodes de calcul.....	25
VI.2.1. Le calcul à la rupture.....	25
VI.2.1.1. Rupture plane.....	25
VI.2.1.2. Rupture circulaire	26
VI.2.2. Le calcul en contraintes et déformations	30
VII. METHODES DE CONFORTEMENT.....	32
VII.1. Introduction.....	32
VII.2. Terrassements	33
VII.2.1. Remblai de pied	34
VII.2.2. Allègement en tête.....	34
VII.2.3. Reprofilage	35
VII.2.4. Purge	35
VII.2.5. Substitution totale ou partielle.....	36
VII.2.6. Effets de la végétation.....	36
VII.3. Dispositifs de drainage.....	37
VII.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	37
VII.3.2. Tranchées drainantes	38
VII.3.3. Drains subhorizontaux.....	39
VII.3.4. Masques et éperons drainants.....	39
VII.3.5. Drains verticaux	40
VII.4. Eléments résistants.....	41
VII.4.1. Ouvrages de soutènement.....	41
VII.4.2. Tirant d'ancrage	42
VII.4.3. Le clouage.....	43
VIII. CONCLUSION DE L'ETUDE	44

Sommaire

Chapitre II : Etude et analyse de la stabilité du glissement

I. INTRODUCTION.....	45
II. CONTEXTE GEOLOGIQUE	45
III. SITUATION ET ETAT DES LIEUX	46
IV. CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT.....	49
V. RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	50
V.1.Sondages carottés.....	50
V.1.1. Premier Sondage	51
V.1.2. Deuxième Sondage	52
V.2.Essais de laboratoire.....	53
VI.INTERPRETATIONS.....	55
VII. ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL	56
VII.1. Analyse par GEOSLOPE.....	57
VII.1.1.Présentation du logiciel	56
VII.1.2.Hypothèses de calcul	56
VII.1.3.Application au glissement étudié	57
VII.1.4.Résultats et interprétation de l'analyse	58
VII.2. Analyse par Talren4.....	59
VII.2.1.Présentation du logiciel.....	59
VII.2.2.Application au glissement étudié.....	59
VII.2.3. Résultats et interprétations de l'analyse	62
VIII. CONCLUSION DE L'ETUDE	62

Sommaire

Chapitre III : Etude de confortement

I .INTRODUCTION.....	63
II.METHODES DE CONFORTEMENT ET DE STABILISATION	63
II.1. Confortement par rabattement de la nappe phréatique associé à un reprofilage du talus	64
II.1.1. Analyse par Geoslope.....	65
II.1.2. Résultats et interprétations de l'analyse	67
II.2. Confortement par un mur de soutènement reposant sur pieux avec la prise en charge de l'effet de drainage	68
II.2.1.Analyse par Geoslope	70
II.2.2. Résultats et interprétations de l'analyse	71
II.3. Confortement par deux murs de soutènement reposant sur pieux avec la prise en charge de l'effet de drainage	72
II.3.1.Analyse par Geoslope	72
II.3.2. Résultats et interprétations de l'analyse	73
II.4.Confortement par un mur de soutènement reposant sur pieux avec la prise en charge de l'effet de drainage associé par un reprofilage du talus	74
II.4.1.Analyse par Geoslope	74
II.4.2. Résultats et interprétations de l'analyse	75
III. DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF	76
VI. INTERPRETATIONS	77
CONCLUSION GENERALE	80

Références bibliographiques

Annexe

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique

Figure I.1 : Glissement de terrain.....	3
Figure I.2 : Photo et croquis d'un glissement plan.....	4
Figure I.3 : Photo et croquis d'un glissement rotationnel.....	5
Figure I.4 : Croquis d'un glissement rotationnel simple.....	6
Figure I.5 : Structure d'un glissement de terrain rotationnel	7
Figure I.6 : Chute de pierres et blocs.....	7
Figure I.7 : Fluage par une succession de bourrelets.....	8
Figure I.8 : Coulée de boue.....	8
Figure I.9 : Construction sur pente	9
Figure I.10 : Déblai au pied du talus.....	10
Figure I.11 : La courbe intrinsèque.....	11
Figure I.12 : Appareillage de Casa grande.....	13
Figure I.13 : Boîte de cisaillement de Casa grande.....	13
Figure I.14 : Appareillage triaxial.....	15
Figure I.15 : Appareil triaxial	15
Figure I.16 : Cercles de Mohr.....	15
Figure I.17 : Source sismique.....	16
Figure I.18 : Sondages carottés.....	18
Figure I.19 : Caisses de carottage.....	18
Figure I.20 : Sondages pressiométriques.....	19
Figure I.21 : Sondages à la pelle mécanique.....	19
Figure I.22 : Pénétrömètre dynamique.....	20
Figure I.23 : Standard pénétration test.....	20
Figure I.24 : Pénétrömètre statique.....	21
Figure I.25 : Balance.....	21
Figure I.26 : Tamis.....	22
Figure I.27 : Appareil de Casa grande pour les limites d'Atterberg.....	22
Figure I.28 : Surface de rupture.....	25
Figure I.29 : Bilan des forces	25
Figure I.30 : Rupture circulaire.....	26
Figure I.31 : Calcul par la méthode des tranches.....	27
Figure I.32 : Tranche.....	27

Liste des figures

Figure I.33 : Bilan des forces sur une tranche	28
Figure I.34 : Cercle de rupture.....	28
Figure I.35 : Surface de rupture.....	30
Figure I.36 : Modélisation d'un talus	31
Figure I.37 : Champ de déformée	31
Figure I.38 : Principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.....	32
Figure I.39 : Confortement par terrassement.....	33
Figure I.40 : Photo d'un confortement par terrassement (Autoroute Est-Ouest).....	33
Figure I.41 : Butée de pied.....	34
Figure I.42 : Allègement en tête.....	34
Figure I.43 : Adoucissement de la pente.....	35
Figure I.44 : Terrassement et purge en pied	35
Figure I.45 : Végétation.....	36
Figure I.46 : Schéma d'une tranchée drainante.....	37
Figure I.47 : Drains subhorizontaux.....	38
Figure I.48 : Réalisation du masque drainant.....	39
Figure I.49 : Drains verticaux.....	39
Figure I.50 : Mur de soutènement (autoroute EST WEST).....	40
Figure I.51 : Tirants d'ancrages.....	42
Figure I.52 : Clouage de pieux.....	43
Figure I.53 : Principales techniques de traitement d'un glissement.....	44

Liste des figures

Chapitre II : Analyse de glissement

Figure II.1 : Escarpement en tête du talus.....	46
Figure II.2 : Dénivelé entre la chaussée et le pied du talus.....	46
Figure II.3 : Affaissement et fissuration de la route.....	46
Figure II.4 : Fissuration du talus	47
Figure II.5 : Escarpement en tête du talus.....	48
Figure II.6 : Gabions endommagés.....	48
Figure II.7 : Implantation des deux sondages.....	50
Figure II.8 : Les différentes couches du premier sondage.....	51
Figure II.9 : Les différentes couches du deuxième sondage.....	52
Figure II.10 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques.....	53
Figure II. 11 : Profil du talus avec les différentes couches.....	54
Figure II.12 : Talus modélisé par Geoslope.....	57
Figure II.13 : Localisation de la ligne de rupture.....	58
Figure II.14 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par Geoslope.....	58
Figure II.15 : Talus modélisé par Talren4.....	60
Figure II.16 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (BISHOP).....	60
Figure II.17 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (FELLENIOUS).....	61
Figure II.18 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (PERTURBATIONS)...	61
Figure II.19 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par Talren4.....	62

Liste des figures

Chapitre III : Etude de confortement

Figure III.1 : Schéma type de la tranchée drainante	64
Figure III.2 : Profil du talus reprofilé.....	65
Figure III.3 : Talus reprofilé (Geoslope).....	66
Figure III.4 : Cercle de glissement après rabattement de la nappe phréatique associé à un reprofilage.....	66
Figure III.5 : Valeurs du coefficient de sécurité du premier confortement (Geoslope)...	67
Figure III.6 : Vue en plan de la disposition des pieux.....	68
Figure III.7 : Vue en 3D d'un groupe de pieux.....	68
Figure III.8 : Schéma d'un mur de soutènement.....	69
Figure III.9 : Profil du talus avec un mur de soutènement.....	69
Figure III.10 : Talus conforté par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage (Geoslope).....	70
Figure III.11 : Cercle envisagé après l'exécution du mur avec prise en charge de l'effet de drainage	71
Figure III.12 : Valeurs du coefficient de sécurité du deuxième confortement (Geoslope).....	71
Figure III.13 : Profil du talus avec deux murs de soutènement.....	73
Figure III.14 : Talus conforté par deux murs de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage (Geoslope).....	73
Figure III.15 : Localisation de la surface de rupture après l'exécution des deux murs avec la prise en charge de l'effet de drainage.....	73
Figure III.16 : Valeurs du coefficient de sécurité du troisième confortement (Geoslope).....	73
Figure III.17 : Profil du talus légèrement reprofilé avec un mur de soutènement.....	74
Figure III.18 : Talus conforté par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage associé à un reprofilage du talus (Geoslope).....	74
Figure III.19 : Cercle envisagé après l'exécution du mur avec prise en charge de l'effet de drainage et aménagement du talus.....	75
Figure III.20 : Valeurs de coefficient de sécurité du quatrième confortement (Geoslope).....	75
Figure III .21 : Tableau récapitulatif des prix de différentes solutions.....	76
Figure III.22: Tableau comparatif des différentes solutions en gain de FS et le prix.....	77

Introduction générale

Les sols et les sous-sols instables sont des dangers naturels qui menacent la vie et la propriété. Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain quise rencontrent fréquemment dans la construction des routes et des ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Ces phénomènes naturels sont d'origines très diverses et peuvent être catastrophiques et provoquent des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. Par conséquent, la propriété ou les terres pourraient ne pas se prêter de façon sûre à un aménagement et une modification d'emplacement.

Les glissements de terrains constituent à l'heure actuelle une des préoccupations majeure des ingénieurs dans le domaine des travaux publics donc les stabiliser est une tache indispensable dans la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Ainsi, notre travail consiste à analyser et conforterun glissement de terrain qui se situe sur la RN 77 au Pk 91+900 entre El Eulma et Beni Aziz dans la wilaya de Sétif.

Notons que ce glissement adéjàsubi un confortement au préalable qui s'est avéréinefficace.

Afin de mener à bien cette étude, nous avons organisé notre mémoire entrois parties.

Dans un premier temps, nous avonstrappeléles notions théoriques concernant lesmouvements de terrain en général, la résistance au cisaillement, les différents essais de reconnaissancede sol et les différents modes de confortement en particulier.

Dans un deuxième temps, nous avons analysé le glissement en question afin delocaliser les différentes surfaces de rupture éventuelles, en utilisant deux logiciels qui sontle Geoslope et le Talren4.

Dans un dernier temps, nous avons abordé la partie la plus importante de notre projet à savoirles solutions de confortements en tenant compte d'une part de l'efficacité del'ouvrage adopté et d'autre part le coté économique.

CHAPITRE 01

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

I. GENERALITES

I.1. Définition d'un mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.).

I.2. Prévision

Les mouvements de terrain ne se produisent que dans les secteurs où plusieurs facteurs (géologique, topographique, météorologique, anthropique...) se conjuguent. Il est donc possible par une étude secteur par secteur de ces paramètres, de tracer des cartes des zones où ces phénomènes sont susceptibles de se produire.

Mais du fait de la variété des mécanismes (glissement, éboulements) générateurs eux-mêmes liés à la complexité de comportements géotechnique des matériaux mobilisés, à la nature géologique de formations et à la géométrie des fractures, l'expert est démuné devant les nombreux facteurs spécifiques. Plutôt que de parler d'intensité et de probabilité de survenance comme pour les inondations par exemple, et qui ne peuvent être évaluées quantitativement pour les mouvements de terrain. On préfère utiliser la notion de prédisposition du site à produire un événement donné et si possible dans un délai retenu.

C'est l'importance des différents facteurs de prédisposition qui permet de déterminer la carte des aléas chute de blocs, glissements, etc. Ceci étant, la cartographie des zones à risques, basée sur une évaluation qualitative des paramètres qui régissent ces phénomènes, ne peut être absolument exhaustive.

Malheureusement dans la plupart des cas il est difficile de prévoir où et quand va se déclencher le mouvement rapide et quel est le volume concerné.

I.3. Prévention et protection

La prévention nécessite la connaissance des zones à risques. Pour les mouvements de terrain présentant des enjeux importants, des études approfondies doivent être faites : recherche des conditions géologiques et hydrogéologiques et des mécanismes avec, si besoin et, reconnaissances in situ (sondages géophysiques ...). On s'efforce ensuite de faire un pronostic sur l'extension du mouvement dans l'espace et dans le temps, par un suivi :

- des mesures de pression d'eau
- et des mesures de déplacements en surface et en profondeur.

II. LES DIFFERENTS TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS

La typologie de mouvements de terrains s'appuie sur deux principaux critères de classification ; la géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement) et la vitesse du mouvement. De façon simplifiée on classe les mouvements de terrain en quatre familles agréées par le Comité International de géologie de l'ingénieur (Nemcoka, pasek, rybar, 1972) :

- Les glissements.
- Les écroulements et chute de pierres.
- Le fluage.
- Les coulées boueuses.

II.1. Les glissements

Le glissement est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une ou plusieurs surfaces de ruptures (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.



Figure I.1 : Glissement de terrain

Etude bibliographique

La surface de rupture est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan) d'où on en distingue deux familles de glissements :

II.1.1. Glissement plan

Les glissements plans se produisent par un mouvement de translation sur un plan incliné vers le haut par une fissure de traction. La ligne de rupture s'établit sur une discontinuité du milieu. Ce type se présente dans les argiles surmontées par des sols perméables qui laissent s'infiltrer jusqu'à atteindre l'argile qui se ramollit et déclenche le glissement.

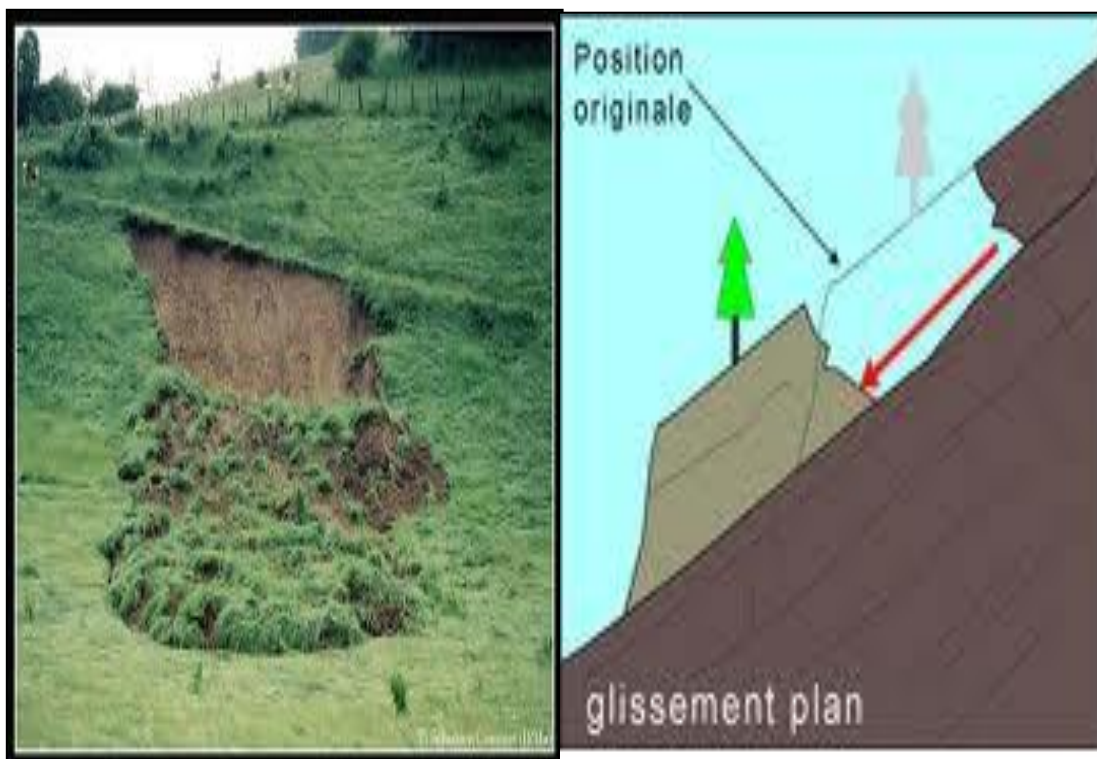


Figure I.2 : Photo et croquis d'un glissement plan

II.1.2. Glissement rotationnel

Les glissements rotationnels se produisent par un basculement de masse le long d'une surface courbée plus ou moins circulaire.



Figure I.3 : Photo et croquis d'un glissement rotationnel

Ils se décomposent en deux autres classes :

A. Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est le plus fréquent, la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas.

Le glissement rotationnel simple se présente dans un milieu généralement homogène et isotrope, c'est-à-dire des sols non affectés par des discontinuités géologiques.

Dans un tel glissement, on distingue :

- en tête des fissures de traction ;
- un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- à la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

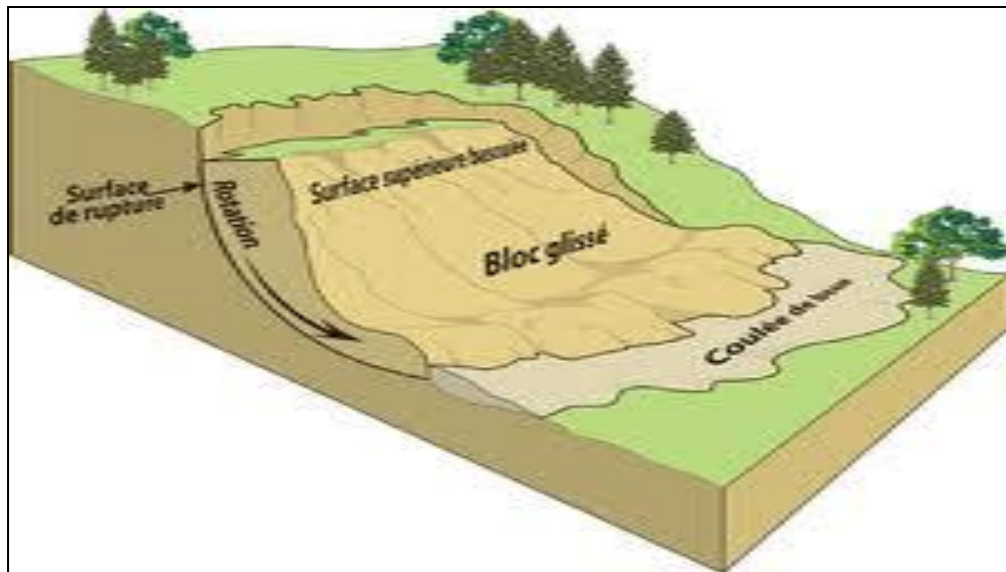


Figure I.4 : Croquis d'un glissement rotationnel simple

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations ; soit à une modification des caractéristiques mécaniques des sols.

B. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont dont la surface de rupture est non circulaire.

Ce type de glissement évolue généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

Anisotropie de structure, anisotropie mécanique, caractéristiques mécaniques variant en profondeur, suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

Dans les glissements rotationnels complexes on peut citer :

-Les glissements en escalier : constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.

-Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain,

-Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

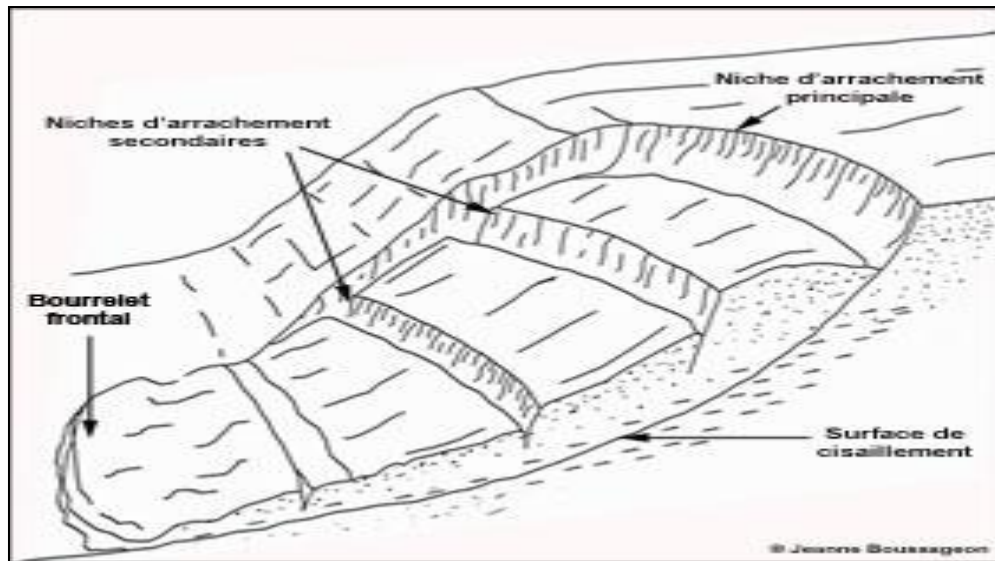


Figure I.5 : Structure d'un glissement de terrain rotationnel

II.2. Les écroulements et chutes de pierres

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés, de dimensions variables, ils sont spectaculaires et dangereux, mais ils sont heureusement assez rares.

Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente.



Figure I.6 : Chute de pierres et blocs

II.3. Le fluage

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable. L'état ultime peut être, soit la stabilisation, soit la rupture.



Figure I.7 : Fluage par une succession de bourellets

II.4. Les coulées boueuses

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse (écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides). Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain et se produit essentiellement en montagne.



