REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

THEME

Stabilité et renforcement des terrains en pente

Présenté par

- **Zaima Nassim**
- **Kadada Nassim Akram**
- **Khechna Rochdi**

Proposé et Dirigé par

Dr. Medjitna Lamia

Promotion sept 2020

Table des matières

1 Introduction 1
1.1 Classification des mouvements de terrains 1
1.1.1 Tassements/Affaissements 1
1.1.2 Fluage des terrains 2
1.1.3 Solifluxions 2
1.1.4 Glissements en terrains meubles 3
1.1.5 Phénomènes de retrait gonflement 4
1.1.6 Effondrements 4
1.1.7 Éboulement, chutes de blocs et de pierres 5
1.1.8 Coulées boueuses 6
1.2 Géométrie de la surface de rupture 7
1.2.1 Glissement plan 7
1.2.2 Glissement rotationnels simples 7
1.2.3 Glissement rotationnels complexes (composés) 8
1.3 Profondeur du glissement 8
1.3.1 Glissement superficiel 8
1.3.2 Glissement profond 9
1.4 Principales causes des glissements de terrains 10
1.4.1 La nature du terrain 10
1.4.2 Facteurs agissant sur le sol 11
1.5 Méthodologie d'étude des glissements de terrains 12
1.6 Localisation topographique de la zone instable 12
1.6.1 Étude géologique 12
1.6.2 Étude hydrogéologique 13
1.6.3 Étude géotechnique 13
1.6.4 Campagne de reconnaissance géotechnique 13
1.6.5 Prospection géophysique 14
1.6.6 Synthèse des informations disponibles 14
1.6.7 Analyse de stabilité 14
1.7 Conclusion 14
2 Introduction 15
2.1 Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes 15
2.2 Notions sur le facteur de sécurité 16
2.3 Glissements plans 17
2.3.1 Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (1927) 17
2.3.2 Méthode de Bishop (1955) 18

2.4 Glissement quelconque 19
2.4.1 Méthode de Morgenstern et Price (1965) 19
2.4.2 Méthode des perturbations 20
2.4.3 Méthode de Janbu 21
2.5 Calcul automatique à l'aide d'un ordinateur 22
2.6 Méthode des éléments finis 23
2.7 Méthodes de confortement des talus 23
2.7.1 Travaux de terrassement 24
2.7.2 Ouvrage de drainage 25
2.7.3 Ouvrage de soutènement 27
2.7.4 Tirants d'ancrages (Clouage) 27
2.7.5 Choix d'une technique de stabilisation ou de traitement 29
2.8 Conclusion 32
3 Introduction 33
3.1 Présentation du « *Plaxis* » 33
3.2 Options par défaut 33
3.2.1 Entrée des données 34
3.2.2 Comportement du sol 34
3.2.3 Fonctions des calculs 35
3.2.4 Analyse des résultats 35
3.3 Les modèles de comportements intégrés dans « *Plaxis* » 36
3.3.1 Introduction 36
3.3.2 Lois de comportement élastoplastique 36
3.4 Conclusion 38
4 Introduction 39
4.1 Présentation du la wilaya 39
4.2 Zone d'étude 40
4.3 Contexte géologique 40
4.4 Aperçu sismique 41
4.5 Inspection sommaire et rapport topographique 42
4.5.1 Les principaux paramètres influencent le glissement 44
4.6 Glissement et stabilisation du site 44
4.6.1 Introduction 44
4.6.2 Caractéristiques 45
4.6.3 Modèles instable avant renforcement 46
4.7 Comparaison des valeurs des coefficients de sécurité 64
4.8 Conclusion : 64

REMERCIEMENT

Nous remercions notre Dieu qui a donné le courage et la volonté de

poursuivre nos études, ainsi que

nos parents qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciement à notre promotrice

Mme ***Medjitna Lamia.***

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

accepté d'évaluer notre travail et de nous avoir

Honorés par leur présence.

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

en œuvre de ce travail.

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut…

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,

L'amour, le respect, la reconnaissance…

« Louange à dieu, le seul et unique »

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

A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est rien sans elle,
À ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de bonheur ;
Tout ce que je suis je le serais jamais sans toi, je te dois tout mon rock.
A mon papa celui qui a tout donné Pour que je puisse arrivée à mon but .

A MES CHERS ET ADORABLE FRERES ET SŒURS
Sihem, Réda, Imene.

En témoignage de mon affection fraternel, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès avec vos petites familles.

UNE SPECIALE DEDICACE A CETTE PERSONNE QUI COMPTE DEJA ENORMEMENT POUR MOI, ET POUR QUI JE PORTE BCP DE TENDRESSE ET DE RESPECT ET D'AMOUR

A TOI NASSIMA.

Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j'ai pour toi.

« MES AMIS DE TOUJOURS Ghiles, Youcef, YACINE, Farouk.

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

A MES AMIS DE LA PAGE THE FOOTIX

Vous êtes les meilleurs de tous les temps

NASSIM

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Akram

À mes très chers parents ...

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille, Mes très chers frères et sœurs,

Mes Oncles et Tantes

À tous ceux que j'aime À tous ceux qui ont participé de loin ou

de près à la réalisation de ce travail

Rochdi

ملخص

ورد في بعض الدول ان الحركات الأرضية عادة ما تكون مؤثرة وأحيانا مميتة، حيث يمكن تصنيفها في المراتب الأولى للخسائر البشرية والاقتصادية. حتى الان، تقوم الجامعات بالعديد من الدراسات لإيجاد حل لهده الظاهرة ومخاطرها، واتخاد الاحتياطات المناسبة للكشف عن المناطق الغير مستقرة من إيجاد أفضل الحلول للحماية والمعالجة.