Figure I.8 : Coulée de boue

III. PRINCIPALES CAUSES DE GLISSEMENT

L'instabilité des pentes de terrains dépend de :

III.1. Conditions inhérentes au milieu

La nature et la structure des terrains, la morphologie du site, la pente topographique. Les matériaux affectés sont très divers et peuvent concerner soit le substratum rocheux, soit les formations superficielles.

III.2. Les facteurs déclenchant

Les facteurs peuvent être d'origine ;

A. Naturelle

-une diminution des résistances du sol ; le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée, son effet est alors multiplié.

- fortes pluies et fonte des neiges qui entraînent une augmentation des pressions interstitielles,
- affouillement des berges,
- effondrement de cavités sous-minant le versant,
- plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme.

B. Anthropique; suite à des travaux

-une augmentation des charges en amont (en tête d'un talus ou d'un versant déjà instable) : construction d'un ouvrage.



Figure I.9 :Construction sur pente

Etude bibliographique

-une diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide : suppression d'une butée stabilisatrice.



Figure I.10 : Déblai au pied du talus

-rejets d'eau,
-certaines pratiques culturelles,
-déboisement.

IV. RESISTANCE AU CISAILLEMENT

En mécanique des sols et surtout en stabilité des pentes, on travaille à l'état limite.

La résistance est égale à la contrainte de cisaillement maximum que le sol peut supporter.

Les sols sont créés et déposés par la nature (des fois par l'homme). À l'encontre des autres matériaux comme l'acier et le béton, la résistance n'est pas une spécification garantie par le manufacturier. Le problème dans les sols consiste à établir cette résistance.

Le principal problème en stabilité des pentes :

-Quelle est la résistance du sol pour les conditions données (fin de construction, à long terme, vidange rapide, sollicitation dynamique, etc.) ?

-De quoi va dépendre la résistance d'un sol ?

IV.1. Courbe intrinsèque, Critère de Mohr Coulomb

En MDS on utilise la notion de **courbe intrinsèque** qui est représentée dans le plan de Mohr

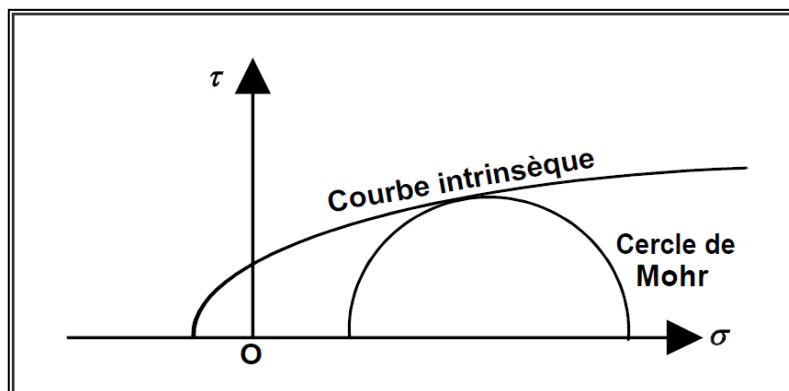


Figure I.11 : La courbe intrinsèque

Coulomb a remarqué que la résistance au cisaillement à la rupture (τ_{rupt}) est directement proportionnelle à la contrainte normale (σ_{rupt}). La courbe représente une droite d'équation

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

Donc la résistance au cisaillement dépend principalement de ces deux paramètres c et de φ .

- c exprime la résistance au cisaillement propre au sol sous contrainte normale nulle.

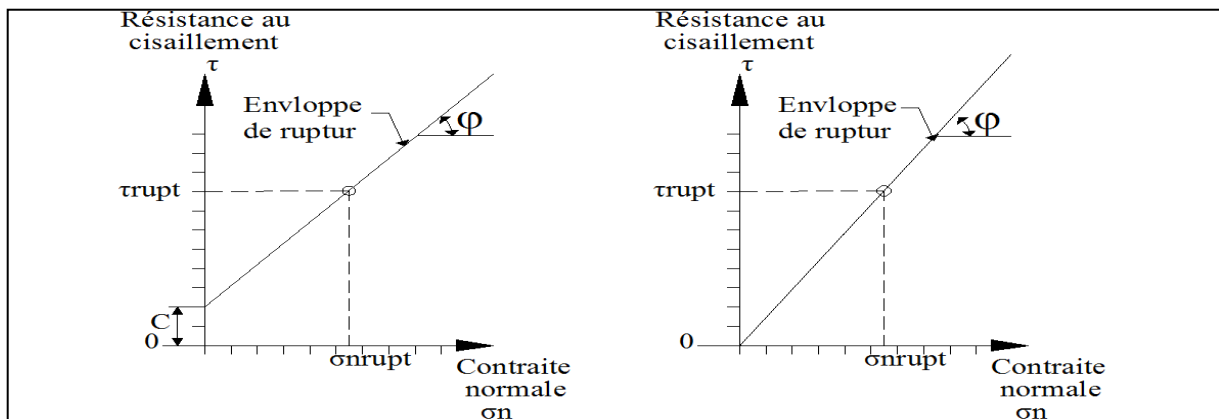
La cohésion est nulle dans les sols pulvérulents et relativement élevée pour les sols cohérents.

- φ traduit le frottement dans le glissement grain sur grain. Contrairement à la cohésion, l'angle de frottement est, relativement, faible dans les sols cohérents et élevé dans les sols pulvérulents.

Etude bibliographique

a) Equation appliquée aux sols cohérents

b) Equation appliquée aux solspulvérulents



IV.2. Evaluation de la résistance de cisaillement

Si on regarde l'ouvrage d'une façon générale et universelle la résistance au cisaillement dépend de c et de ϕ qui sont fonction de plusieurs paramètres qui sont indépendants :

- C : composition du sol (même particules, deux arrangements).
- e : indice des vides
- s' : contrainte effective - m condition de drainage.
- H : histoire des contraintes
- T : température.
- $\dot{\epsilon}$: déformation
- $\dot{\epsilon}$: taux de déformation
- S : structure du sol.
- a : direction des contraintes principales pour matériaux anisotrope.

En conséquence, les valeurs de ϕ sont déterminées pour des conditions spécifiques et en fonction du type de sollicitation.

L'évaluation de la résistance pour les différentes conditions nous amène à examiner les différents types d'essais comme exemple de sollicitation.

Etude bibliographique

IV.2.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casa grande

Cet essai consiste à placer un échantillon de sol dans un cylindre composé d'une partie supérieure qui peut coulisser horizontalement sur une partie inférieure. Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci

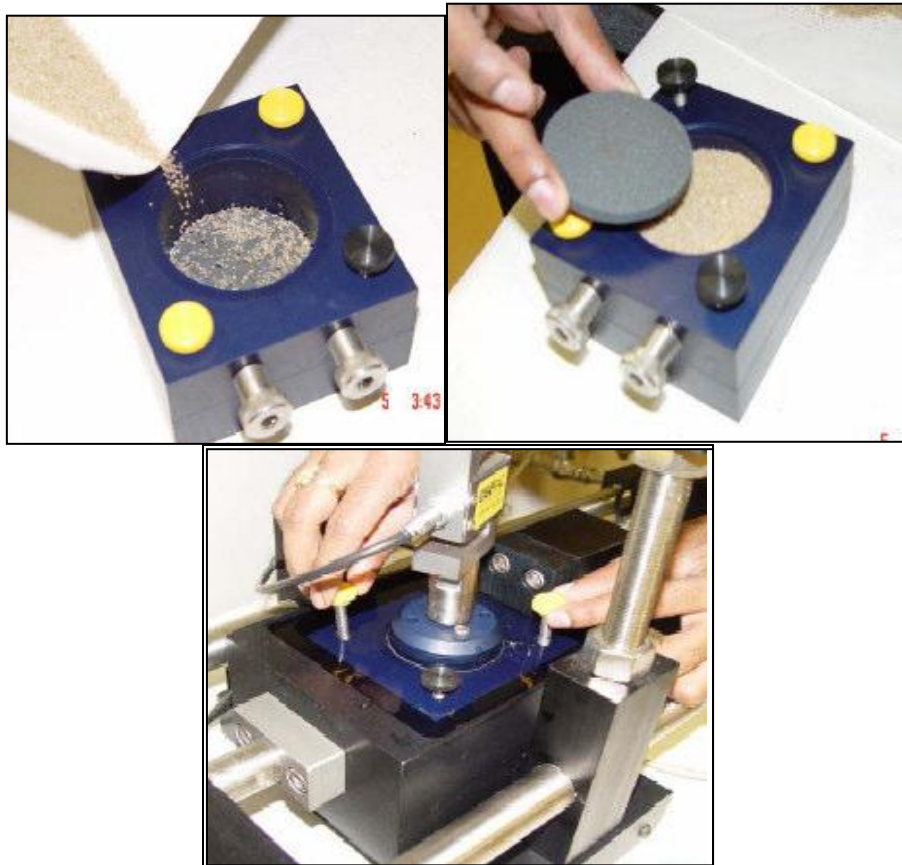


Figure I.12 : Appareillage de Casa grande

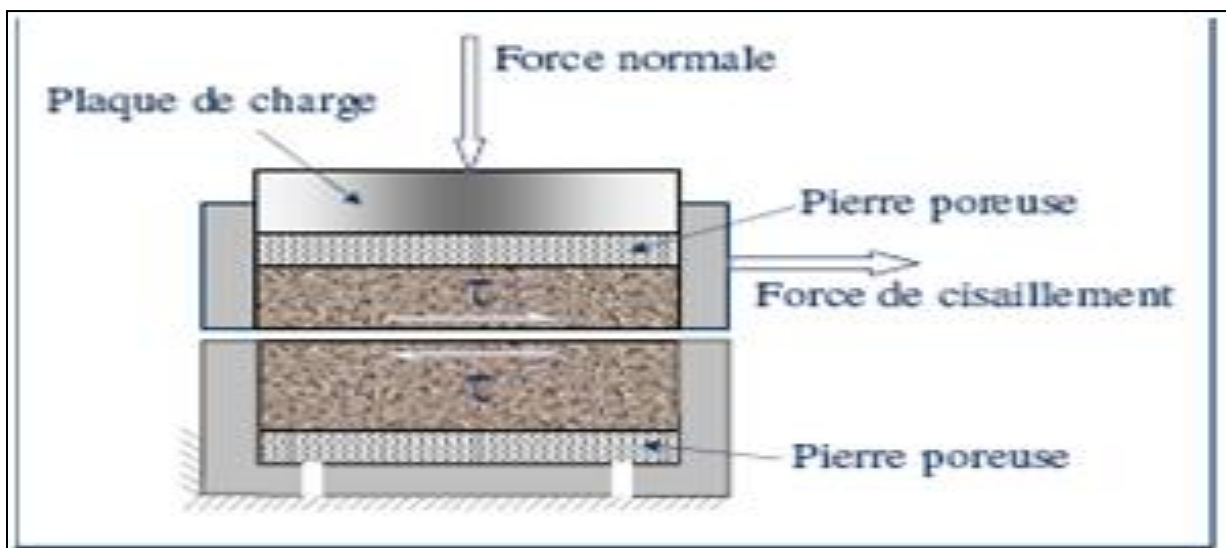
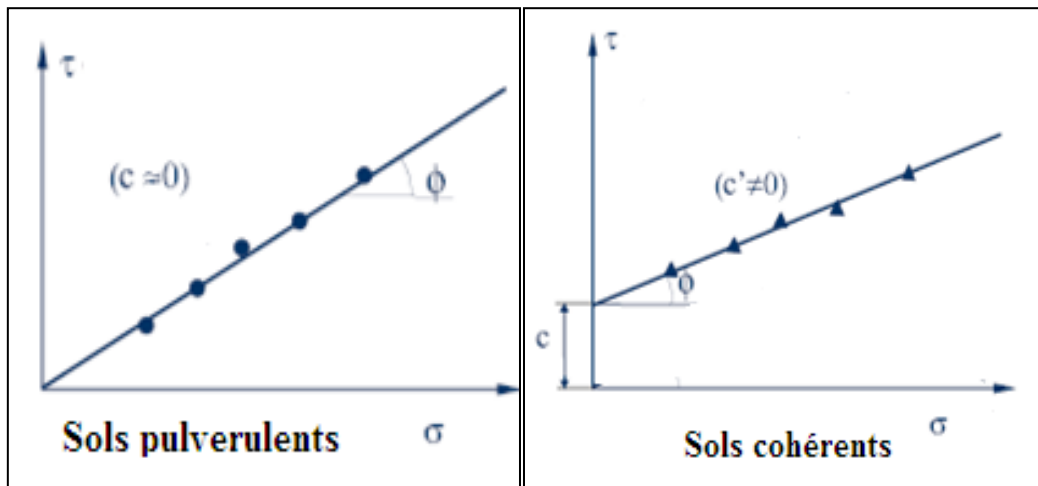


Figure I.13 : Boîte de cisaillement de Casagrande

Etude bibliographique

Si cet essai se réalise sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme (σ, τ)



Avantage de l'essai

-Essai rapide simple et peu coûteux

Inconvénients de l'essai

- Contrôle du drainage (difficile pour les sols fins);
- L'essai n'est utile que dans des cas complètement drainés;
- On force la rupture sur un plan qui n'est pas nécessairement le plus critique (plan imposé);
- On crée une concentration de contrainte.

Etude bibliographique

IV.2.2. Essai de cisaillement triaxial

Un échantillon cylindrique est soumis à une pression hydrostatique de confinement σ_c (contrainte dans la cellule). Une contrainte déviatorique est appliquée verticalement par un piston. Puisque aucune contrainte extérieure de cisaillement n'est appliquée, les contraintes horizontales et verticales sont des contraintes principales.



Figure I.14 : Appareillage triaxial

Le déviateur est appliqué de façon à provoquer une déformation en compression axiale.

Au début de l'essai, les contraintes dans l'échantillon sont représentées par un point.

$a(\sigma_c, 0)$, aucun cisaillement $\tau=0 \rightarrow$ condition isotrope.

Ensuite avec l'application de la contrainte $\Delta s = \sigma_1 - \sigma_3$, les contraintes sont représentées par un cercle $C(\sigma_c, \tau_c) \rightarrow$ rayon $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \rightarrow$ condition anisotrope - $k_0 = \sigma_3/\sigma_1$ -

L'enveloppe de résistance peut être tracée à partir de plusieurs cercles de rupture

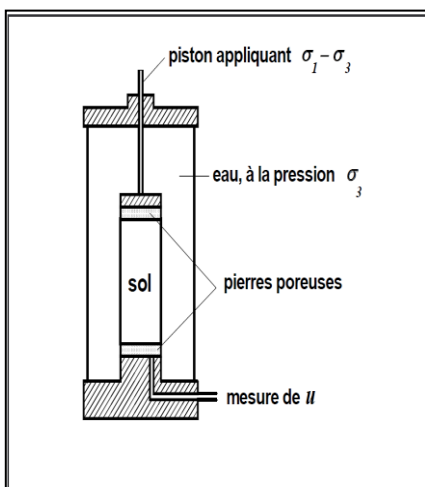


Figure I.15 : Appareil triaxial

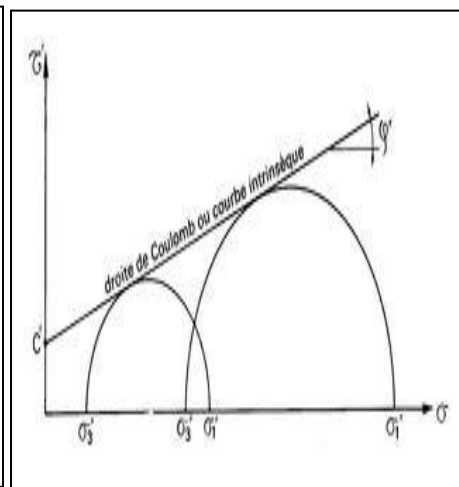
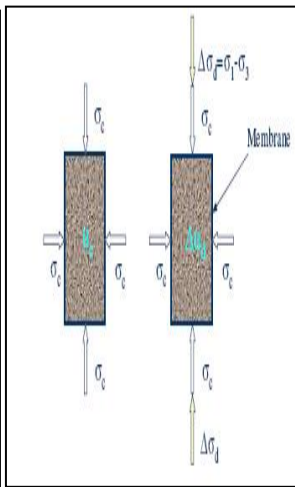


Figure I.16 : Cercles de Mohr

V. RECONNAISSANCE DU SITE

V.1.Reconnaissance topographique

- Etablissement d'un plan topographique à grande échelle du secteur dans lequel se situe la zone glissée pour en tirer un plan en courbe de niveau, et des profils jalonnés.
- Photo-interprétation et télédétection. Cette dernière permet le traitement informatique des données.
- Le piquetage du site de la zone glissée permet de suivre l'évolution du glissement et de localiser exactement la zone en mouvement.
- Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement.

V.2.Reconnaissance géologique

La reconnaissance géologique permet l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

V.3.Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques sont pratiquées pour étudier la nature géologique des premières couches du sol à l'échelle de plusieurs mètres. Non destructives, elles consistent à mesurer et à interpréter la propagation d'ondes électriques ou sismique dans le sous-sol.



Figure I.17 : Source sismique

V.4.Reconnaissance hydrologique

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

V. 5.Reconnaissance géotechnique

Il est important de connaître les propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols. Les reconnaissances géotechniques consistent à diagnostiquer le sol avec des outils mécaniques de sondage. Pour dimensionner des fondations ou assurer la stabilité des ouvrages, il est indispensable de connaître la structure et la nature du sol. Les données recueillies alimentent les études techniques, qui déterminent les caractéristiques des ouvrages en fonction des capacités mécaniques du sol et des contraintes des ouvrages.

V. 5. 1. Objectifs essentiels à la qualité des études

- préciser la nature et la structure du sol, en particulier pour délimiter et caractériser les principales zones compressibles,
- mesurer les caractéristiques géotechniques des terrains traversés, en particulier pour le pré dimensionnement des ouvrages,
- identifier les aléas majeurs liés à la géologie et à l'hydrogéologie locale,
- apprécier les conditions de réutilisation des matériaux dans la définition des mouvements de terre (déblai, remblai).

V.5.2. Différents moyens de prospection en fonction des besoins d'investigation

V.5.2.1. Sondage

Le sondage est une méthode simple pour évaluer la constitution et les propriétés du sol. Il faut en tenir compte lors de la sélection de l'emplacement, de la profondeur et du diamètre au stade de la planification.

A. Le sondage carotté ou destructif, le sondage à la tarière mécanique

Ils sont pratiqués pour l'étude des ouvrages d'art (viaducs) et des zones de déblais. Fonctionnant sur le même principe qu'une perceuse, ils sont développés pour :

- remonter des échantillons de sols pour les tester en laboratoire,
- observer la succession des couches de sol et les éventuelles venues d'eau.

A la différence d'un sondage destructif ou à la tarière, le sondage carotté permet de conserver une « image » de la succession des couches.



Figure I.18 : Sondages carottés

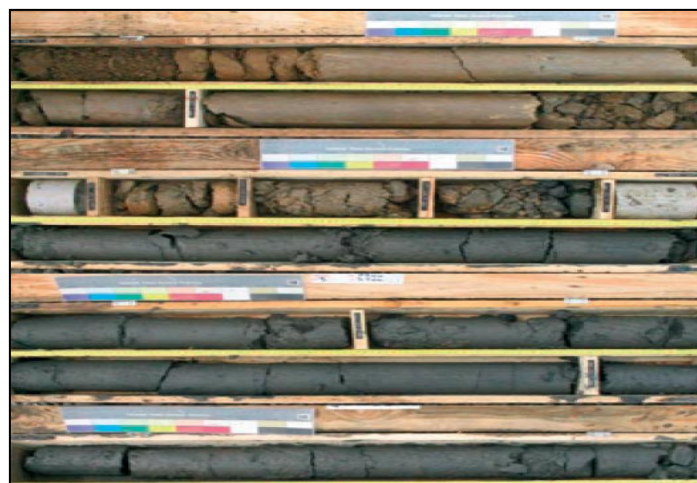


Figure I.19 : Caisses de carottage

Etude bibliographique

B.Le sondage pressiométrique

Il est pratiqué pour l'étude des ouvrages de franchissement (ponts et viaducs) et dans les zones où les sols sont généralement meubles et argileux. Dans un trou de sondage, une augmentation de pression est opérée de manière volontaire et localisée. Ce type de sondage est développé pour observer le comportement du sol face à cette force (résistance, capacité à gonfler...).



Figure I.20 :Sondages pressiométriques

C.Le sondage à la pelle mécanique

Les sondages à la pelle mécanique consistent à creuser par passes successives au droit d'un indice observé sur site afin d'en définir la nature autant que faire se peut).



Figure I.21 :Sondages à la pelle mécanique

Etude bibliographique

V.5.2.2. Les essais de résistance (Pénétromètres)

A.L'essai de pénétromètre dynamique

L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage successif un train de tiges lisses muni à son extrémité d'une pointe évasée (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai).

Le pénétromètre dynamique est conçu pour les sols pulvérulents (sable ou zone d'oued), il est déconseillé dans les sols cohérents.

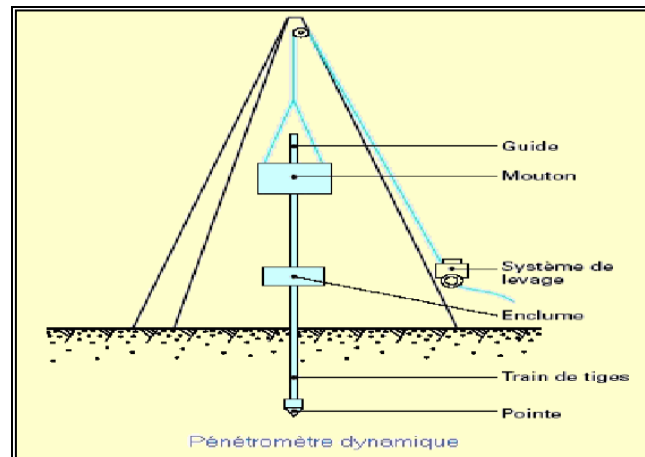


Figure I.22 : Pénétromètre dynamique

B.Standard pénétration test (SPT)

Le SPT est un essai de pénétration dynamique, il consiste à battre dans le sol un carottier de 813mm de long et 37mm de diamètre en tombant un mouton de 63Kg d'une hauteur de chute normalisée $h=76\text{cm}$.

Il permet de déterminer la nature du sol et la compacité (densité) des couches du sol.

Le SPT est déconseillé pour les sols cohérents en présence de la nappe phréatique et les sols caillouteux donc conseillé pour les sols pulvérulents.

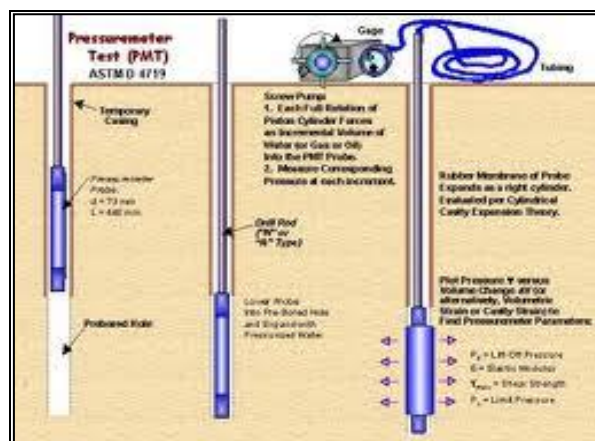


Figure I.23 : Standard pénétration test

Etude bibliographique

C.L'essai de pénétromètre statique

L'essai consiste à enfoncer, dans le sol, par une vitesse lente et constante (0,5 à 2cm par seconde) à l'aide d'un vérin hydraulique ancré dans le sol ou monté sur camion, des tiges munies d'une pointe à cône à leur extrémité.

Il permet de mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe (lecture directement sur manomètres –dynamo-).

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

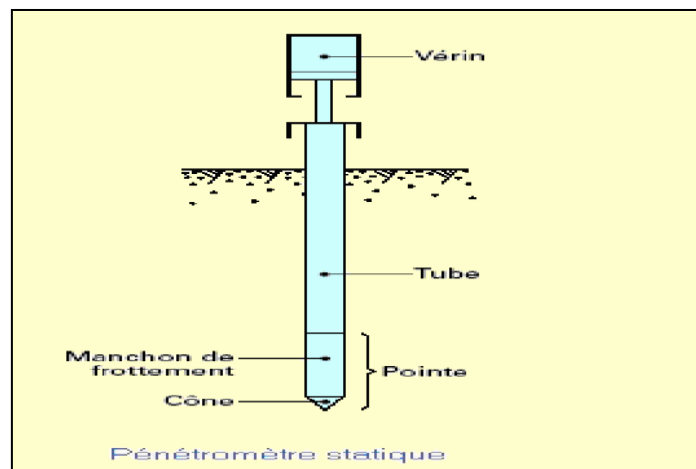


Figure I.24 : Pénétromètre statique

V.5.2.3. Les essais en laboratoire

A. Essai d'identification des sols

Ces essais généralement simples, sont destinés à décrire et identifier les sols, à les classer et apprécier leur état sont les suivants :

1.La teneur en eau naturelle « w »

Elle est définie comme le rapport en pourcentage% du poids d'eau w_w que le sol contient au poids w_d de ses éléments secs obtenus par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.

$$W\% = (w_w / w_d) \times 100$$



Figure I.25 : Balance

Etude bibliographique

2. L'analyse granulométrique

Celle-ci permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids d'un matériau, elle comprend deux opérations ;

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μ m
- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μ m

Cette analyse est représentée par une courbe granulométrique.



Figure I.26 : Tamis

3. Les limites d'Atterberg

Ces limites sont les teneurs en eau caractérisant conventionnellement, sur un sol fin remanié et selon un mode opératoire bien déterminé :

- Le passage de l'état « liquide » à l'état « plastique »

La teneur en eau correspondante est appelée limite de liquidité W_l

- Le passage de l'état « plastique » à l'état « solide »

La teneur en eau correspondante est appelée limite de plasticité W_p

L'indice de plasticité est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_l - W_p$$

L'indice de consistance est donné par la formule suivante :

$$I_c = (W_l - W) / (W_l - W_p) \quad \text{avec } W \text{ est la teneur en eau à l'état naturelle}$$

La connaissance de W_l et I_p permet de situer les sols fins dans un diagramme conventionnel dit « diagramme de plasticité de Casagrande ».

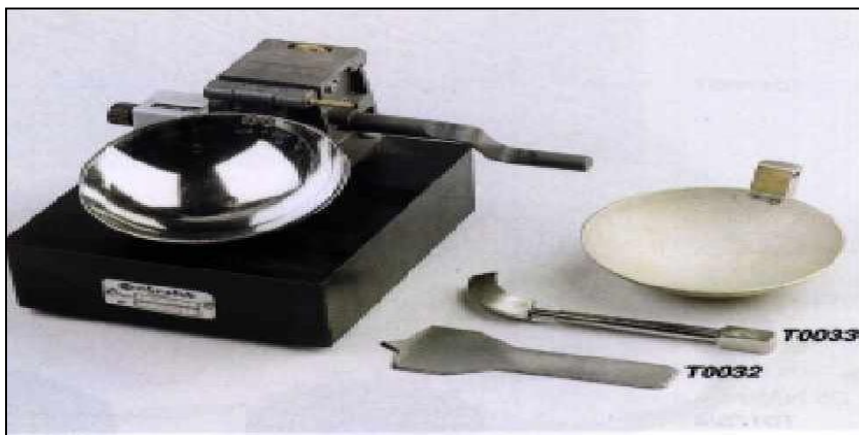


Figure I.27 : Appareil de Casa grande pour les limites d'Atterberg

4. Les poids volumiques

- Le poids volumique du sol humide est le rapport du poids total W d'une certaine quantité du sol à son volume V , le sol a une teneur en eau w

$$\gamma_h = W/V$$

- Le poids volumique du sol sec est le rapport du poids de matières sèches W_d contenue dans le volume V d'une certaine quantité de sol à une teneur en eau W à ce volume V

$$\gamma_d = W_d / V$$

- Le poids volumique des grains est le rapport du poids des grains W_d contenus dans une certaine quantité de sol au volume « V_s » de ces grains

$$\gamma_s = W_d / V_s$$

5. L'équivalent de sable « ES »

Cet essai simple est destiné à déterminer, selon un mode opératoire précis, la proportion relative à des éléments fins flocculés dans la fraction d'éléments de dimension inférieure à 5 mm d'un sol granulaire fin.

L'ES est le rapport en % de la hauteur du sable sédimenté à la hauteur totale du sable et de flocculat.

6. La valeur de bleu « VB »

La valeur de bleu « VB » est la masse de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche mono moléculaire de ce colorant la surface de toutes les particules de sol incluses dans une masse de 100 gramme du sol étudié.

B. Essais de résistance mécanique

Ces essais ont pour but de déterminer la résistance des sols au cisaillement.

(Vus précédemment)

VI. METHODES D'ANALYSE DU GLISSEMENT

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre donc il est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture.

VI.1. Coefficient de sécurité

VI.1.1. Notion de coefficient de sécurité

Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la contrainte de cisaillement maximale mobilisable à celle nécessaire à l'équilibre du sol

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

F est constant le long de la courbe de rupture

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

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

- soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F=1$, les caractéristiques correspondantes.
- soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. 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.

VI.1.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix, ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $F = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

VI.2.Méthodes de calcul

VI.2.1.Le calcul à 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 (ou rigide rupture). 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).

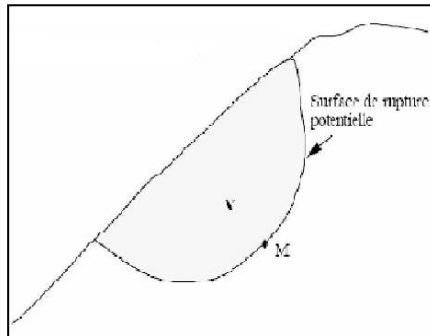


Figure I.28 : Surface de rupture

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

VI.2.1.1.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. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que les forces externes horizontales et verticales s'équilibrent les unes par rapport aux autres.

La figure suivante 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.

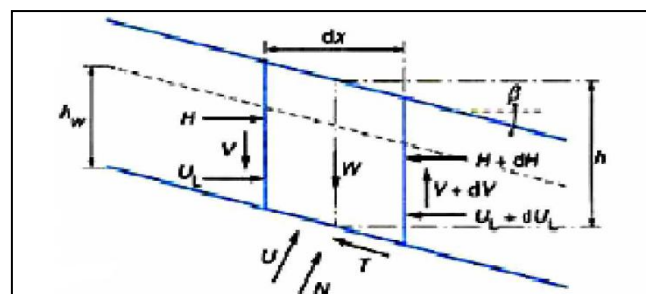


Figure I.29 : Bilan des forces

Etude bibliographique

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$F = \frac{2C}{h \gamma^{sat} \sin 2\beta} + \frac{\gamma^{sat} - \gamma^w}{\gamma^{sat}} \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$$

a.sol non saturé

$$F = \frac{2C}{h \gamma \sin 2\beta} + \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$$

Pour un sol pulvérulent $C=0 \rightarrow F = \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$

b.sol saturé

-Argile saturée $\text{tg}\varphi=0 \rightarrow F = \frac{2C}{h \gamma^{sat} \sin 2\beta}$

-Sol pulvérulent $C=0 \rightarrow F = \frac{\gamma^{sat} - \gamma^w}{\gamma^{sat}} \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$

En comparant le résultat du sol pulvérulent saturé à celui du sol pulvérulent non saturé, on remarque que F réduit ; d'où l'importance de drainer les talus.

VI.2.1.2.Rupture circulaire

A.Méthodes globales

Les surfaces de rupture observées sont souvent circulaires.

Cette méthode dite globale permet de déterminer le coefficient de sécurité dans le cas :

- un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : c, φ
- un talus de hauteur H faisant un angle α avec l'horizontal.

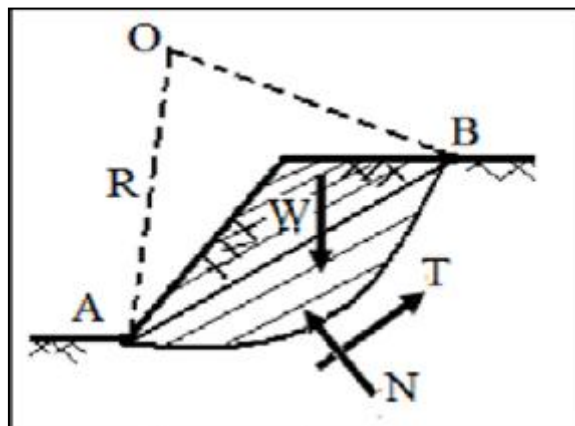


Figure I.30 : Rupture circulaire

Etude bibliographique

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.

B. Méthodes des tranches

Les terrains sont rarement homogènes et isotropes, et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée d'où les méthodes des tranches sont souvent utilisées.

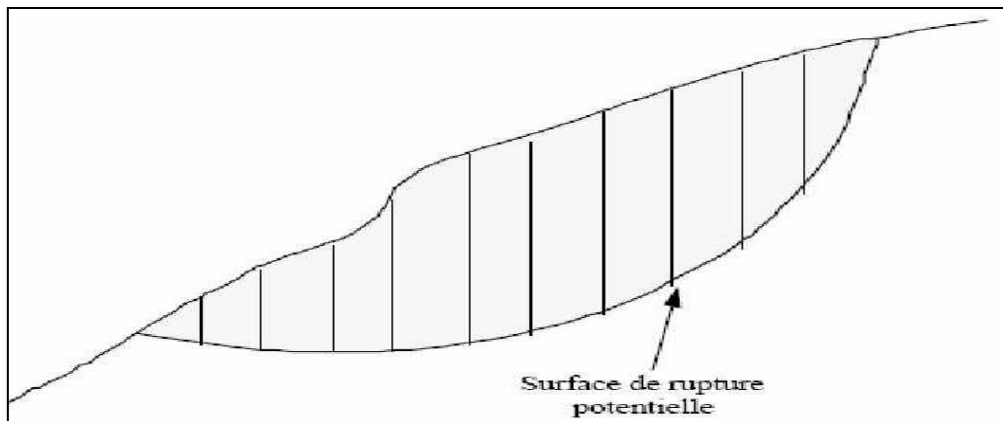


Figure I.31 : Calcul par la méthode des tranches

B.1. Méthode de Fellenius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de rupture est subdivisé en n tranches de caractéristiques différentes c_i, φ_i, γ_i

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement en découpant le volume du sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

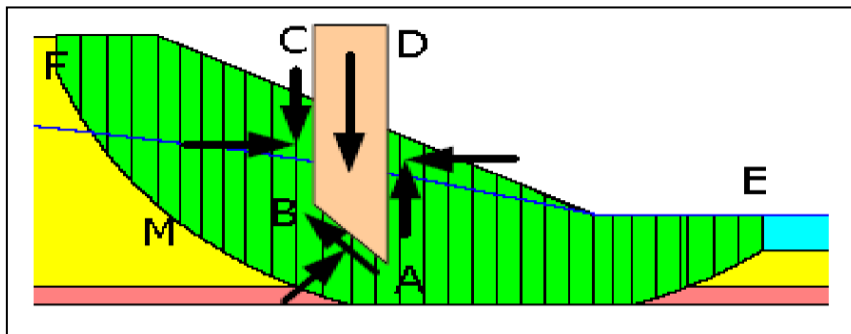


Figure I.32 : Tranche

Etude bibliographique

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches,

Par exemple la tranche "ABCD" est soumise à un bilan de forces suivantes:

- son poids W ;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB;
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V . Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions interstitielles u .

Définissons par rapport au centre O :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres W , qui tend à provoquer le glissement ;
- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

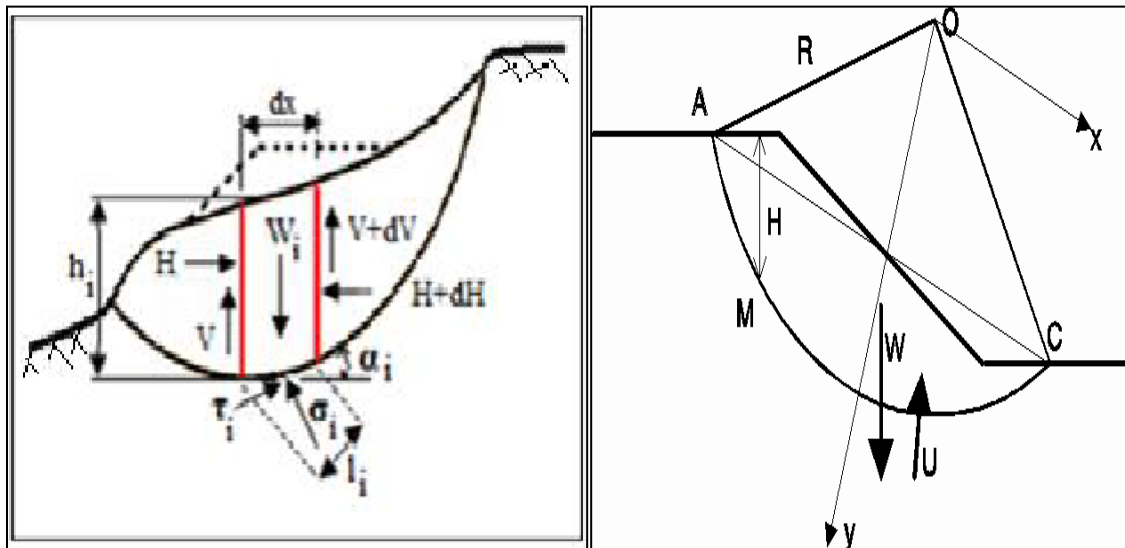


Figure I.33 : Bilan des forces sur une tranche **Figure I.34 : Cercle de rupture**

Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) inter tranches s'équilibrent.

Par définition le coefficient de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches, divisés par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches. Il a pour expression :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

B.2 Méthode de Bishop

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

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{(\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n w_i \tan \varphi_i) / \sum_{i=1}^n m_\alpha}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$
$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F} \right)$$

La valeur de F est calculée par itération successive. La première valeur d'itération est celle calculée par la méthode de Fellenius.

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%).

D'autres méthodes font des hypothèses différentes :

Janbu (ligne d'action des forces inter tranches située au 1/3 de la hauteur des tranches) ;

Spencer (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant) ;

Morgestern et Price (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches = f(x)) ;

Perturbations (méthode proposée par Raulin du LCPC)...

VI.2.2. Le calcul en contraintes et déformations

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain, si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voire erroné. Les calculs à la rupture ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain (les déplacements enregistrés sur le terrain signifient-ils un état proche de la rupture ou non ?).

Pour répondre à ce type de questions, il faudra connaître complètement en contraintes déformations du terrain en tout point. Ce comportement est connu pour un certain nombre de géométrie simple (tunnel circulaire par exemple) et de lois de comportement simple (élasticité linéaire par exemple). Dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturels ce comportement peut être approché par des calculs numériques :

Eléments finis, différences finies ;

Eléments frontières (boundary elements) ;

Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités) ;

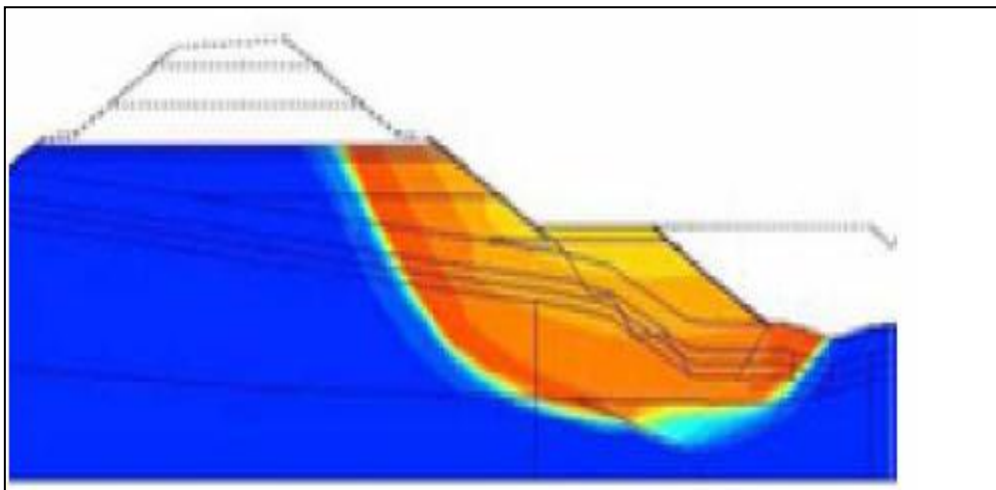


Figure I.35 : Surface de rupture

Etude bibliographique

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture, ils nécessitent connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces derniers sont encore largement utilisés. Dans la suite nous décrirons essentiellement les calculs à l'équilibre limite.

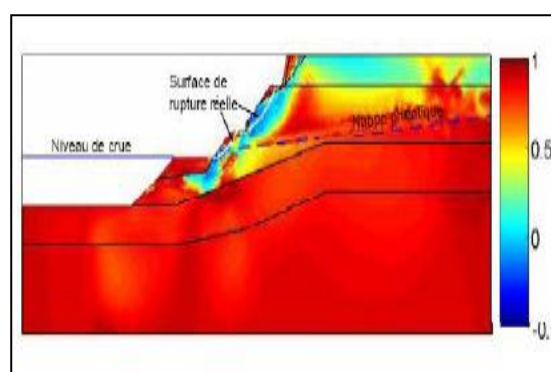
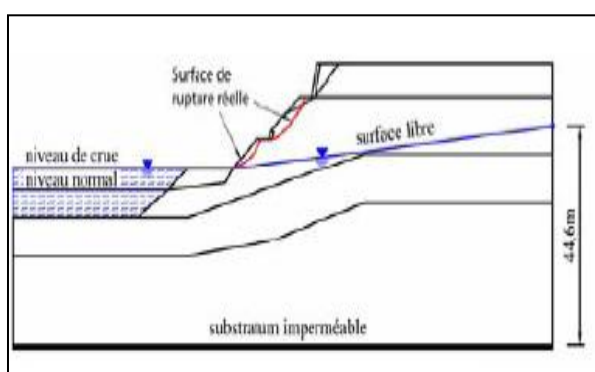


Figure I.36 : Modélisation d'un talus **Figure I.37 : Champ de déformée**

Ces méthodes de calcul ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les déplacements (on ne pourra jamais reproduire parfaitement la géométrie, l'hétérogénéité et le comportement des terrains in situ), mais ils donneront un certain nombre d'éléments d'indices.

VII.METHODES DE CONFORTEMENT

VII.1. Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Il est très important de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation est lié directement à ces paramètres.

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain :soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées de sol en mouvement.

La figure suivante présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques s'avère de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre leur efficacité avec le temps, ou encore si l'on peut tolérer des déformations, on adopte plutôt $FS = 1,5$.