الغرض من هدا العمل هو دراسة الاستقرار والحلول في الطريق الوطني رقم 11, في بلدية سيدي عبد الرحمان في ولاية الشلف. باستخدام برنامج ' بلاكسيس ' الدي يعتمد على طريقة العناصر المحددة.

لهدا الغرض يتم اقتراح حل مزدوج (قضبان التعادل .....).

الكلمات الرئيسية : انزلاق – الاسقرار – الحركات - الراحة – طريقة العناصر المحددة – بلاكسيس – قضبان التعادل – الطريق الوطني

Résumé :

Les mouvements de terrain sont généralement spectaculaires et parfois meurtriers, répondus dans certains pays, ils peuvent être classés au premier rang dans les pertes humaines et économiques.

A ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les universités pour trouver une solution à ce phénomène et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements. L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité et le confortement à la RN11 au PK 234+950, dans la commune de Sidi Abderrahmane dans la wilaya de chlef ; en utilisant le logiciel PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis.

A cet effet une solution mixte est proposée (tirants d'ancrages et un remblais).

Mots clés : Glissement – stabilité – confortement – méthodes des éléments finis – coefficient de sécurité – Plaxis – RN11 – PK 234+950

Abstract:

The ground movements are generally spectacular and sometimes deadly, answered in some countries, they can be ranked first in the human and economic losses. To date, several studies are being carried out by the universities to find a solution to this phenomenon and their dangers, and take appropriate precautions to detect unstable areas in order to find the best solutions of protections or treatments.

The objective of this work is to study the stability and comfort at the state residence of RN11 to PK 234+950, in the municipality of Sidi Abderrahmane in the wilaya of chlef using the PLAXIS software based on the finite element method. For this purpose, a mixed solution is proposed (ground anchors and micro-piles) with a sealing for the stabilization of this slope.

Keywords: slip - stability - comfort - finite element methods - safety coefficient - Plaxis – NR11 – PK234+950

Liste des figures

Figure 1.1. Schéma d'affaissement d'une succession de couches de terrain meuble……..3

Figure 1.2. Photo illustrant un fauchage dans les formations rocheuses……..……..4

Figure 1.3. schéma du phénomène de Solifluxion……..……...5

Figure 1.4. Schéma du phénomène de retrait gonflement……..……6

Figure 1.5. Schéma d'effondrement du toit d'une cavité……..…….6

Figure 1.6. Schéma des différents types d'écroulements……8

Figure 1.7. Schéma du trajet d'une coulée boueuse……...…….8

Figure 1.8. Schématisation d'un glissement de terrain plan……..…….9

Figure 1.9. Mécanisme d'un glissement rotationnel……9

Figure 1.10. Géométrie d'un glissement rotationnel complexe…….……10

Figure 1.11. Glissement superficiel…….……10

Figure 1.12. Hypothèse de glissement plan…….……..12

Figure 2.1. Schéma de la surface de rupture……..……18

Figure 2.2. Schéma type d'une rupture plane……20

Figure 2.3. Méthode de Fellenius……..21

Figure 2.4. Méthode de Bishop…….22

Figure 2.5. Méthode de Morgenstern et Pric……23

Figure 2.6. Méthode des perturbations……24

Figure 2.7. Remblai de pied…….28

Figure 2.8. Allégement en tête…….28

Figure 2.9. Coupe schématique d'une tranchée drainante.....30

Figure 2.10. Exemple de clouage d'un glissement……31

Figure 3.1. Définition du module à 50% de la rupture……..……40

Figure 3.2. Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion…41

Figure 4.1. localisation de la wilaya de chelef à l'échelle nationale…….……43

Figure 4.2. plan de masse de projet sur fond de photo satellite……..……44

Figure 4.3. Situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national……....46

Figure 4.4. Situation générale du site (vue vers l'Ouest) : la flèche montre le mur en maçonnerie……47

Figure 4.5. Glissement principal (affaissement de chaussée + inclinaison du mur en Maçonnerie)……..48

Figure 5.6. La flèche montre l'érosion provoquée par l'écoulement local……..……48

Figure 4.9. Géométrie du modèle sans charge……..……..50

Figure 4.10. Maillage non déformé du modèle…….……50

Figure 4.11. Position de la nappe phréatique…….……51

Figure 4.12. Phases de calcul……..……..51

Figure 4.13. Maillage déformé……..……..52

Figure 4.14. Déplacements totaux……..……..52

Figure 4.15. La valeur moyenne du coefficient de sécurité……..……..53

Figure 4.16. Géométrie du modèle avec charge……..……53

Figure 4.17. Maillage non déformé du modèle…….……..54

Figure 4.18. Position de la nappe phréatique…….……54

Figure 4.19. Phases de calcul…….……55

Figure 4.20. Maillage déformé……55

Figure 4.21. Déplacements totaux……..55

Figure 4.22. géométrie de model……56

Figure 4.23. maillage non déformé du modèle……57

Figure 4.24. Position de la nappe phréatique……..……..57

Figure 4.25. Phases de calcul……..……..58

Figure 4.26. Maillage déformé……..…...58

Figure 4.27. Déformations totaux…….……...58

Figure 4.28. La valeur moyenne du coefficient de sécurité……59

Figure 4.29. Géométrie de model.……60

Figure 4.30. Maillage non déformé du modèle……...…….60

Figure 4.31. Position de la nappe phréatique……..…….61

Figure 4.32. Phases de calcul……...……61

Figure 4.33. Maillage déformé……62

Figure 4.34. Déformations totaux……..……..62

Figure 4.35. La valeur moyenne du coefficient de sécurité……..……...63

Figure 4.36. Géométrie du modèle……..…….63

Figure 4.37. Maillage non déformé du modèle……..……...64

Figure 4.38. Position de la nappe phréatique……..…….64

Figure 4.39. Phases de calcul……..…….65

Figure 4.40. Maillage déformé……..……...65

Figure 4.41. Déplacements totaux……..……...66

Figure 4.42. La valeur moyenne du coefficient de sécurité…….……66

Figure 4.43. Comparaison des coefficients de sécurité obtenus…….…….67

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Classification de glissement de terrain ……

Tableau 1.2. Classification selon la taille des blocs, les volumes et les vitesses ……. 7

Tableau 2.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]……....19

Tableau 2.2. Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation ……..33

Tableau 2.3. Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain ...34

Tableau 4.1. Caractéristiques géotechniques des matériaux……49

Tableau 4.2. Caractéristiques géotechniques de remblai…….56

Tableau 4.3. Propriétés des éléments de renforcement ……...59

Notation

Lettres Majuscules

- F : Force stabilisante
- FS : Coefficient de sécurité.
- E : Module d'Young.
- G : Module de cisaillement.
- G : Module de cisaillement.
- K : Raideur
- N : Réaction normale
- Nn : Réaction normale d'une tranche n
- Q : Une valeur qui définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, for ce V, moment M).
- Qmax : Valeur maximale de Q.
- R : Rayon du cercle de glissement.
- S : surface de chargement.
- T : Réaction tangentielle.
- Tn : Réaction tangentielle d'une tranche n.
- Ti : Pressions (forces surfacique).
- U : Effort de la pression d'eau à la base.
- UL : Effort de la pression d'eau latérale.
- V : Effort vertical sur le côté d'un bloc de sol.
- Vm : volume de masse du sol glissant.
- W : Poids d'un bloc de sol
- Xi : Forces massiques (volumique)

Lettres minuscules

- c : Cohésion
- c' : Cohésion effective
- ci : Cohésion d’une couche i du sol
- cu : Cohésion drainé
- cm : Cohésion mobilisée.
- h : hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement
- m : coefficient réducteur.
- q : Force normale
- r0 : Rayon de la spirale logarithmique. s : Force tangentielle

Lettres grecques

- γ: Poids volumique.
- γw : Poids volumique humide.
- φ : Angle de frottement
- φ ' : Angle frottement effective.
- φ i : Angle de frottement d’une couche i du sol.
- φ m : Angle de frottement mobilisé.
- ν i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.
- θ : Inclinaison du plan de rupture.
- θ F : Angle indiquant la position de la structure stabilisante.
- σ f : Contrainte normale mobilisée.
- σ ij : champ de contrainte.
- σ n : Contraintes normales.
- τ : Contraintes de cisaillement.
- τf : Contrainte mobilisée de cisaillement.
- Ψi : Angle de dilatance de la couche i du sol.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis plus d'un siècle les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les mécaniciens des sols ont tenté par dévers moyens, de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et, plus largement, les mouvements de terrain. Ces processus initialement naturels sont devenus au fil du dernier siècle de plus en plus liés aux activités anthropiques. Chaque site potentiellement instable pose des problèmes spécifiques ce qui rend la généralisation et la classification des mouvements de terrain difficiles. Ainsi, on trouve de nombreux ouvrages et articles qui traitent de l'analyse des mouvements de terrain, avec des outils et des méthodes de recherche de plus en plus évolués. On se trouve alors confronté à des problèmes variables ou, soit l'étude que l'on entreprend va permettre d'approfondir la connaissance des phénomènes d'instabilités, soit le secteur d'étude est vierge de reconnaissance, soit on va expérimenter de nouveaux outils de prospection et d'analyse.

Les origines d'instabilités des pentes naturelles ou artificielles sont très diverses. Elles font interagir des milieux solides et fluides dont les interactions sont complexes et régissent en grande partie le comportement de chacun des milieux et de l'ensemble du massif. La mise en mouvement de pentes naturelles peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique considérable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part, la surface de rupture probable le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé et d'autre part, la valeur du coefficient de sécurité. Il existe des principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre.
Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairé les axes de notre étude, la mémoire a été articulée sur les chapitres suivants :

Chapitre 1 : recherche bibliographique sur les mouvements des terrains, dans ce chapitre on a essayé de donner une aidé sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses causes.

Chapitre 2 : dans ce chapitre on essayer de donner les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes et les Méthodes de confortement : dans ce chapitre on a présenté les différentes méthodes de calculs qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail.

Chapitre 3 : Présentation du code de calcul du PLAXIS, On a donné les caractéristiques générales de logiciel utilisée pour les calculs des talus (plaxis), Ce chapitre peut être considéré comme un manuel simple pour analyser les talus utilisant des logiciels informatiques.

Chapitre 4 : Dans ce chapitre se compose de deux parties :

- Présentation du cas étudie.
- Etudié la stabilité du terrain par l'analyse numérique.

Chapitre 1

Généralité sur les mouvements de terrain

1 Introduction

Un mouvement de terrain est le déplacement, plus ou moins brutal, du sol. Les causes de ce dernier peuvent être d'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie forte, séisme…) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères…).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et des millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques mètres par jour).

1.1 Classification des mouvements de terrains

Il existe différents types de mouvements de terrains selon le type de sol mobilisé, les surcharges...etc. Nous citons parmi ceux-ci :

1.1.1 Tassements/Affaissements

Le tassement est une déformation verticale (diminution de hauteur) de certains sols (vases, tourbes, argiles...), sous l'effet des surcharges appliquées et/ou l'abaissement du niveau de la nappe. [1]

Ces phénomènes peuvent être de grande ampleur et affecter des agglomérations entières.