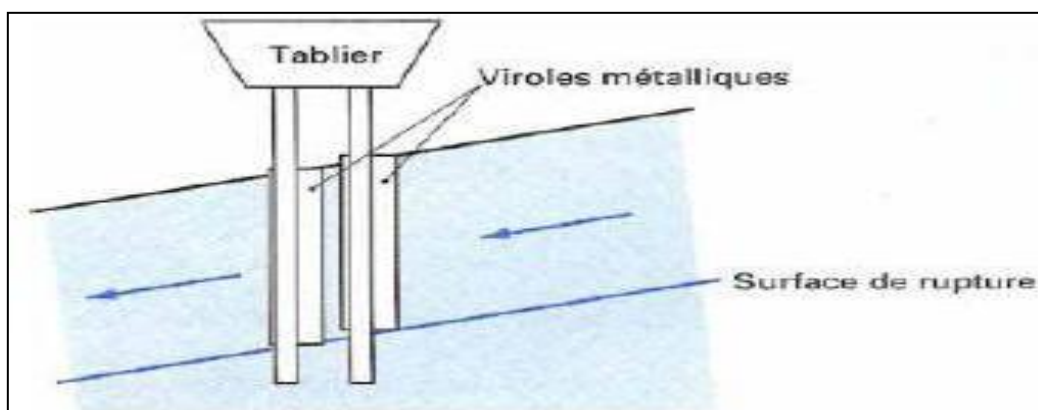


Figure I.38 : Principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement

VII.2 .Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement:

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage **méthode de stabilisation par les substitutions partielles ou **terrassement** totales de la masse instable.**



Figure I.39 : Confortement par terrassement



Figure I.40 : Photo d'un confortement par terrassement (Autoroute Est-Ouest)

Etude bibliographique

VII.2 .1.Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement.

Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qu'on va la dimensionner. La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple en aval.

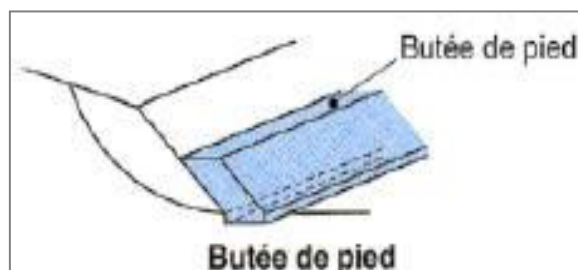


Figure I.41 : Butée de pied

VII.2 .2.Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à terrasser dans la partie supérieure. Il engendre une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste à un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger.

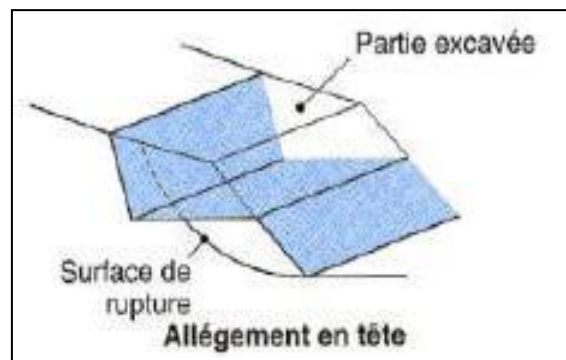


Figure I.42 :Allègement en tête

VII.2 .3.Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. 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. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par 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.

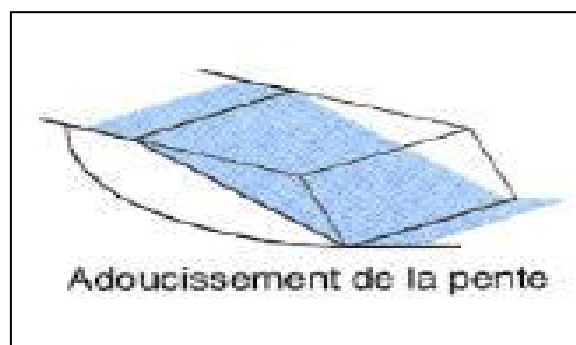


Figure I.43 : Adoucissement de la pente

VII.2 .4 .Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. Comme cela est souvent le cas de glissements superficiels dans la frange d'altération d'un massif rocheux.



Figure I.44 : Terrassement et purge en pied

Etude bibliographique

VII.2 .5.Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il est important 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.

La substitution des matériaux glissés nécessite la connaissance du volume 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 terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. Il est toujours préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes longtemps.

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

VII.2 .6.Effets de la végétation

La végétalisation des talus est recommandée car, outre son aspect esthétique, elle maintient le sol de surface en place et évite le ravinement. Si la végétation de la pente est arbustive, des études ont montré que les racines des arbres confèrent au sol une certaine cohésion de surface, mais facilite les infiltrations. Des essences sont plus adaptées que d'autres, l'acacia et le genêt par leurs longues racines peuvent même être utilisés pour des talus rocheux. La végétation a aussi un rôle hydrique important en favorisant l'évapotranspiration et toute molécule d'eau conduite hors de la pente favorise la stabilité. En cas de longue période pluvieuse cette action bénéfique trouve ses limites.



Figure I.45 : Végétation

VII.3. Dispositifs de drainage

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

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

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

VII.3.1. 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, ou la détérioration de dispositifs tels que grillages pendus par surcharge de glace,
- de limiter les pressions interstitielles.
- pour les falaises longeant (ou surplombant) des voies de circulation, de limiter la formation de chandelles de glace pouvant être extrêmement dangereuses pour les usagers en cas de chute.

Le principe est de collecter les arrivées d'eaux superficielles le plus tôt possible :

- à l'amont en crête de massif,

Etude bibliographique

- au niveau des exutoires à la surface du massif.

Diriger et évacuer les eaux collectées en dehors de la zone sensible

En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans des nombreux cas de glissements.

VII.3.2 .Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes decourant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépendent des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

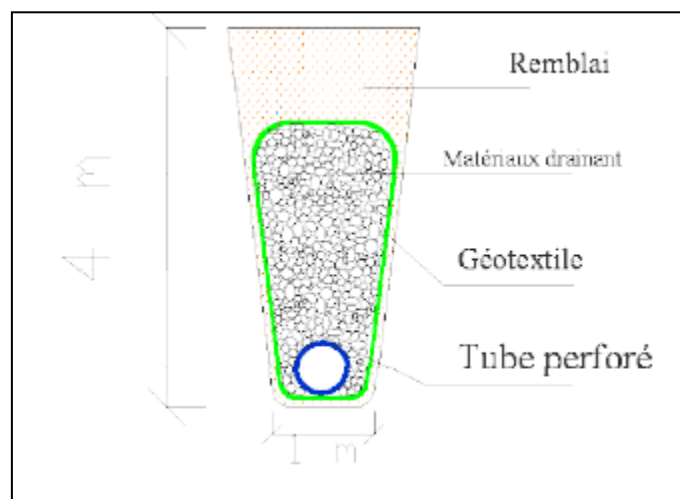


Figure I.46 : Schéma d'une tranchée drainante

VII.3.3. Drains subhorizontaux

Cette méthode 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. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

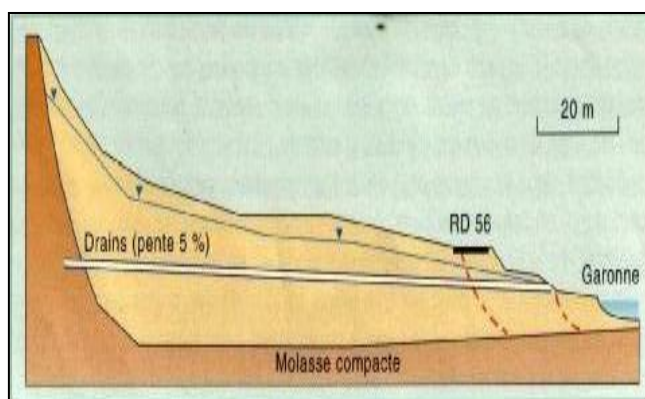


Figure I.47 : Drains subhorizontaux

VII.3.4. Masques et éperons drainants

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



Figure I.48 : Réalisation du masque drainant

VII.3.5.Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.



Figure I.49 :Drains verticaux

VII.4.Eléments résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

VII.4.1.Ouvrages de soutènement

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas le déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe.

Et la rupture en traction d'ancrages est un phénomène très violent. Pour comprendre ce risque il est parfois bon de raisonner en forces mises en présence, on se rend compte alors que les efforts que doit encaisser l'ouvrage sont démesurés.

Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.



Figure I.50 :Mur de soutènement

VII.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.

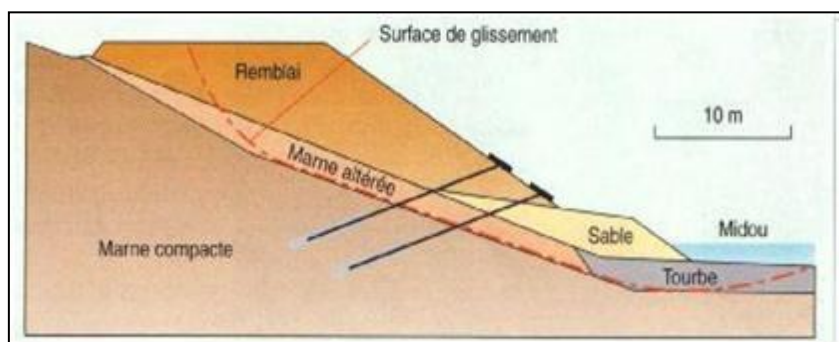


Figure I.51 :Tirants d'ancrages

VII.4.3. Le clouage

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.

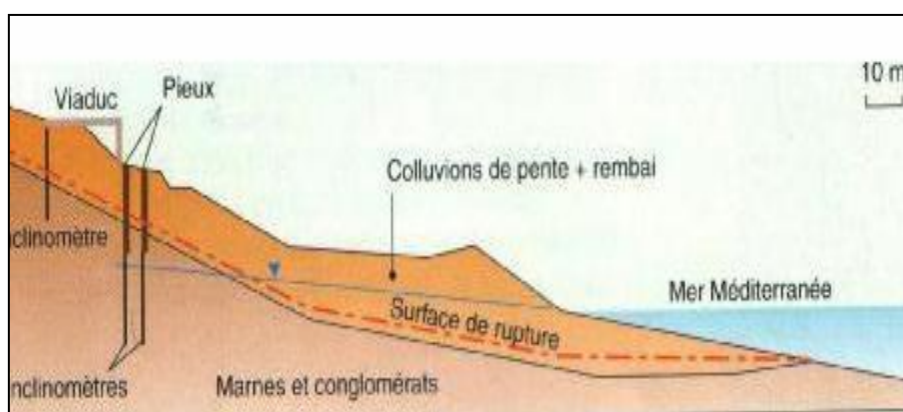


Figure I.52 : Clouage de pieux

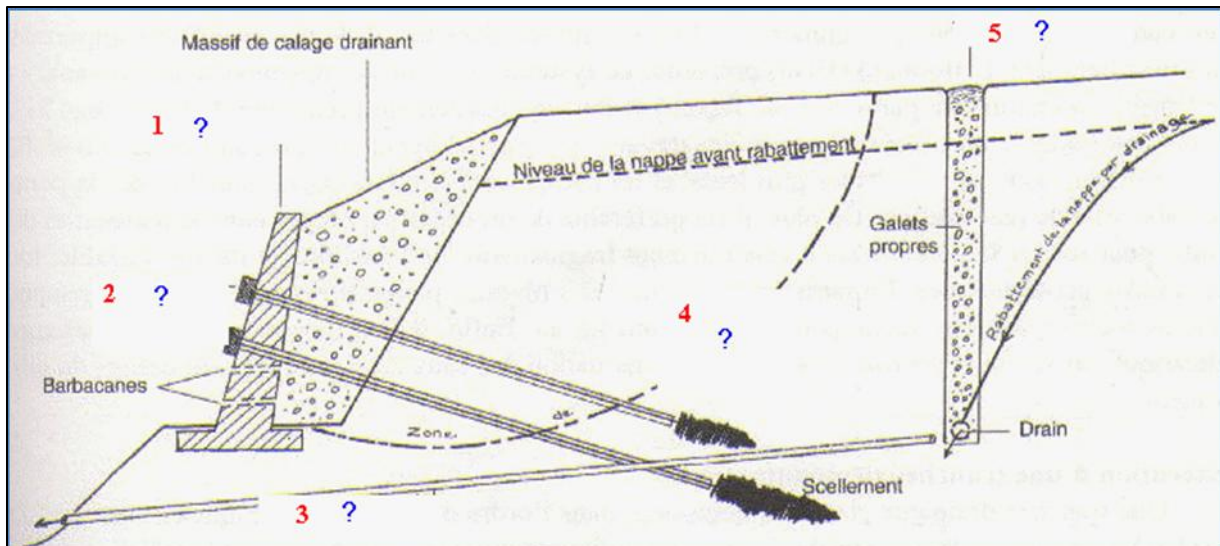


Figure I.53 : Principales techniques de traitement d'un glissement

VIII.CONCLUSION

Dans cette partie nous avons pris une idée générale sur les différents types de mouvements de terrains, et les principales causes de glissement, le phénomène de cisaillement dans les sols, la reconnaissance géotechnique, et les différentes méthodes d'analyse de glissement ainsi que les différentes méthodes de confortement.

CHAPITRE 02

ANALYSE DE GLISSEMENT

Etude et analyse de la stabilité du glissement

I. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'analyse du glissement de terrain qui s'est apparu sur la Route Nationale RN 77 au Pk 91+900 entre El Eulma et Beni Aziz.

En s'appuyant sur les données topographiques, géotechniques et hydrauliques 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.

II. CONTEXTE GEOLOGIQUE

Dans la wilaya de Sétif, trois zones géo structurales sont à distinguer, elles constituent les principales zones morphologiques, à savoir :

-Les édifices montagneux de l'Atlas Tellien qui se caractérisent par un relief très accidenté et des altitudes de 1200 m où se développent les terrains du Crétacé, du Paléogène et du Néogène. Les dépôts du Quaternaire sont rencontrés dans les dépressions intra montagneuses.

-Le plateau sétifien qui constitue la partie centrale de la wilaya et s'étend d'Est en Ouest en une plaine peu vallonnée, avec des altitudes de 900 à 1100 m. les terrains qui s'y développent sont le néogène et le quaternaire.

-Les édifices montagneux du Hodna qui occupent la partie sud de la wilaya, ils sont orientés dans une direction générale Est-Ouest. Ils sont constitués d'anticlinaux formés de roches carbonatées du Crétacé, au cœur desquelles affleurent des terrains du Jurassique.

La région d'étude appartient aux édifices montagneux de l'Atlas Tellien où se développent les terrains alluvionnaires quaternaires (éboulis, terrasses et formation de pente) et les formations néogènes, mio-pliocènes continentales (sables, graviers, argiles et calcaires lacustres rougeâtres).

A Béni Aziz, située au Nord-Est de la wilaya de Sétif, se développent les formations paléogènes représentées par :

- La nappe numidienne : grès et argiles
- L'Yprésien-Lutétien : calcaires massifs bitumineux, marnes schistifiées de couleur blanche à cassure noire et silex noirs.

III. SITUATION ET ETAT DES LIEUX

Après des années d'exploitation, il a été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré les multiples travaux de réparation (gabions) ; ceci dénote que le glissement est actif.

Ce dernier est situé au niveau de la RN 77 reliant la ville de Beni Aziz à celle d'El Eulma au Pk 91+900. Il affecte la chaussée sur 160 ml de largeur (en tête du glissement) et on observe une rupture de forme sensiblement circulaire (glissement rotationnel).

L'escarpement principal est situé en aval de la chaussée et affecte l'accotement. Il présente des fissures de traction et un effondrement de 2.00 à 3.00 m de hauteur. La tête du talus est constituée d'un remblai sablé caillouteux.



Figure II.1 : Escarpement en tête du talus

La topographie du site, en aval de la route, présente un talus avec une pente moyenne de 21% à 25%. Sa longueur est d'environ 130 ml, et sa hauteur est de 35 m. La longueur de la surface de glissement est d'environ 70 ml.



Figure II.2 : Dénivelé entre la chaussée et le pied du talus

Etude et analyse de la stabilité du glissement

Les principales constatations relevées sur la zone dégradée sont les suivantes :

- Des affaissements de la route au droit de la demi chaussée côté remblai en allant vers la commune de Beni Aziz.
- Des fissures de traction sur le revêtement de la chaussée attestent d'un mouvement du sol de fondation et de la plateforme de la route.



Figure II.3 : Affaissement et fissuration de la route

- Des effondrements nets sont notés sur l'accotement (3.00m de hauteur) et sur le remblai aval, par paliers de 2m environ.
- Fissures au niveau du talus.



Figure II.4 : Fissuration du talus

- L'impact du glissement est visible sur un linéaire d'environ 80m en contrebas de la route.
- Absence de caniveau du côté amont (accotement droit)

Etude et analyse de la stabilité du glissement

- Tout le long du talus aval, des escarpements ainsi que des bourrelets de masse de terrain plus ou moins importants, sont visibles.



Figure II.5 : Escarpement en tête du talus

- On constate l'inefficacité des ouvrages de confortement en gabions disposés précédemment car ils sont entièrement distordus suite à un déplacement de la couche d'assise.



Figure II.6 : Gabions endommagés

- On note, aussi, l'existence d'écoulement d'eau en aval du glissement qui atteste à la présence d'une nappe souterraine à une profondeur variant de 2 m à 3 m.

Il est à signaler que lors de la réalisation des sondages carottés, nous avons repéré cette nappe. Les sondages ont été équipés de tubes piézométriques, l'exploitation des levés piézométriques (une mesure initiale relevée) a permis de constater que l'eau affleure à 2m de profondeur (sondage 02) au pied du talus

Etude et analyse de la stabilité du glissement

- Par ailleurs il faut noter que la plateforme de la route est à flanc de pente de la RN77. Ce flanc qui présente une pente de 20% est protégé par deux murs en gabions disposés en tête du talus.

VI. CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT

La RN 77 traverse un site vallonné, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigent vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

Les dégradations sont observées côté remblai.

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les principales causes, éventuelles, ayant engendré et continuent d'aggraver le risque de glissement sont :

-Morphologie défavorable du versant sur lequel repose la route impliquant une érosion intense en pied du talus.

-Pente très accentuée 25% et peut être à l'origine de la rupture d'équilibre du sol en question

-Altération des propriétés géotechniques des sols.

-Infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation du toit des argiles caillouteuses altérées (interface argiles caillouteuses – toit des marnes potentiellement instable).

-Les pressions engendrées par l'écoulement des eaux sous le remblai et traversent les argiles caillouteuses et marnes altérées.

Il y a lieu de noter, cependant, que le talus de déblai, en amont de la route, ne présente pas de signes apparents d'instabilité.

En résumé l'examen du site a permis de constater ce qui suit :

-Talus de déblai en état d'équilibre stable.

-Etat des argiles caillouteuses et toit des marnes saturé.

-Fissures et affaissements de la chaussée.

-Erosion de la crête du remblai amont.

-Absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales (côté droit de la route.).

-Butée en gabions existante déformée et affaissée

V. RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Un programme d'investigations géotechniques a été entrepris par le CTTTP, comprenant une réalisation d'un levé topographique et deux (02) sondages carottés, ainsi que des essais de laboratoire.

Le programme comporte les investigations suivantes :

-Essais in situ

02 sondages carottés (SC 01 en tête et SC 02 en pied de talus) dont un équipé de piézomètre.

-Essais de laboratoire

*Identification sur échantillons intacts.

*Cisaillement à la boîte.

V.1.Sondages carottés

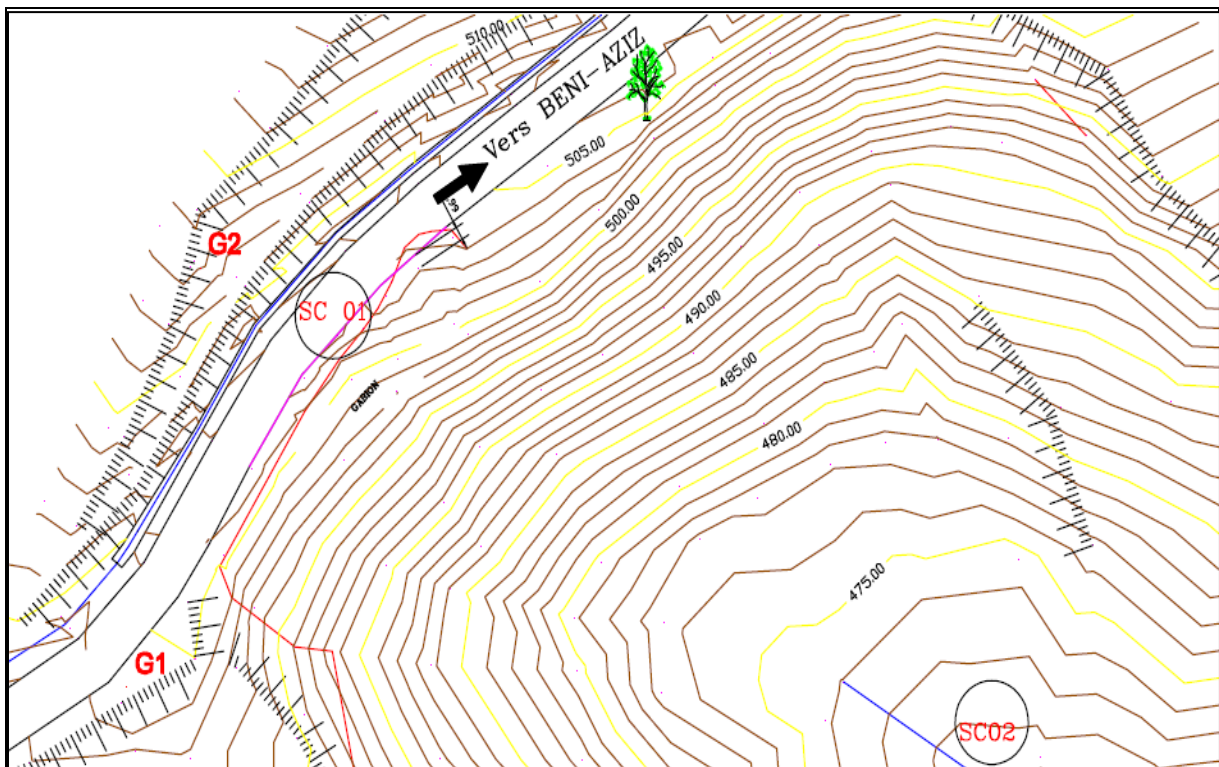


Figure II.7 : Implantation des deux sondages.

Etude et analyse de la stabilité du glissement

V.1.1.Premier Sondage

Le sondage carotté SC-1, réalisé en tête du talus au niveau de la route, révèle une couche de marne grise altérée; localement friable et fracturé rencontrée à une profondeur de 15 m, surmontée par des argiles brun-rougeâtre caillouteuses d'une épaisseur de 13 m et d'un remblai routier (alluvions et encroûtements calcaires) de 2 m d'épaisseur.

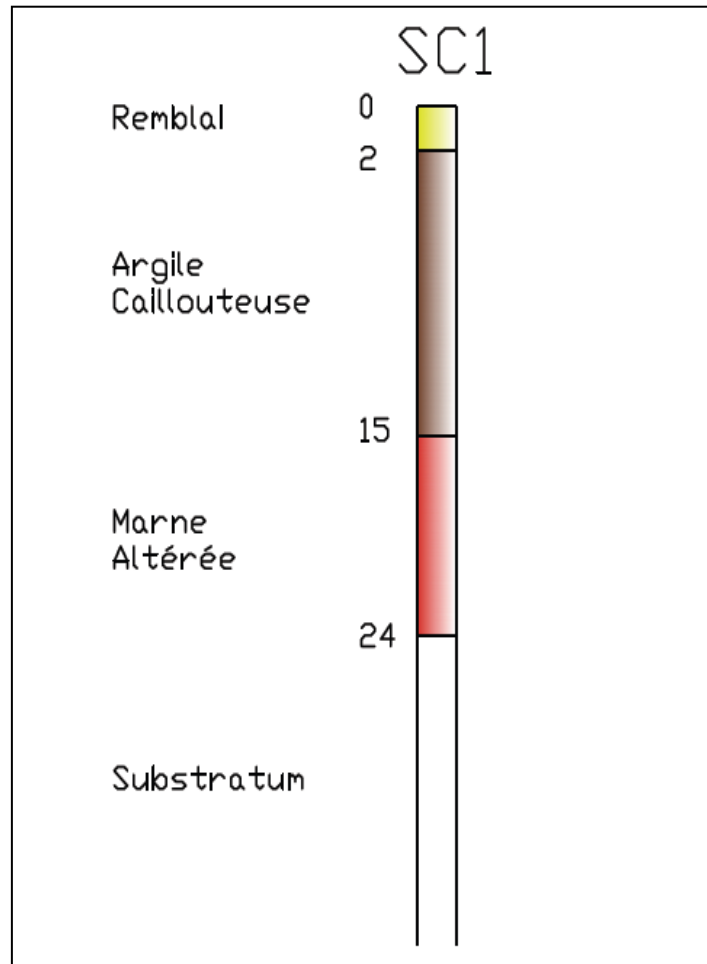


Figure II.8 : Les différentes couches du premier sondage

Etude et analyse de la stabilité du glissement

V.1.2. Deuxième Sondage

Le sondage carotté SC-2, réalisé au pied du talus, révèle un substratum argileux rougeâtre situé à une profondeur de 14 m, surmonté par une couche de marne grise altérée de 8 m d'épaisseur, des argiles caillouteuses de près de 6 m d'épaisseur et un léger remblai.

Le niveau piézométrique se situe à -2m de profondeur.

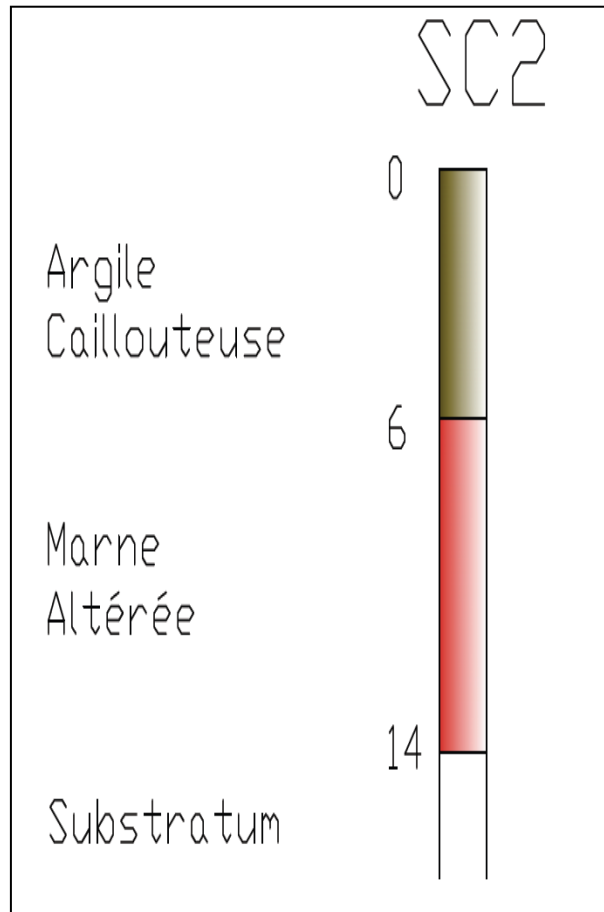


Figure II.9 : Les différentes couches du deuxième sondage

Etude et analyse de la stabilité du glissement

V.2.Essais de laboratoire

Les caractéristiques géotechniques des sols sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Nature des sols	Sondage	Prof (m)	γ_d (t/m ³)	W_n (%)	W_l (%)	IP	C_u (bar)	Φ_u (°)	C' (bar)	Φ' (°)
Argile caillouteuse	SC 01	3.1-3.4	1.94	13.19	54.8	29.3	0.55	18.21	-	-
	SC 02	3-3.5	1.74	19.52	58	31.5	-	-	0.15	28.92
Marne altérée	SC02	13-13.6	2.06	10.43	47.5	25.1	0.59	29.84	0.16	33.69
	SC01	15-15.7	1.96	8.6	49.4	25.9	0.47	4.09	-	-

Figure II.10 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géotechniques

- Argile caillouteuse

-Les analyses granulométriques présentent des passants à 80 μ m variant de 92 à 100 %.
-Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité varient de 54.8% à 58 % et de 25.5% à 26.5% correspondant à des indices de plasticité de 29.3% à 31.5 %.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles très plastiques CH.

-Les densités sèches varient de 1.74% à 1.94 t/m³, avec des teneurs en eau naturelle variant de 13.19% à 19.52 %.

-Les degrés de saturations (S_r) varient de 90% à 96.05 % témoignant d'un sol détrempe.

- Marne altérée

-La granulométrie est caractérisée par des passants à 80 μ m variant de 88% à 100%.
-Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité varient de 47.5% à 49.4 % et de 22.4% à 23.6% avec des indices de plasticités variant de 25.1% à 25.9 %.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles peu plastiques CL.

-Les densités sèches varient de 1.96% à 2.06% t/m³, avec des teneurs en eau naturelle de 7.92% à 10.43 %.

-Les degrés de saturations (S_r) varient de 58% à 89.72 % traduisant que le sol est mouillé à détrempe.

Etude et analyse de la stabilité du glissement

- Argile rougeâtre

-Les analyses granulométriques réalisées sur les échantillons prélevés de cette formation, présentent des passants à 80 μ m de l'ordre de 78%.

-Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité sont de 39.3% et de 20.5% correspondants à un indice de plasticité de 18.8%.

Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles peu plastiques CL.

-La densité sèche mesurée est de 2.12 t/m³, avec une teneur en eau naturelle de l'ordre de 13.6%.

-Le degré de saturation (S_r) est de 95.6 % témoignant que le sol est détrempe.

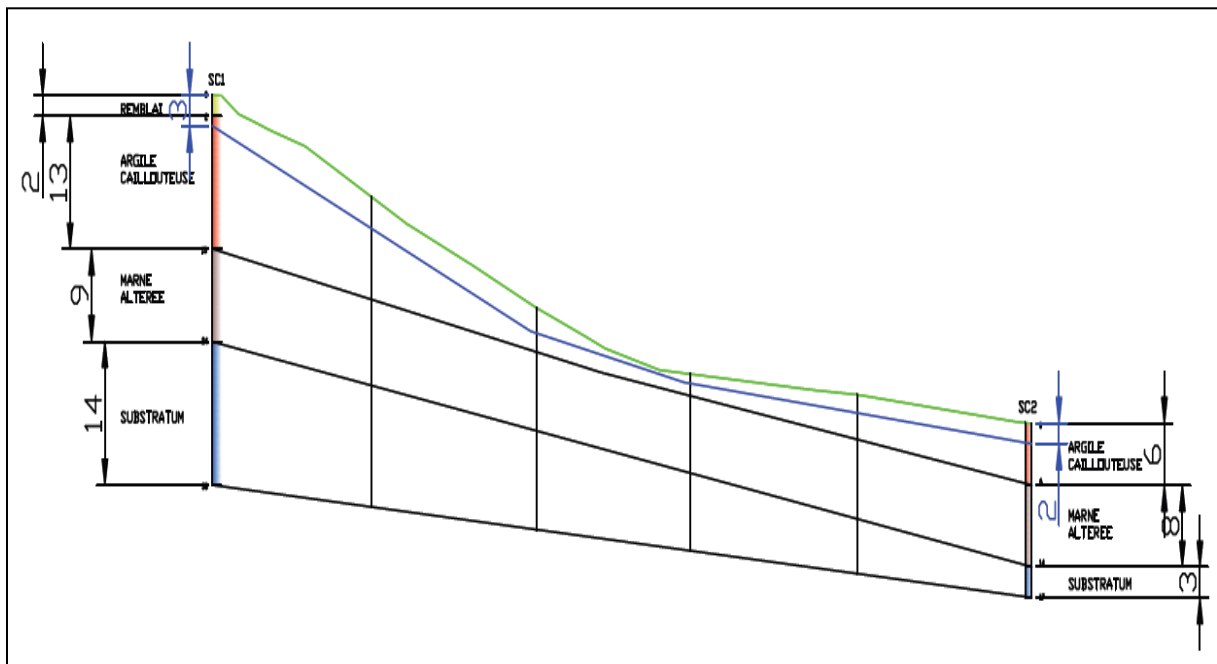


Figure II. 11 : Profil du talus avec les différentes couches

IV. INTERPRETATIONS

Suite aux constatations visuelles, géométriques et topographiques et aussi aux résultats géotechniques de la zone endommagée, nous pouvons conclure, à priori, que le glissement est profond et se situe dans la couche de la marne grise altérée. L'examen visuel montre que le désordre est évolutif et nous pouvons estimer que la cause du glissement est due, particulièrement, à la présence d'eau.

On constate aussi que la surface de rupture potentielle concerne les couches de remblai, l'argile caillouteuse et la marne altérée. La nature du glissement est de type circulaire ce qui confirme l'apparition de l'escarpement en tête.

Afin de matérialiser la ligne de rupture de ce glissement, on passe par un calcul sur logiciel.

IIV. ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL

Il est remarquable que l'utilisation d'un logiciel pour analyser un glissement est devenue de plus en plus indispensable, c'est pourquoi, on trouve de nos jours, plusieurs logiciels qui se diffèrent par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisation et leurs approches.

Afin de proposer un système de confortement adéquat de la zone endommagée, une analyse du glissement a été menée théoriquement par un logiciel basé sur la méthode d'analyse limite (Géoslope).

Cette étude permet de localiser la surface de rupture potentielle.

IIV.1. Analyse par GEOSLOPE

IIV.1.1. Présentation du logiciel

Geoslope est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Il fait appel à la méthode des tranches qui donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiées en considérant un comportement rigide plastique du sol.

Le programme « Géo-Slope » permet de calculer le coefficient de sécurité en effectuant un quadrillage dans lequel se trouve l'ensemble des centres de cercle. Pour chaque centre, il trace les cercles des rayons décroissants. Le cercle critique sera celui possédant le coefficient de sécurité le plus faible.

Ce logiciel nous semble intéressant par sa simplicité d'utilisation. En effet, il contient une méthodologie facile à comprendre et à suivre.

Comme tout logiciel, Géoslope nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculer ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donner des résultats plus proches à la réalité et raisonnables et qui permet d'interpréter les résultats obtenus.

IIV.1.2. Hypothèses de calcul

- Données géométriques : profil à l'axe du glissement tracé à partir du levé topographique.
- Données hydrauliques :
- Surcharges d'exploitation de la route : les surcharges d'exploitation de la route, évaluées à 10 KPa, sont prises comme étant une pression par mètre linéaire le long de la section endommagée.

Etude et analyse de la stabilité du glissement

IIV.1.3.Application au glissement étudié

Les paramètres d'entrées sont :

- Les coordonnées x, y de la modélisation de la coupe géotechnique.
- Les coordonnées de la nappe x, y en m.
- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m³), C (KN/m²), ϕ (°).

Les couches	Couleur	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)
Remblai	Jaune	22	18	35
Argile	Marron	21	15	25
Marne altérée	Rouge	20	16	20

A/ Modélisation du talus

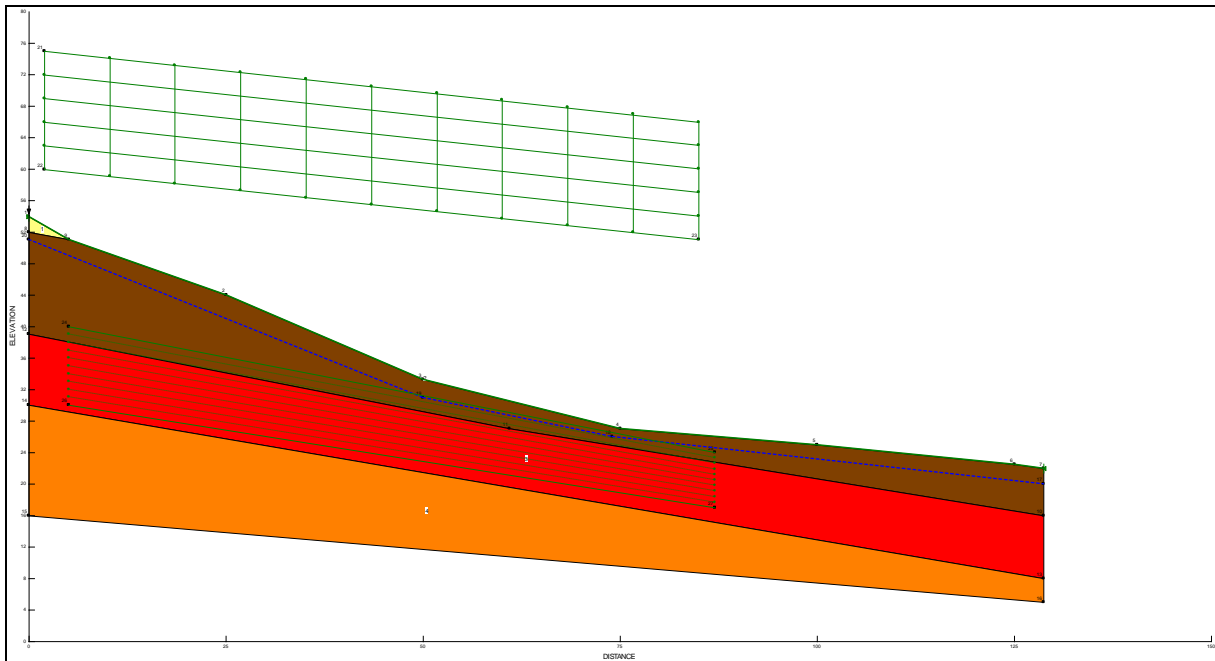


Figure II.12 : Talus modélisé par Geoslope

B/Cercle de rupture le plus critique du glissement

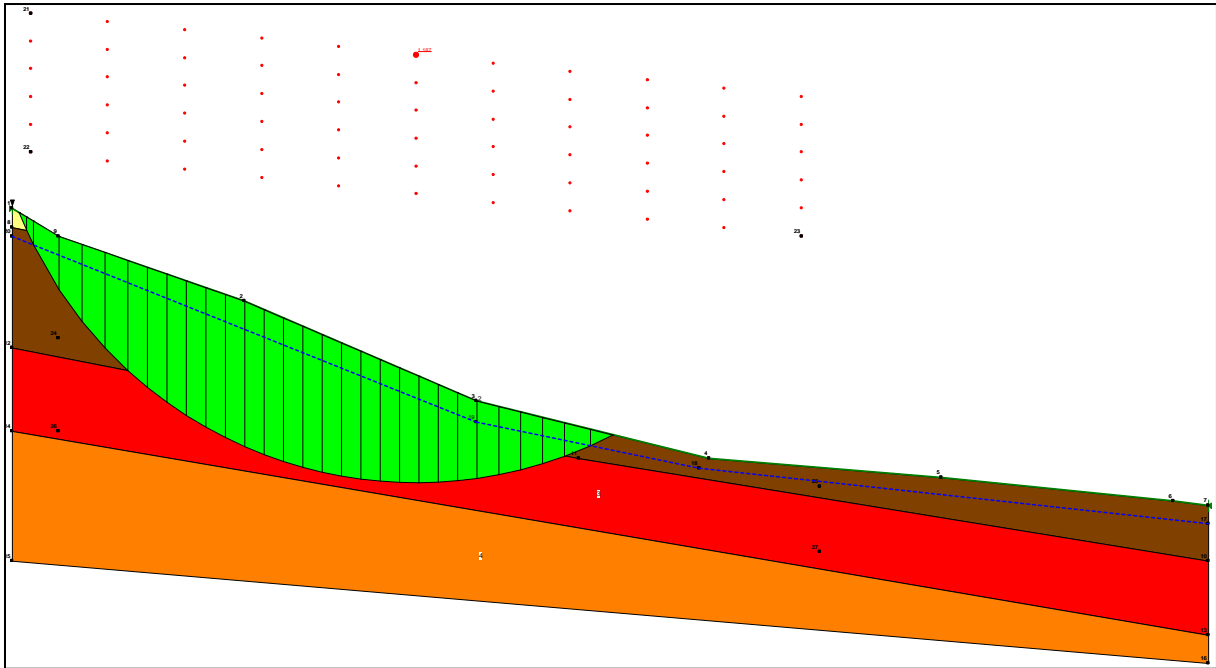


Figure II.13 : Localisation de la ligne de rupture

IIV.1.4.Résultats et interprétation de l'analyse :

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

Méthodes	Coefficient de sécurité
Ordinaire	0.972
Bishop	1.157
Janbu	1.021
Morgenstern-Price	1.162

Figure II.14 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par Geoslope

IIV.2. Analyse par Talren4

IIV.2.1. Présentation du logiciel

Le Talren4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle et aussi de calculer le coefficient de sécurité. Le cercle critique sera celui qui possède le coefficient de sécurité le plus faible, ce programme travail avec des coefficients de pondération selon la norme adoptée.

Dans ce logiciel nous pouvons distinguer trois modes d'exécution différents :

- Le mode d'exécution habituel lorsque nous avons moins d'informations sur le glissement potentiel.
- Le mode d'exécution avec un point de passage imposé du glissement potentiel.
- Le mode d'exécution dont le cercle de glissement potentiel doit passer tangentiellement à une couche.

IIV.2.2. Application au glissement étudié.

Les paramètres d'entrées sont :

- Les coordonnées x, y de la modélisation de la coupe géotechnique.
- Les coordonnées de la nappe x, y en m.
- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m³), C (KN/m²), ϕ (°).