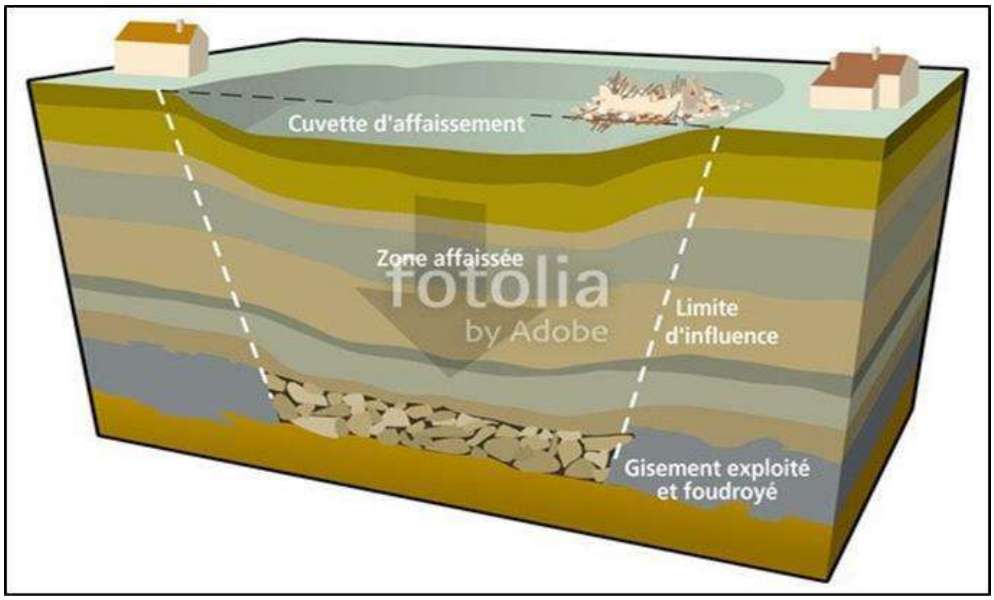


Figure 1.1. Schéma d'affaissement d'une succession de couches de terrain meuble.

1.1.2 Fluage des terrains

Ce phénomène est un mouvement de terrain très lent qui concerne généralement les marnes ou les argiles plastiques de grande épaisseur supportant une surcharge constante naturelle ou anthropique. Il se manifeste par l'apparition d'une sorte de gonflement sur le talus qu'on appelle « Ventre » et est caractérisé par l'absence d'une surface de rupture nette. Cependant, il peut évoluer vers des glissements ou des écoulements (apparition d'une surface de rupture) [2].

Le fluage peut également apparaître dans les formations rocheuses et est désigné par le terme de « fauchage ». Il se manifeste par un renversement des sommets de couches rocheuses, plus ou moins verticales, sous l'effet de la gravité.

Pareil aux formations meubles, le fauchage peut évoluer vers un écroulement ou en chute de blocs ou un glissement dans les roches tendres (figure 1.2).

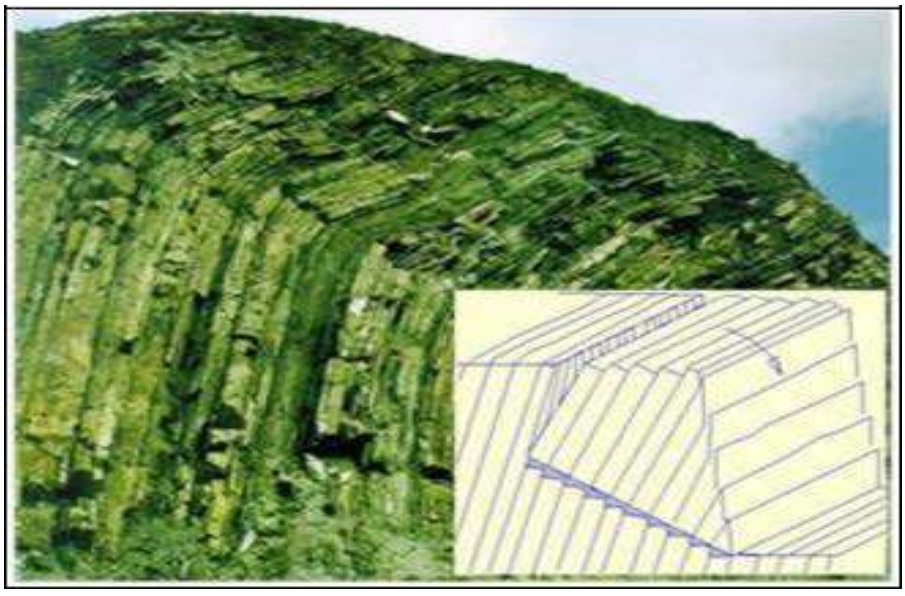


Figure 1.2. Photo illustrant un fauchage dans les formations rocheuses.

1.1.3 Solifluxions

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. On rencontre ce phénomène dans les régions où la terre gèle en profondeur. Lorsque la température augmente, les terres en surface, en fondant, glisse sur la partie inférieure (toujours gelée). Ce glissement est dû à l'augmentation de la teneur en eau liquide (indice de plasticité dépassé). La figure 1.3 présente le phénomène de la solifluxion.

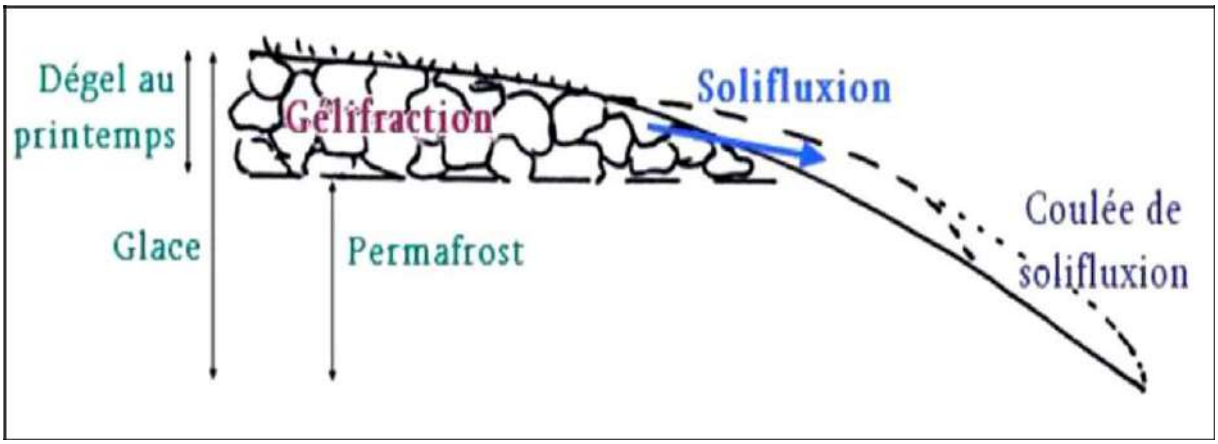


Figure 1.3. Schéma du phénomène de Solifluxion.