Les couches	Couleur	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)
Remblai	Jaune	22	18	35
Argile	Marron	21	15	25
Marne altérée	Rouge	20	16	20

Etude et analyse de la stabilité du glissement

A/ Modélisation du talus

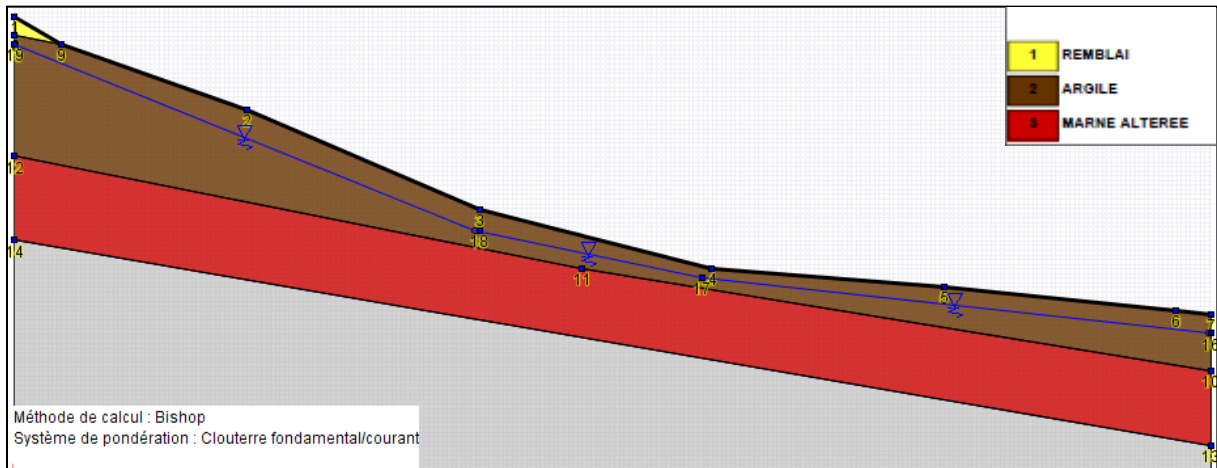


Figure II.15 : Talus modélisé par Talren4

B/Cercles de rupture le plus critique

B.1.Calcul par la méthode de BISHOP

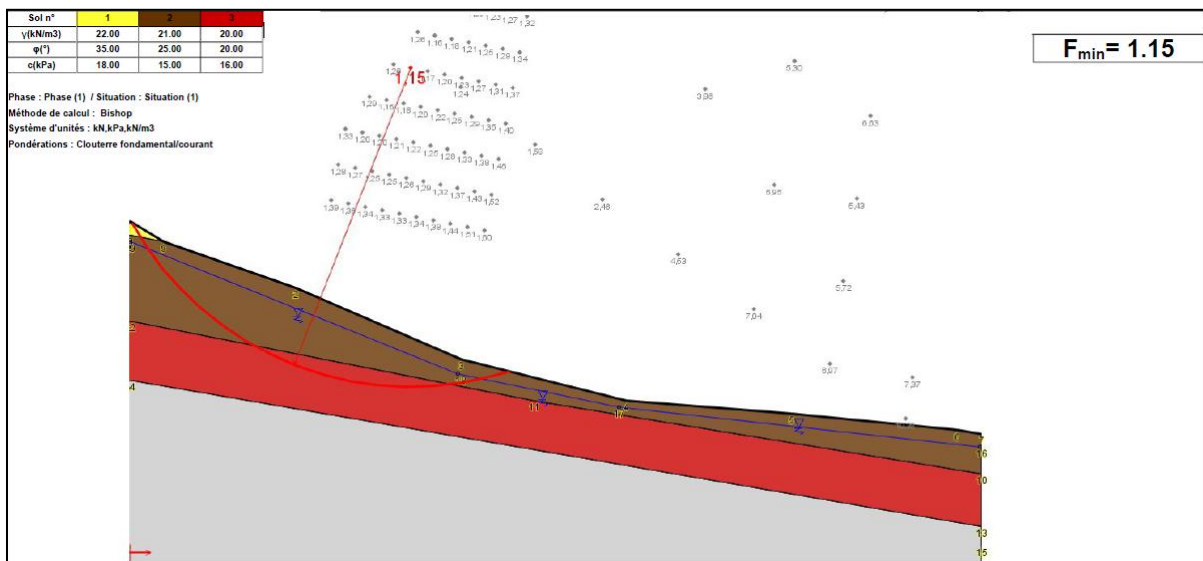


Figure II.16 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (BISHOP)

Etude et analyse de la stabilité du glissement

B.2. Calcul par la méthode de FELLENIUS

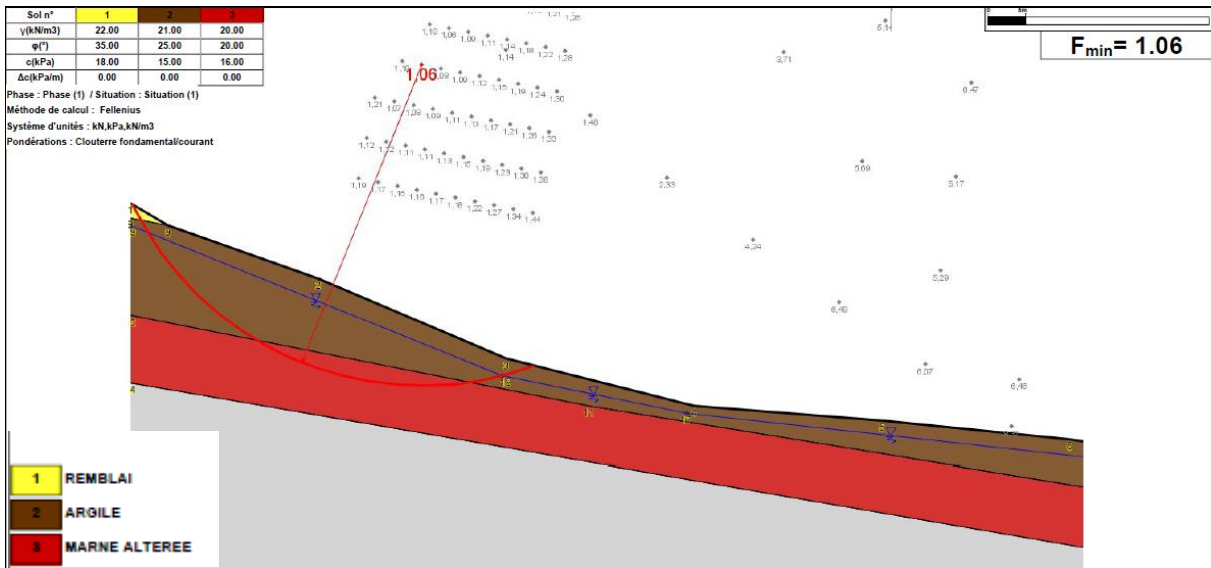


Figure II.17 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (FELLENIUS)

B.3. Calcul par la méthode des perturbations

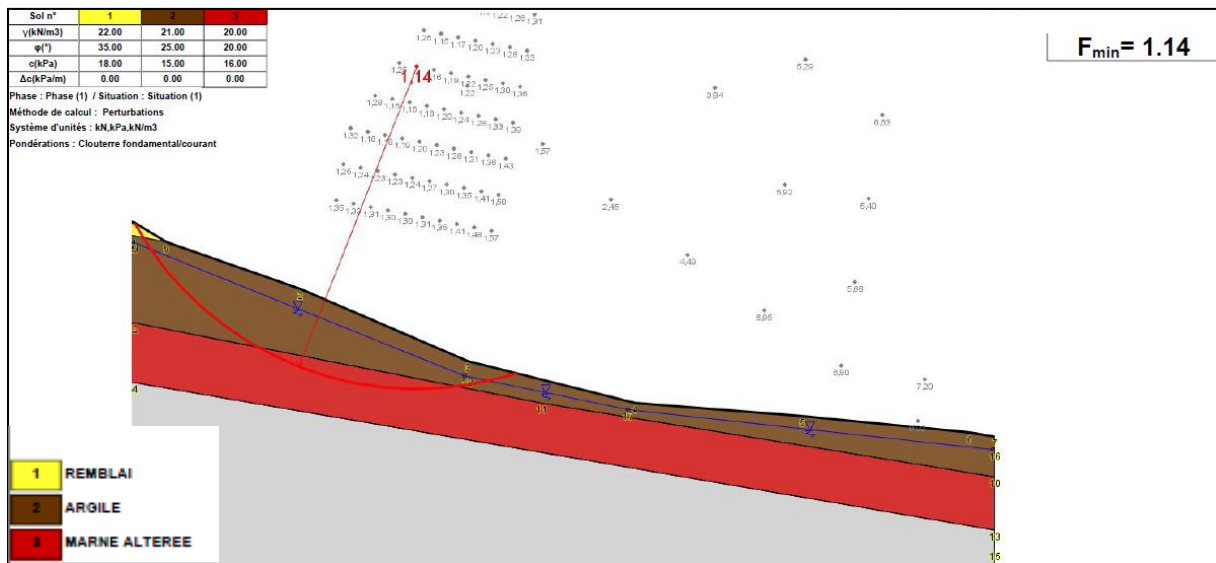


Figure II.18 : Localisation de la surface de rupture éventuelle (PERTURBATIONS)

Etude et analyse de la stabilité du glissement

IIV.2.3. Résultats et interprétations de l'analyse :

Mêmes interprétations que celles du calcul par Géoslope, l'analyse par Talren4 et avec les différentes méthodes, montre que la surface de rupture est localisée dans les deux premières couches à savoir, l'argile et la marne altérée. Ce résultat concorde bien avec les constatations déduites à partir des données topographiques et géotechniques. Le calcul donne des coefficients de sécurité d'une valeur avoisinée à 1, ce qui confirme la stabilité précaire du talus.

Méthodes	Coefficient de sécurité
Bishop	1.15
Fellenius	1.06
Perturbations	1.14

Figure II.19 : Valeurs des coefficients de sécurité calculés par Talren4

IIIV. CONCLUSION DE L'ETUDE

Après avoir terminé l'étude et l'analyse du glissement par les deux logiciels, basés sur l'analyse limite, on remarque qu'ils ont donné, pratiquement, les mêmes valeurs des coefficients de sécurité et les mêmes zones de rupture.

Ces coefficients qui sont aux environs de 1, montrent que le site se trouve dans un état stable, mais 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 : création d'une butée, reprofilage ou bien un soutènement rigide.

CHAPITRE 03

ETUDE DE CONFORTIEMENT

I. INTRODUCTION

Après avoir localisé les surfaces de rupture éventuelles du site étudié, on se concentre, dans cette partie, à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation.

Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.
- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux
- La cinématique du glissement.
- Les moyens matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices aux solutions curatives, en allant des solutions simples aux plus complexes qui doivent être passés par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants).

On commence généralement par un système de drainage ou un terrassement qui sont les causes directes des mouvements,

En se basant sur l'analyse décrite précédemment, le choix du confortement sera en fonction du mode d'exécution au niveau du site et du coût de la solution adoptée.

L'analyse globale du glissement conforté est menée par le logiciel Geoslope.

II. METHODES DE CONFORTEMENT ET DE STABILISATION

Vu l'analyse du glissement qui montre l'importance de la masse glissée et sa profondeur d'environ 15m causé principalement par la nature du sol, la pente accentuée et la présence d'eau nous avons préconisé plusieurs solutions qui s'appuient sur différentes méthodes de confortement suivantes:

- Réalisation d'un système de drainage en tête du talus accompagné juste par un reprofilage du talus.
- Réalisation d'un système de drainage en amont de la route associé à des murs de soutènement reposant sur des pieux.
- La jonction des différentes méthodes ; c'est-à-dire, la réalisation d'un système de drainage en amont de la route associé à un soutènement en plus un reprofilage du talus .

Pour chaque cas, le calcul du coefficient de sécurité se fait par Géoslope, ainsi ressortir le gain en pourcentage du coefficient de sécurité.

Etude de confortement

II.1. Confortement par rabattement de la nappe phréatique associé à un reprofilage du talus :

Le but à atteindre est la diminution des pressions interstitielles et non l'évacuation d'un débit maximum, d'où la tranchée drainante est couramment utilisée pour rabattre le niveau de la nappe. Elle est implantée ou placée en amont du glissement de façon à venir recouper les filets d'eau.

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

L'implantation de la tranchée drainante peut être réalisé de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi, sur une profondeur de 4m et d'une ouverture à la base de 1m.

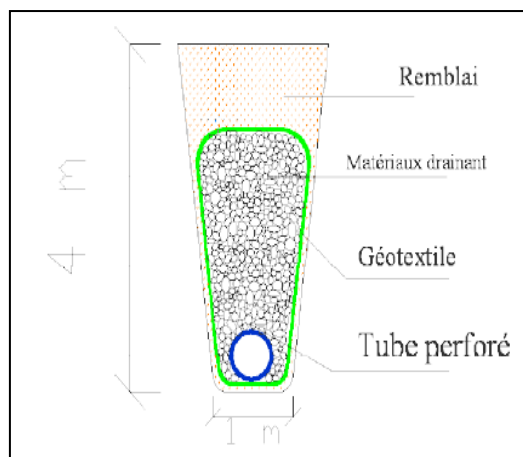


Figure III.1 : Schéma type de la tranchée drainante

-Caractéristiques mécaniques et physiques du matériau drainant dans la tranchée drainante :

	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	φ (°)
Tranchée drainante	22	5	35

En plus de la tranchée drainante, le reprofilage vient pour augmenter la sécurité du talus et adoucir sa pente.

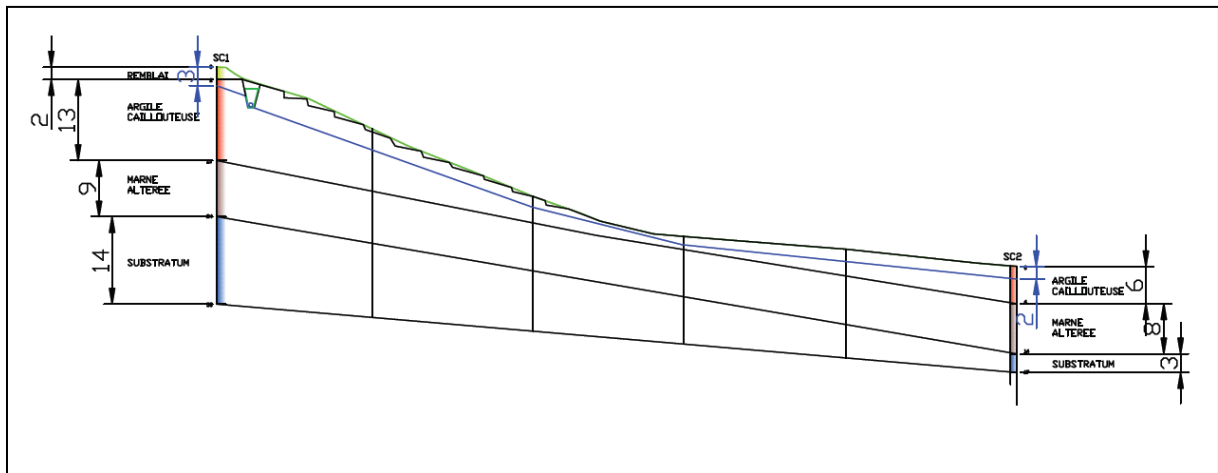


Figure III. 2 : Profil du talus reprofilé

II.1.1. Analyse par Geoslope

Les couches	Couleur	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	Φ (°)
Couche du remblai	Jaune	22	18	35
Couche d'argile	Marron	21	15	25
Couche de la marne altérée	Rouge	20	16	20
Tranchée drainante	Rose	23	05	35
Substratum	Orange			

A/ Modélisation du talus :

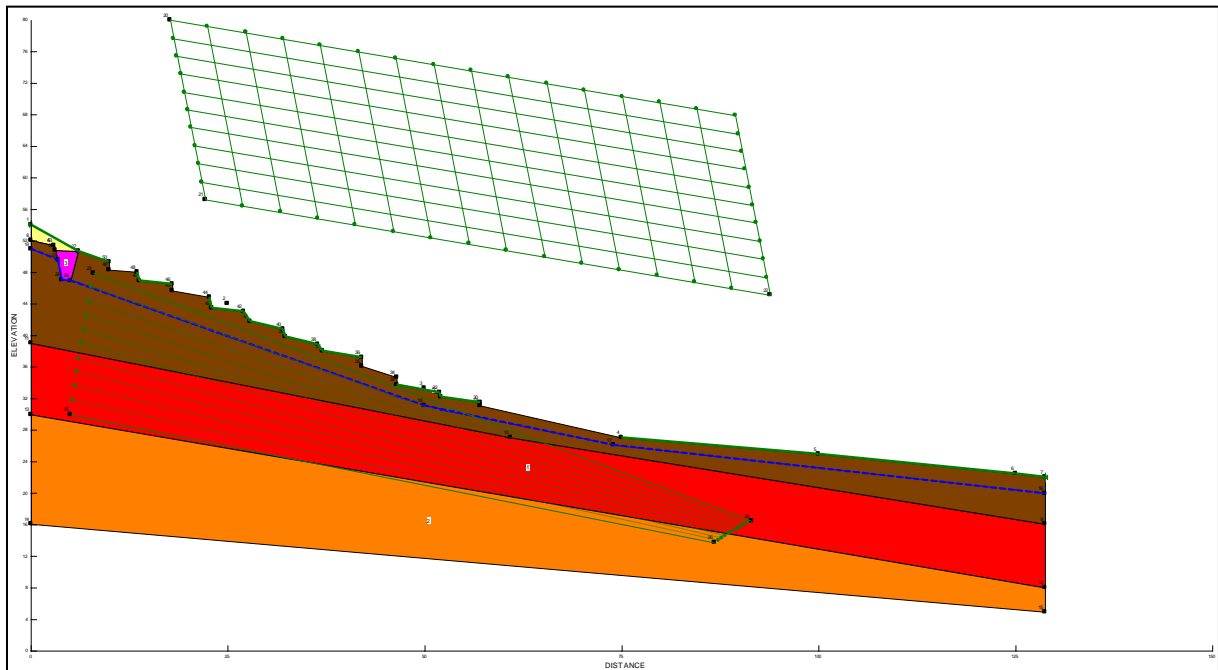


Figure III.3 : Talus reprofilé (Geoslope)

B/ Cercle de rupture :

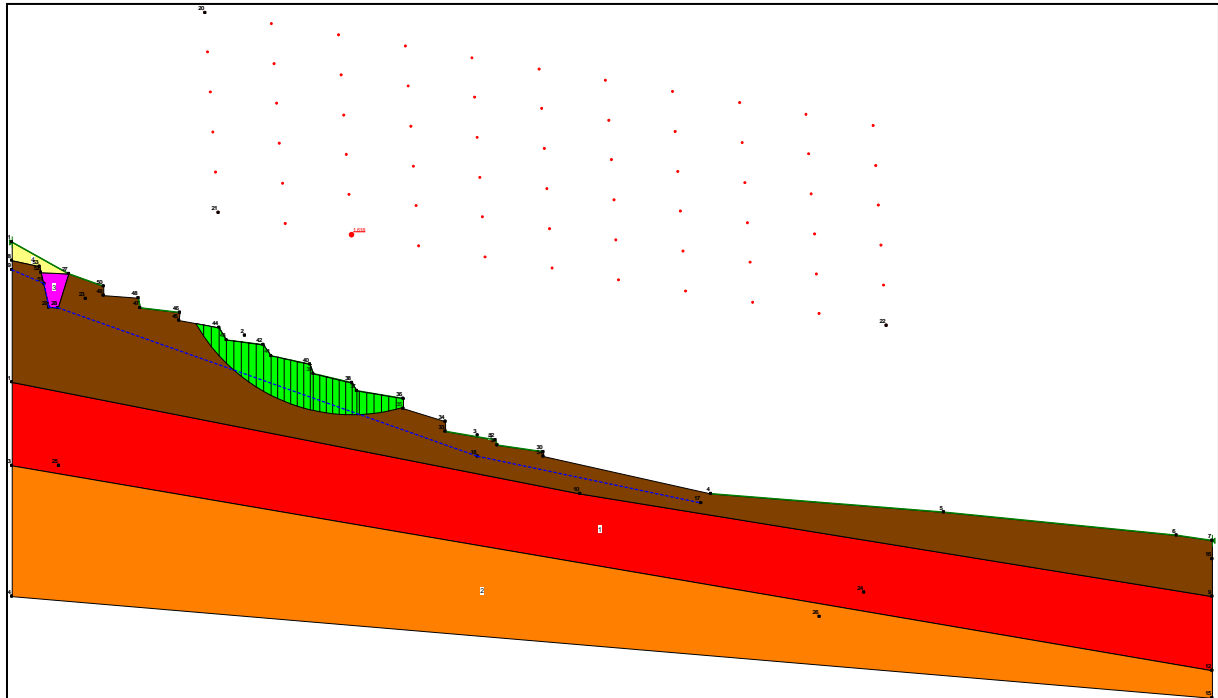


Figure III.4 : Cercle de glissement après rabattement de la nappe phréatique associé à un reprofilage

Etude de confortement

II.1.2. Résultats et interprétations de l'analyse :

Après analyse par Geoslope, le cercle critique du glissement potentiel signale selon la méthode utilisée les coefficients de sécurité suivants :

Méthodes	Coefficient de sécurité
Ordinaire	1.477
Bishop	1.620
Janbu	1.471
Morgenstern-Price	1.622

Figure III.5 : Valeurs du coefficient de sécurité du premier confortement (Geoslope)

En comparant avec l'état initial du talus et en s'appuyant sur les résultats obtenus par le logiciel Geoslope, nous constatons que le coefficient de sécurité a augmenté de plus de 47%. Le cercle se situe au milieu du talus, cela sécurise la route, ce qui est le but de l'étude mais la stabilisation du talus est limitée par la masse représentée par le cercle qui est en mouvement.

Etude de confortement

II.2. Confortement par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage :

L'effet de drainage consiste à rabattre la nappe phréatique en implantant une tranchée drainante coté amont de la route situé juste au dessous du caniveau.

Le mur de soutènement repose sur un groupe de pieux en tête du glissement, c.-à-d. coté aval de la route.