1.1.4 Glissements en terrains meubles

Le glissement de terrain est un phénomène très répandu qui peut être l'origine de catastrophes engendrant des dégâts humains. Ce dernier se manifeste par un déplacement d'une masse de sol ou de roche, de faibles caractéristiques mécaniques, vers le bas le long d'une pente sur une surface de rupture. Ce déplacement est causé par un déséquilibre entre les efforts moteurs et la résistance du sol [2].

Le tableau 1.1 donne une classification des mouvements de terrains selon leurs vitesses et leurs profondeurs.

Tableau 1.1. Classification de glissement de terrain. [2]

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en mètres sous la surface du sol).

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

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme).

Glissement	Vitesse de glissement
Très lent	0 – 2 cm/an
Peu acrif,lent	2 – 10 cm/an
Active (on lent avec phases rapides)	>10cm/an

1.1.5 Phénomènes de retrait gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans certains sols argileux, il est lié aux variations d'eau (changements d'humidité) dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). À l'inverse, un nouvel apport d'eau

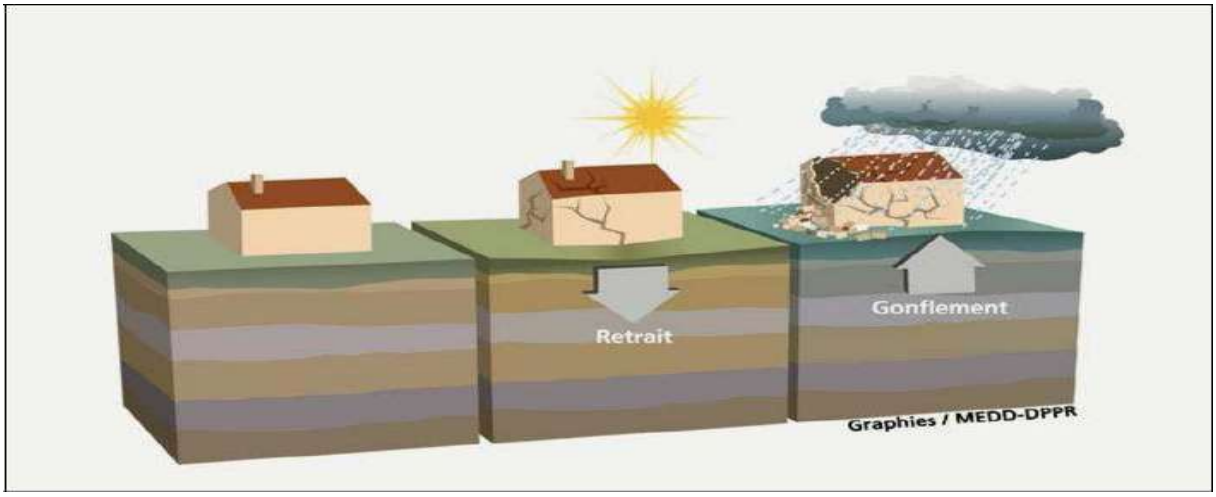


Figure 1.4. Schéma du phénomène de retrait gonflement.

1.1.6 Effondrements

L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité (figure 1.5) qui va se prolonger jusqu'à la surface en formant un cratère. [4]

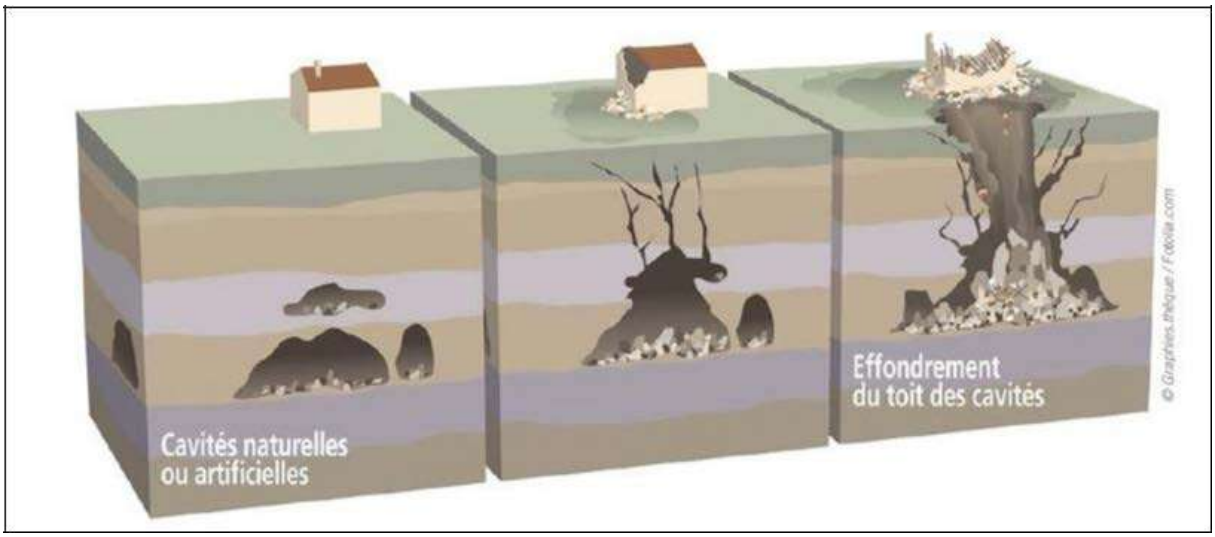


Figure 1.5. Schéma d'effondrement du toit d'une cavité.