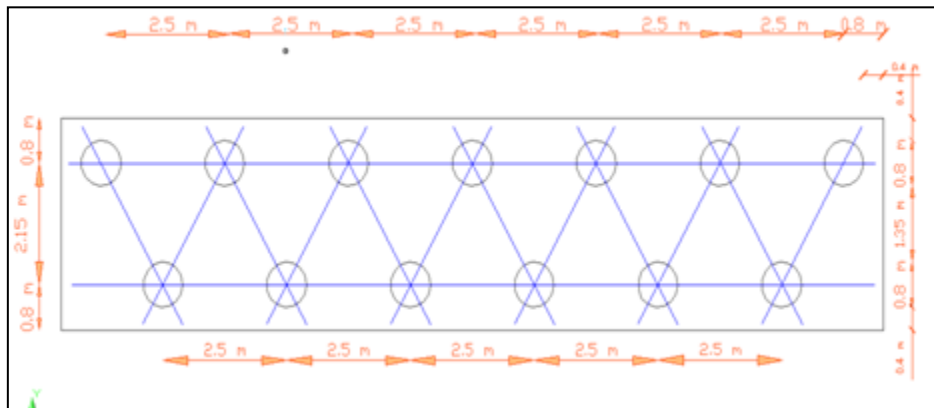


Figure III.6 : Vue en plan de la disposition des pieux



Figure III.7 : Vue en 3D d'un groupe de pieux

Etude de confortement

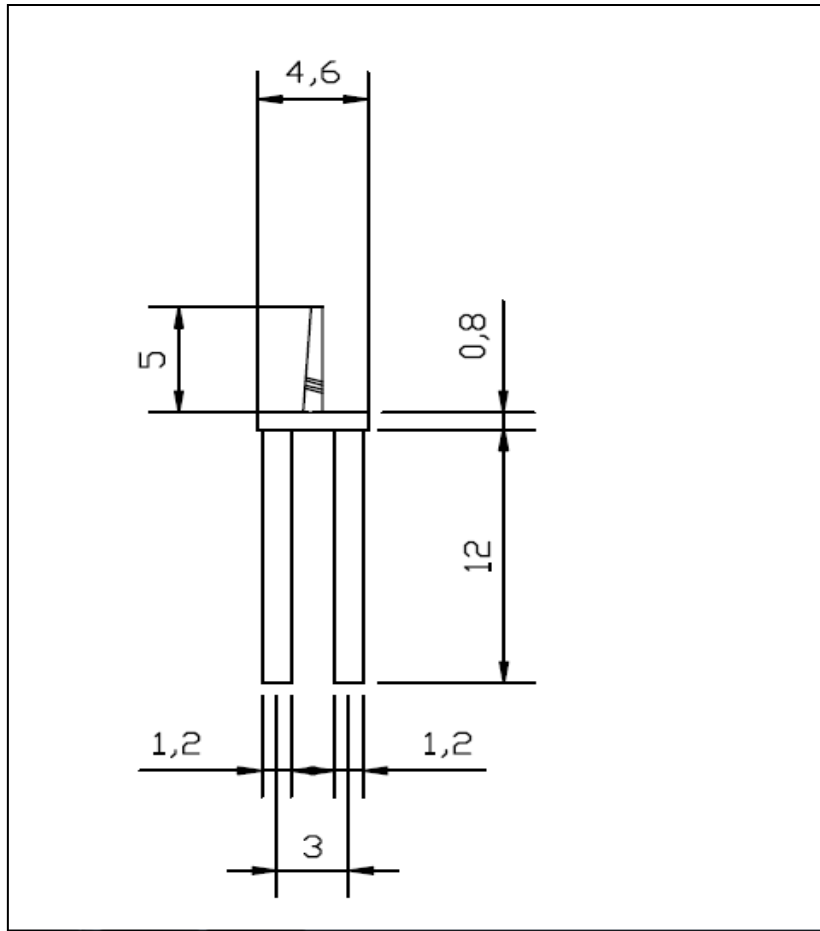


Figure III.8 : Schéma d'un mur de soutènement

-Caractéristiques mécaniques du pieu

	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)
pieu	25	500	25

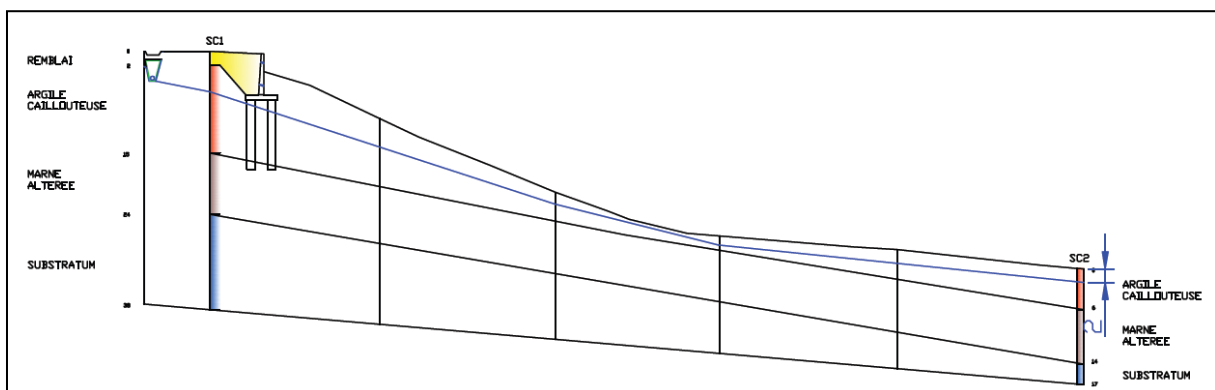


Figure III.9 : Profil du talus avec un mur de soutènement

Etude de confortement

II.2.1. Analyse par Geoslope

Les couches	Couleur	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	Φ (°)
Couche du remblai	Jaune	22	18	35
Couche d'argile	Marron	21	15	25
Couche de la Marne altérée	Rouge	20	16	20
Mur de soutènement	Bleu	25	2000	35
Substratum	Orange			

A/ Modélisation du talus :

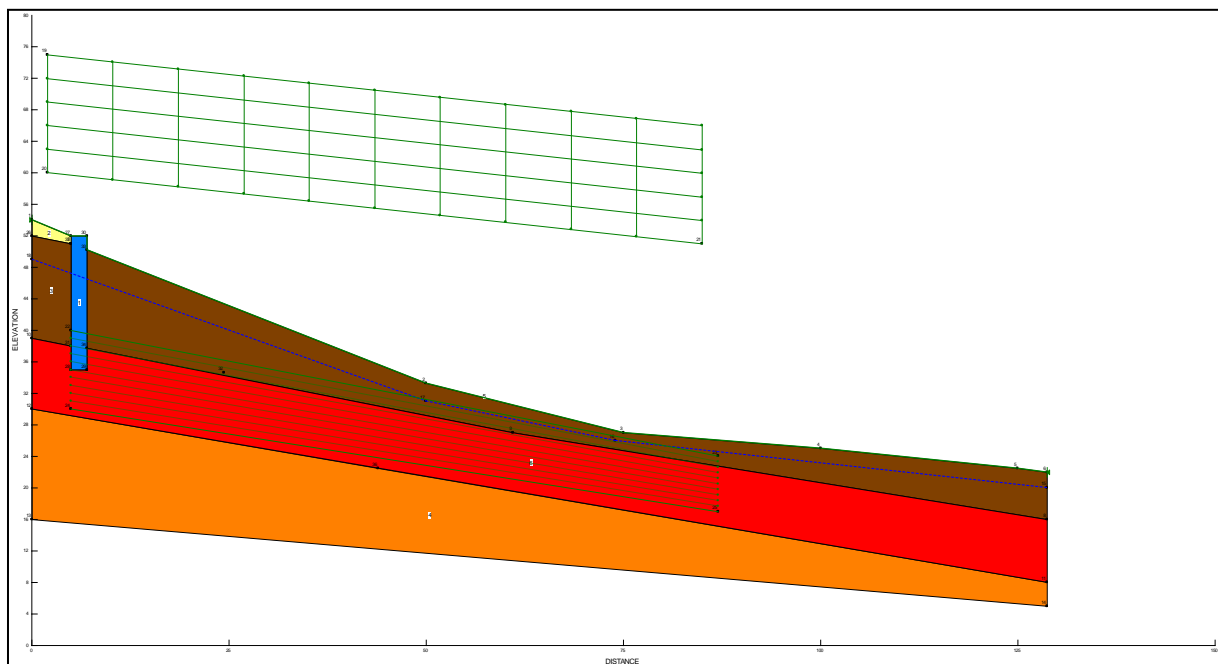


Figure III.10 : Talus conforté par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage (Geoslope)

B/ Cercle de rupture :

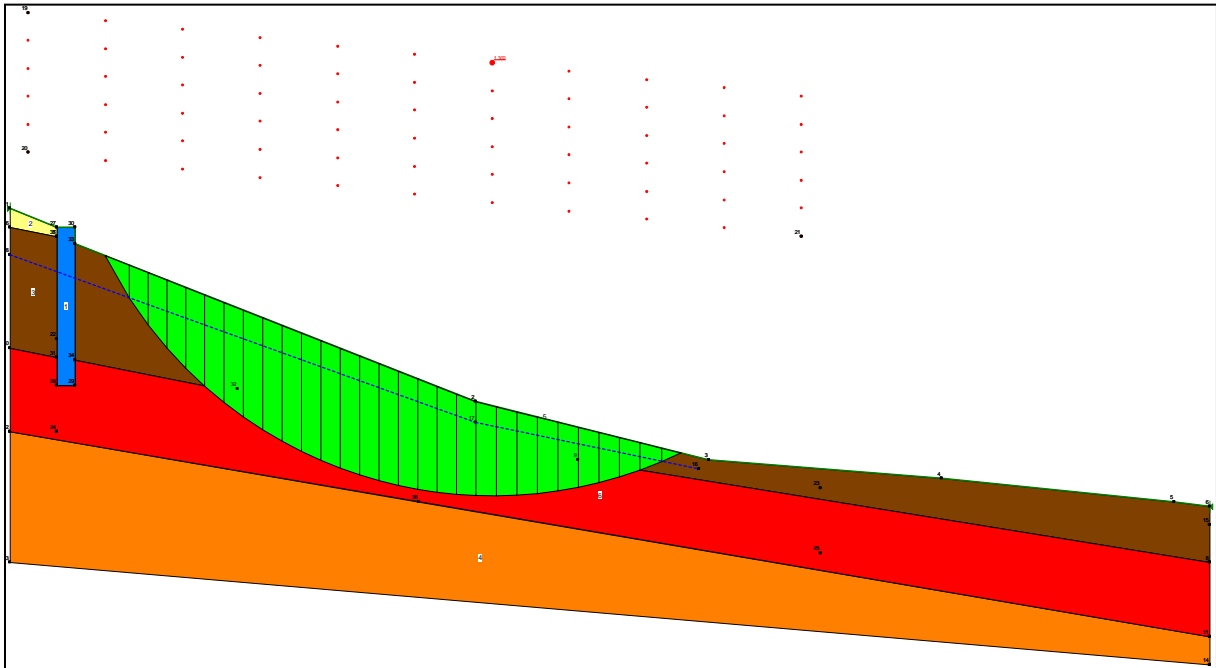


Figure III.11 : Cercle envisagé après l'exécution du mur avec prise en charge de l'effet de drainage .

II.2.2. Résultats et interprétations de l'analyse :

Après analyse par Geoslope, le cercle critique du glissement potentiel signale selon la méthode utilisée les coefficients de sécurité suivants :

Méthodes	Coefficient de sécurité
Ordinaire	1.065
Bishop	1.271
Janbu	1.123
Morgenstern-Price	1.274

Figure III.12 : Valeurs du coefficient de sécurité du deuxième confortement (Geoslope)

En comparant avec l'état initial du talus et en s'appuyant sur les résultats obtenus par le logiciel Geoslope, nous estimons un gain de coefficient de sécurité égal à 11.5 %.

Néanmoins, la surface de rupture éventuelle apparaît après le mur ; au milieu du talus.

Ce soutènement par pieux surmonté par un voile sécurise complètement la route ce qui est le but de ce confortement.

Malgré la sécurité de la route, la masse de terre soumise au mouvement doit être stabilisée ; pour cela on préconise un autre soutènement en pied du talus qui fait un barrage à cette masse.

Etude de confortement

II.3. Confortement par deux murs de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage :

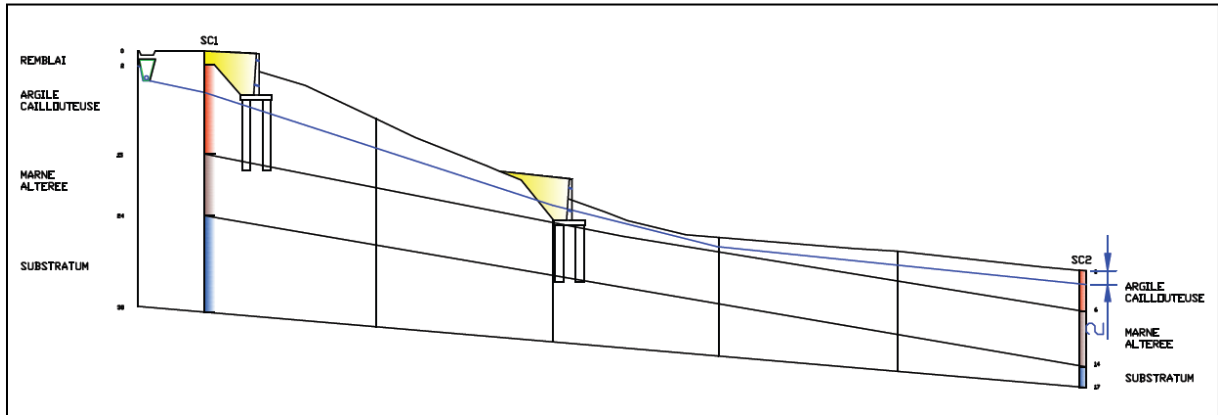


Figure III.13 : Profil du talus avec deux murs de soutènement

II.3.1. Analyse par Geoslope

A/ Modélisation du talus :

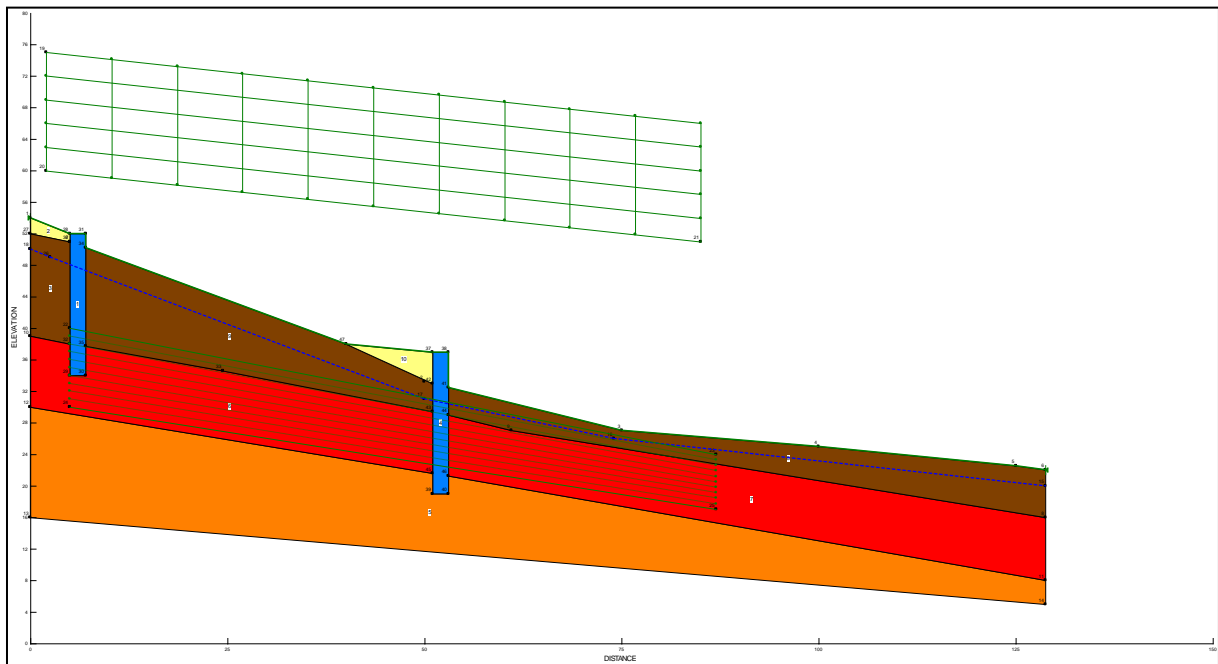


Figure III.14 : Talus conforté par deux murs de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage (Geoslope)

B/ Cercle de rupture :

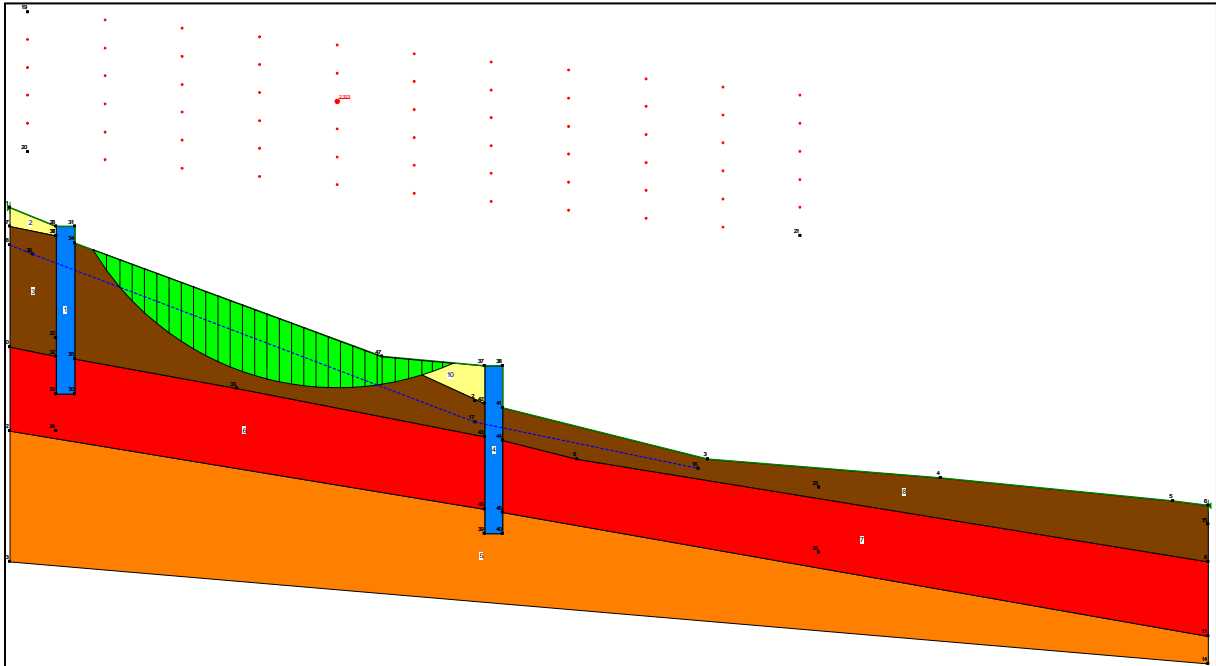


Figure III.15 : Localisation de la surface de rupture après l'exécution des deux murs avec la prise en charge de l'effet de drainage.

II.3.2. Résultats et interprétations de l'analyse :

Après analyse par Geoslope, le cercle critique du glissement potentiel signale selon la méthode utilisée les coefficients de sécurité suivants :

Méthodes	Coefficient de sécurité
Ordinaire	1.853
Bishop	2.071
Janbu	1.882
Morgenstern-Price	2.077

Figure III.16 : Valeurs du coefficient de sécurité du troisième confortement (Geoslope)

En comparant avec l'état initial du talus et en s'appuyant sur les résultats obtenus par le logiciel Geoslope, nous estimons un gain de coefficient de sécurité de 84 %.

Néanmoins, la surface de rupture éventuelle apparaît entre les deux murs ; au milieu du talus, mais avec une faible profondeur et un coefficient de sécurité qui avoisine la valeur de 2.

Etude de confortement

Ce confortement par pieux sécurise complètement, aussi bien, la route et donne un gain en coefficient de sécurité plus de 100%.

A fin de mieux sécuriser aussi bien la route et stabiliser la masse, on peut réaliser un reprofilage au dessous du premier mur.

II.4. Confortement par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage associé par un reprofilage du talus:

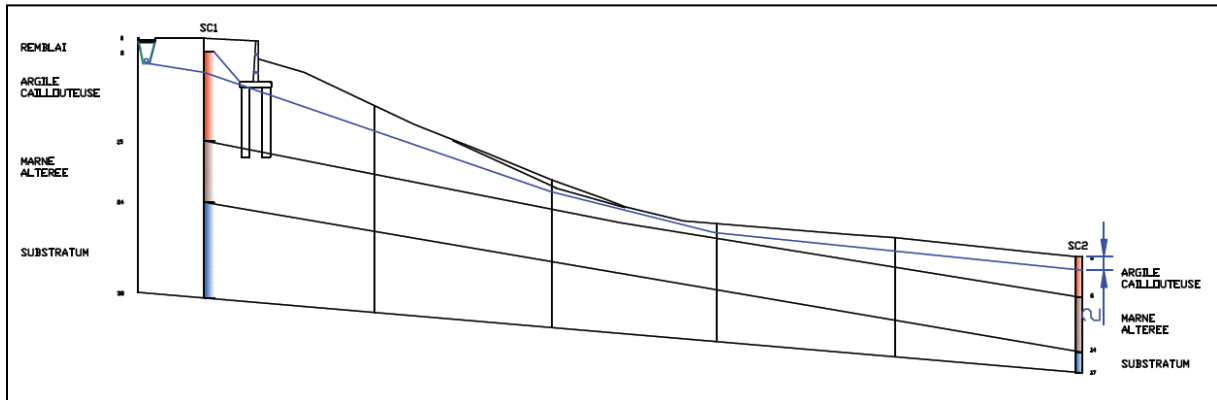


Figure III.17 : Profil du talus légèrement reprofilé avec un mur de soutènement

II.4.1. Analyse par Geoslope A/ Modélisation du talus :

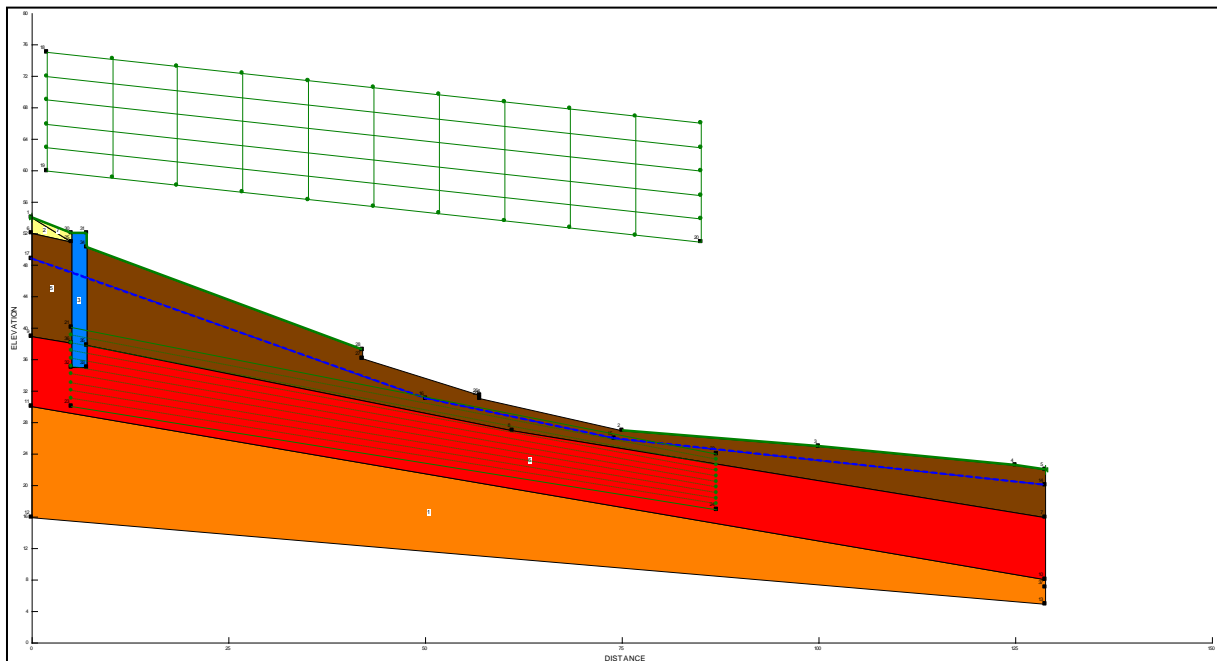


Figure III.18 : Talus conforté par un mur de soutènement reposant sur pieux, avec la prise en charge de l'effet de drainage associé à un reprofilage du talus (Geoslope)

B/ Cercle de rupture :

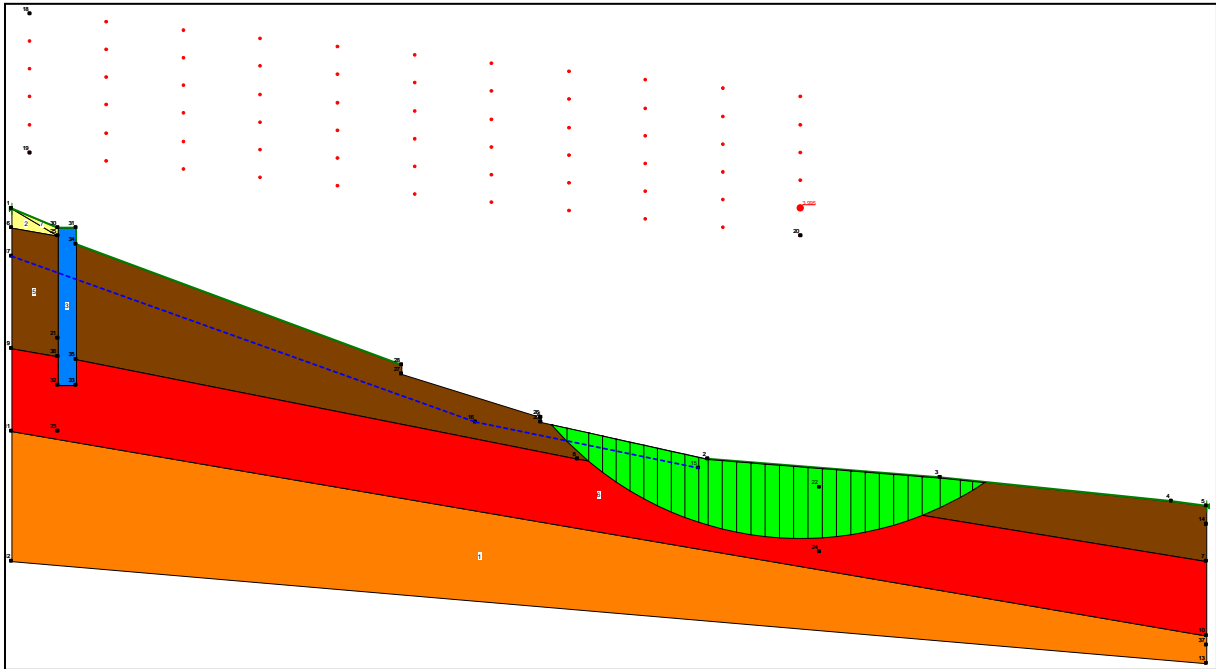


Figure III.19 : Cercle envisagé après l'exécution du mur avec prise en charge de l'effet de drainage et aménagement du talus.

II.4.2. Résultats et interprétations de l'analyse :

Après analyse par Geoslope, le cercle critique du glissement potentiel signale selon la méthode utilisée les coefficients de sécurité suivants :

Méthodes	Coefficient de sécurité
Ordinaire	3.536
Bishop	3.993
Janbu	3.582
Morgenstern-Price	4.000

Figure III.20 : Valeurs de coefficient de sécurité du quatrième confortement (Geoslope)

En comparant avec l'état initial du talus et en s'appuyant sur les résultats obtenus par le logiciel Geoslope, nous estimons un gain de coefficient de sécurité plus de 100 %.

Ce confortement sécurise aussi bien la route et stabilise le talus.

Etude de confortement

III. DEVIS QUANTITATIF ESTIMATIF SOMMAIRE

	Nature	Quantité (ml - m ³)		Prix unitaire (DA)	Prix global (DA)	Prix de la solution (DA)
Solution 1	Terrassement en déblai	29734 m ³		2000	59468000	60.148.000
	Tranchée drainante	170 ml		4000	680000	
Solution 2	1 rangée de murs de soutènement sur pieux	Pieux	1284 ml	70000	89880000	127.975.000
		Béton armé	1069 m ³	35000	37415000	
	Tranchée drainante	170ml		4000	680000	
Solution3	2 rangées de murs de soutènement sur pieux	Pieux	2568ml	70000	179760000	255.270.000
		Béton armé	2138m ³	35000	74830000	
	Tranchée drainante	170ml		4000	680000	
Solution4	1 rangée de mur de soutènement sur pieux	Pieux	1284ml	70000	89880000	132.273.000
		Béton armé	1069m ³	35000	37415000	
	Terrassement en déblai	2149m ³		2000	4298000	
	Tranchée drainante	170ml		4000	680000	

Figure III .21 : Tableau récapitulatif des coûts des différentes solutions

VI. INTERPRETATIONS

	Gain en coefficient de sécurité en %	Prix global en DA
Solution 1	50	60.148.000
Solution 2	11 ,5	127.975.000
Solution 3	84	255.270.000
Solution 4	350	132.273.000

Figure III.22: Tableau comparatif des différentes solutions en gain de FS et des coûts

Si on analyse les quatre solutions proposées, on remarque que l'ensemble des solutions donne un résultat satisfaisant en termes de stabilité, le gain en coefficient de sécurité varie, suivant les solutions, entre 11 et 300%. Sur le plan technique, les deux solutions qui ont donné la meilleure stabilité sont la première et la quatrième.

Dans ces deux cas, nous avons préconisé des terrassements au niveau du talus, ces terrassements ont consisté à faire un reprofilage du versant afin de radoucir la pente et alléger le sol.

En ce qui concerne la quatrième solution, celle-ci prévoit, en plus des terrassements, un mur de soutènement en béton armé fondé sur deux rangées de pieux de 1,20 m de diamètre.

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

Paramètres de choix de l'une des solutions :

Rappelons que l'objectif principal de notre étude est la stabilisation et la sécurisation de la route nationale.

Cet objectif, nous mène sur un plan technique, à se pencher vers la quatrième solution qui consiste à réaliser un mur rigide en tête du glissement accompagné d'un talutage du versant.

La première solution paraît aussi intéressante de point de vue gain en coefficient de sécurité qui est, théoriquement, aux environs de 50%, mais reste vulnérable, à moyen ou long terme, à un mouvement de terrain pouvant affecter la stabilité de la route, objective du projet.

Etude de confortement

Si on se réfère aux coûts de chacune des solutions, il apparaît clairement que la troisième solution reste nettement la plus chère avec une sécurité de 3 à 4 fois moins comparativement à la quatrième variante. De ce fait, cette solution est, logiquement, écartée. La deuxième solution qui prévoit, uniquement, une stabilisation de la route par un mur de soutènement sur pieux sans pour autant procéder à une correction de la pente est une solution efficace en ce qui concerne la stabilité de la route nationale mais le talus aval au mur de soutènement risque d'être instable d'après les calculs. De plus, cette solution aura, pratiquement, le même coût que la quatrième solution qui comporte, en plus du mur, un reprofilage du talus.

D'après toutes ces constatations, nous pouvons conclure que la solution la plus efficace techniquement avec un coût relativement raisonnable est celle qui prévoit le mur de soutènement avec reprofilage du talus, c'est-à-dire la solution quatre.

Conclusion générale

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 suppression du risque.

Le travail, ainsi, présenté dans ce mémoire a pour objectif le confortement d'un glissement de terrain situé au niveau de la route nationale RN 77 dans la wilaya de Sétif. Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions, en particulier sa profondeur. En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

L'ensemble des observations et analyses effectuées (en ce qui concerne le glissement de terrain étudié) montrent que ce mouvement est dû à une combinaison de plusieurs facteurs qui sont la topographie du terrain, la nature du sol et l'action de l'eau.

En effet, toutes les conditions étaient réunies pour que le matériau perd de ses caractéristiques intrinsèques et le mouvement de terrain se déclenche dans cette zone : une pente assez forte dans des matériaux, plutôt, argileux, une saturation en eau exceptionnelle suite aux fortes précipitations des deux dernières années. L'infiltration de l'eau provoque aussi un accroissement du poids volumique du sol par augmentation de la teneur en eau et modifie le comportement rhéologique.

Conclusion générale

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.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographiques de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par deux logiciels à savoir : le logiciel « Géoslope » et le logiciel « Talren4 ». De cette analyse, nous avons envisagé quatre systèmes de stabilisation qui ont consisté à un reprofilage du versant, la mise en place d'une butée en tête constituée d'un mur de soutènement sur pieux avec et sans correction du talus aval, et enfin deux murs de soutènement sur pieux, le premier en tête du glissement et le second au milieu du versant.

Bien que les quatre systèmes de confortement aient donné des coefficients de sécurité appréciables, reste que la quatrième variante est nettement préférable comme solution de point de vue résistance et efficacité.

Références bibliographiques

1] Aide-mémoire de mécanique des sols

Gérard Degoutte (CGAAER) Paul Royet (Cemagref) 209

2] Fondations et ouvrages en terre, Gérard Philiponat, Bertrand Hubert, 2003

3] PFE ENSTP 2008, BOUKHARI Adnane et LAGHOUAG Sid Ali (Enc : Dr. TAKI)

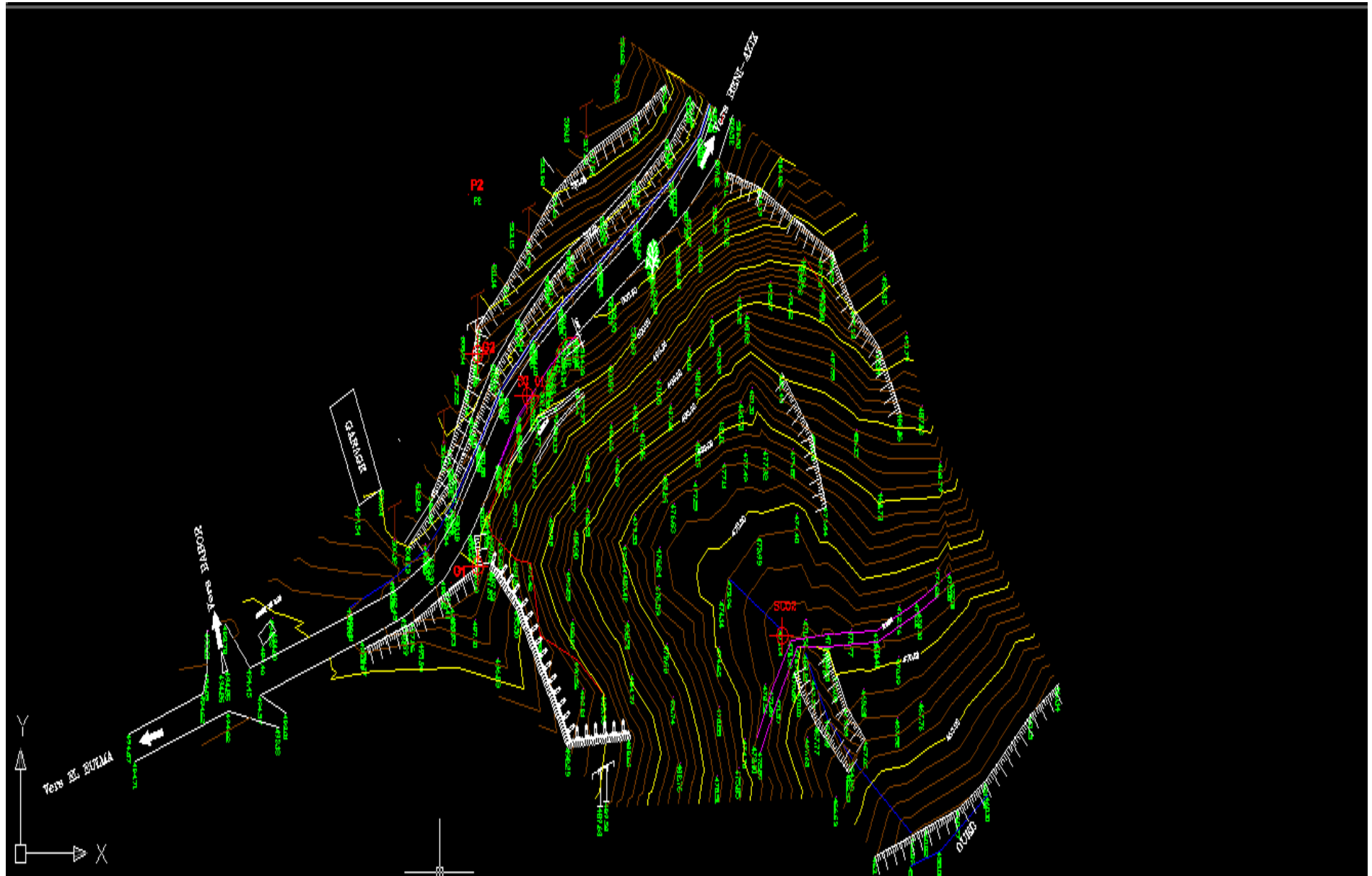
4] PFE ENSTP 2011, ZOULID Haroun (Enc : Dr. TAKI)

5] Risques naturels terrestres UVED 2006

6] Site internet

ANNEXE

Plan topographique



Profil en long

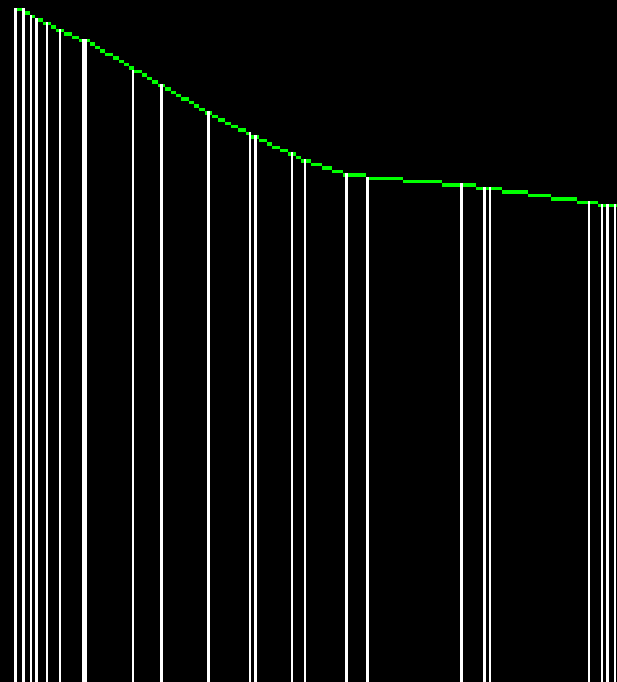
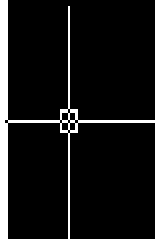


Profil dessiné par Covadis

Profil n° 2

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/1000



PC : 394.00 m

Numéro de profils en travers	■ ■ ■ ■ ■ ■ ■
Altitudes TN	■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■
Altitudes Projet	
Ecart TN - Projet	
Distances partielles TN	■ ■ ■ ■ ■ ■
Distances cumulées TN	■ ■ ■ ■ ■ ■
Distances partielles Projet	
Distances cumulées Projet	
Pentes et rampes	
Alignements droits et courbes	—

Profil en long

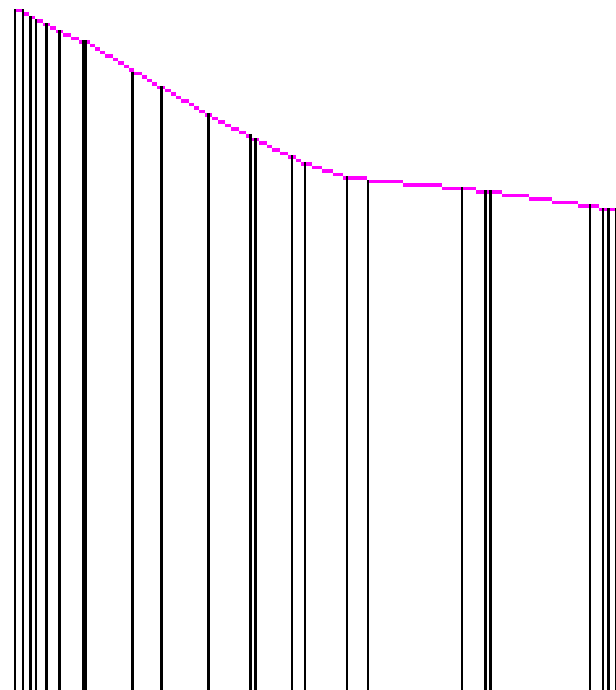
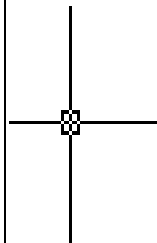


Profil dessiné par Covadis

Profil n°: 2

Echelle en X: 1/1000

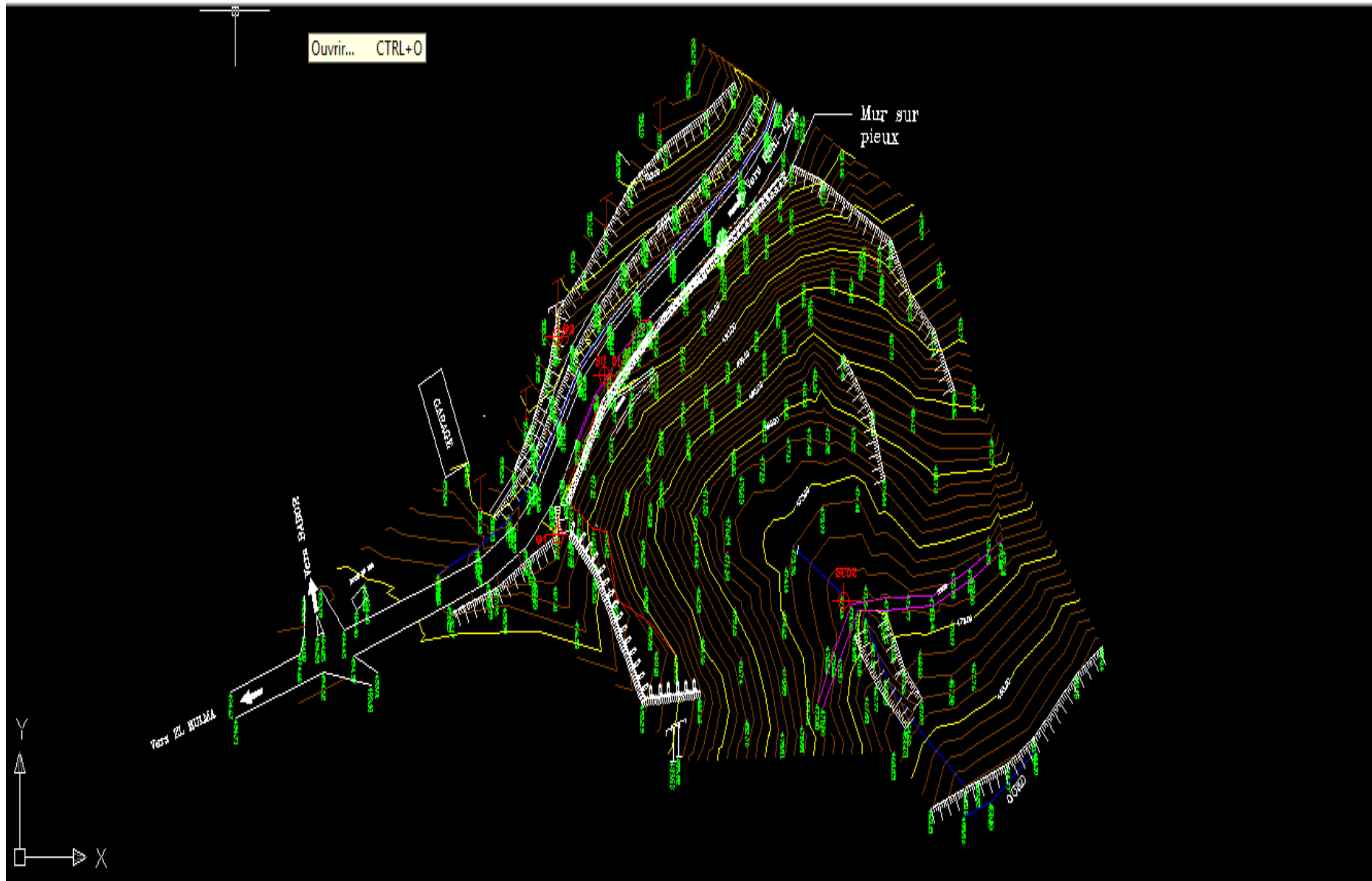
Echelle en Y: 1/1000



PC : 394.00 m

Numéro de profils en travers	■ ■ ■ ■ ■ ■
Altitudes TN	■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■
Altitudes Projet	
Ecart TN - Projet	
Distances partielles TN	— — — — — —
Distances cumulées TN	■ ■ ■ ■ ■ ■
Distances partielles Projet	
Distances cumulées Projet	
Pentes et rampes	
Alignements droits et courbes	—

Plan topographique de la 4eme variante



Plan topographique de la 4eme variante