1.1.7 Éboulement, chutes de blocs et de pierres

Ce sont des mouvements discontinus, dû à l'action de la pesanteur, mobilisant des blocs de roche qui se détachent du massif rocheux en tombant et roulant le long de la pente (figure 1.6). Les matériaux concernés sont généralement rigides et fracturés et leurs dimensions est de l'ordre de cent jusqu'à cent milles mètre cube selon le type du phénomène (chute de pierres, de blocs, éboulement ou écroulement en masse). [5]

Le tableau 1.2 résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes :

Tableau 1.2. Classification selon la taille des blocs, les volumes et les vitesses

Chutes de pierres	0 < 50
Chutes de blocs	0 > 50
Eboulement Volume Vitesse	 100 – 10000 m^3 10 – 40 m/s
Eboulement Volume Vitesse	 >1 million. m^3 >40m/s

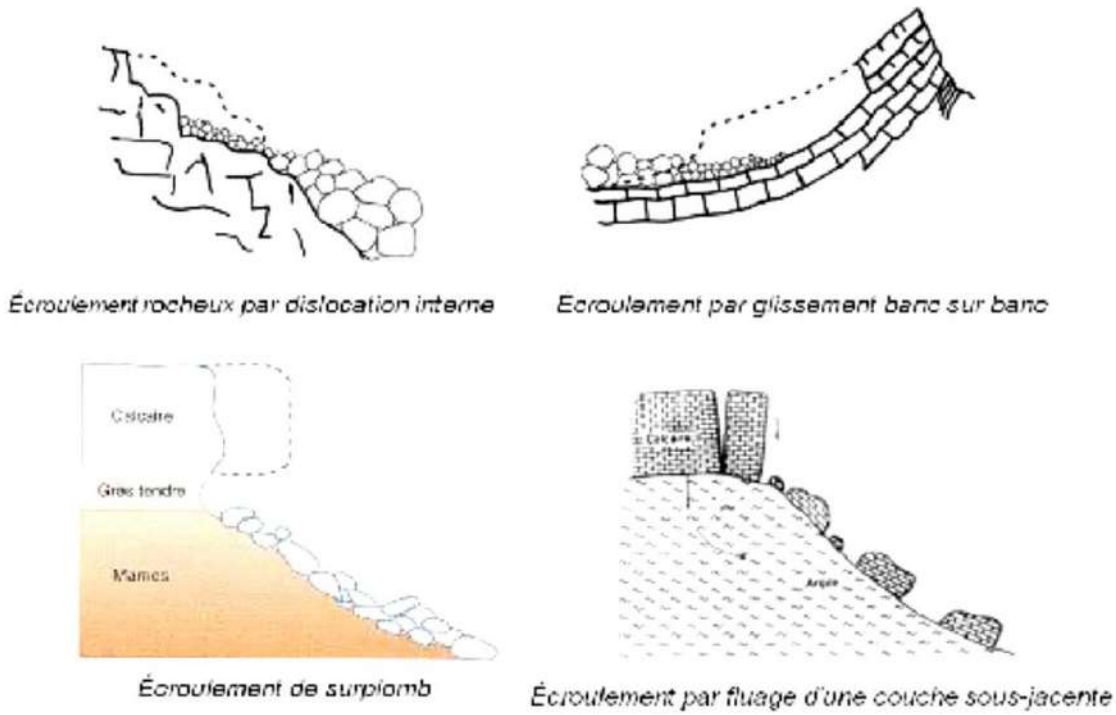


Figure 1.6. Schéma des différents types d'écroulements.

1.1.8 Coulées boueuses

Ce phénomène est le plus rapide et le plus fluide des mouvements de terrains. Il est le résultat d'une forte concentration en eau et la perte de cohésion dans le sol ce qui le transforme en coulée visqueuse (figure 1.7). Ce phénomène est superficiel et est caractérisé par un fort remaniement du sol déplacé.

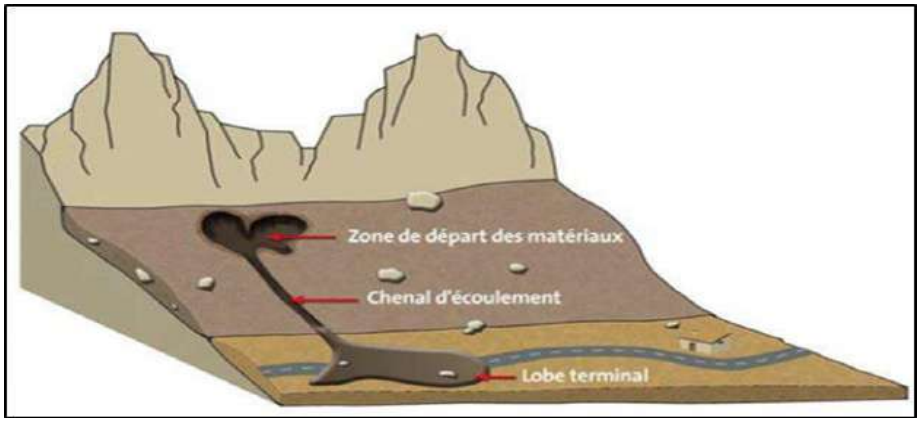


Figure 1.7. Schéma du trajet d'une coulée boueuse.

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressant aux mouvement type « glissement » qui se manifeste dans les sols meubles. Celui-ci est classé selon deux critères essentiels :

1.2 Géométrie de la surface de rupture

On distingue généralement les formes suivantes :

1.2.1 Glissement plan

Il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

Dans un glissement plan, la surface de rupture est droite et la masse de sol en mouvement glisse le long de celle-ci (figure 1.8). [3]

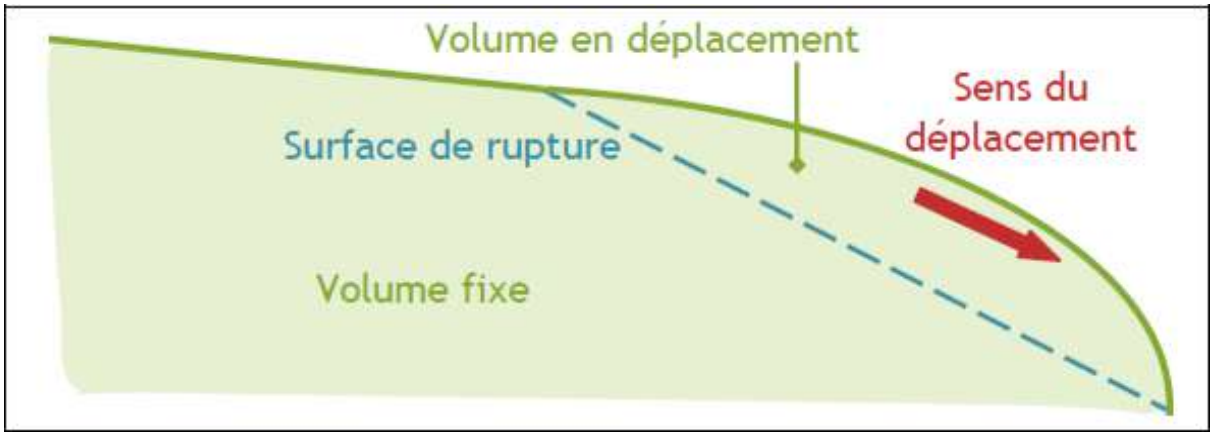


Figure 1.8. Schématisation d'un glissement de terrain plan. [2]

1.2.2 Glissement rotationnels simples

La surface de glissement est de forme approximativement cylindrique (figure 1.9). [3]

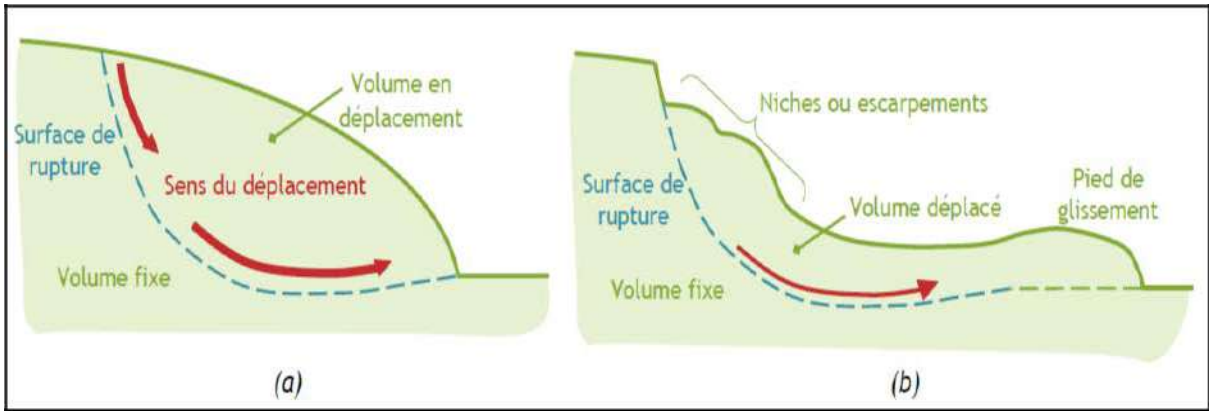


Figure 1.9. Mécanisme d'un glissement rotationnel. [2]

(a) Avant activation

(b) Après activation

1.2.3 Glissement rotationnels complexes (composés)

Ce type de glissement se manifeste en général sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaine comme le schématise la figure 1.10 [3].

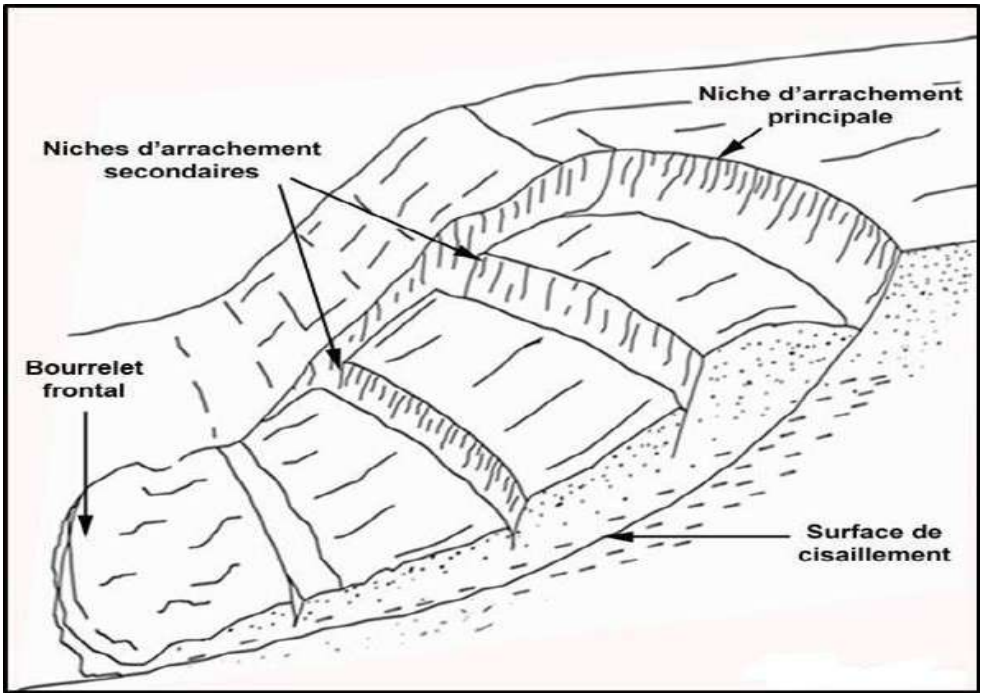


Figure 1.10. Géométrie d'un glissement rotationnel complexe

1.3 Profondeur du glissement

1.3.1 Glissement superficiel

Ce sont les glissements de moins de 2 m (figure1.11) de profondeur qui se manifestent dans les pentes où le sol est en état d'équilibre limite.

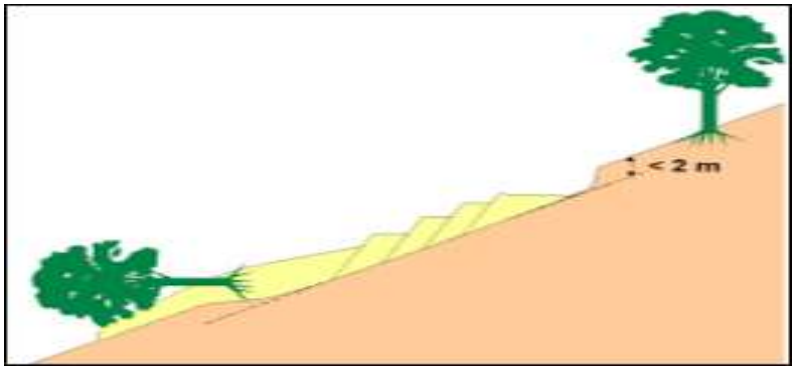


Figure 1.11. Glissement superficiel.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Il est dit actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Cependant, ce dernier peut se stabiliser par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple. De même pour les glissements peu actifs, qui peuvent, par moment, entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

1.3.2 Glissement profond

C'est le déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux, de faible résistance, le long d'une ou plusieurs surfaces de glissement située en profondeur avec apparition de plusieurs niches d'arrachement.

1.4 Principales causes des glissements de terrains

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

1.4.1 La nature du terrain

La nature de terrain dépend de la :

1.4.1.1 Géométrie de terrain

La raideur de la pente est le premier facteur de stabilité ou d'instabilité du terrain. Sa valeur maximale dépend des caractéristiques du terrain en question (figure 1.12).

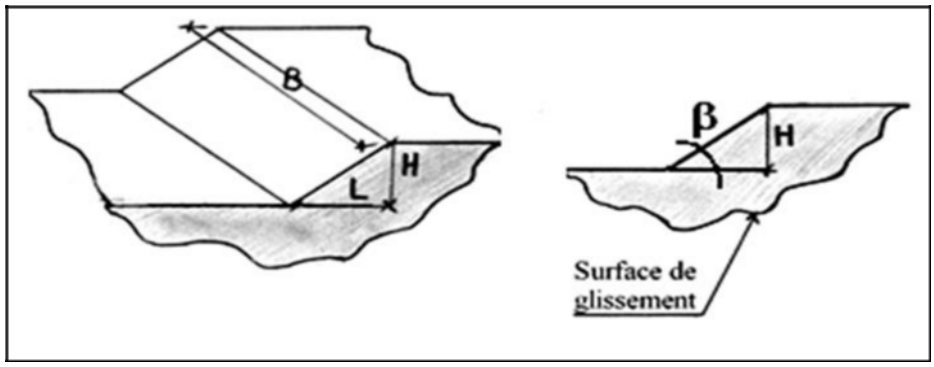


Figure 1.12. Hypothèse de glissement plan. [3]

1.4.1.2 Résistance intrinsèque au cisaillement des sols ou des roches

Celle-ci joue un rôle principal dans l'équilibre mécanique (facteur de sécurité).

On peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des différents états de déformation :

- **La résistance de pic** : qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations ;
- **La résistance à l'état critique** : en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié ;
- **La résistance résiduelle** : résistance après de grands déplacements.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant compte de la résistance au cisaillement de pic dans le cas d'une première rupture et la résistance au cisaillement résiduelle dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés C' et φ' (valeur de pic) et C_r et φ_r (Valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

1.4.2 Facteurs agissant sur le sol

1.4.2.1 Actions hydrogéologiques (eau souterraine)

La connaissance des conditions hydrogéologiques du terrain est essentielle pour l'analyse de sa stabilité. En effet, différents types d'instabilité apparaissent lors des périodes pluvieuses, c'est-à-dire, quand les conditions hydrogéologiques sont les plus défavorables. Par conséquent, on doit prendre en considération toutes les sources d'eau de la région étudiée.

1.4.2.2 Actions anthropiques

L'homme constitue continuellement un facteur de cause d'instabilité des terrains. En plus de la déforestation, ses différents travaux touchent plusieurs des facteurs mentionnés précédemment : modification de la pente (remblaiement en tête et/ou creusement en pieds du talus), augmentation du niveau de la nappe (construction de barrage en amont du versant), vibrations (trafic ferroviaire) …etc.

1.4.2.3 Séismes

En addition aux forces déstabilisatrices des vibrations elles-mêmes, le séisme peut provoquer une liquéfaction des limons et sables saturés ; si une couche pareille se trouve à quelques mètres de profondeur, elle est susceptible à provoquer le glissement de tout le massif sus-jacent. [6]

1.4.2.4 Activité volcanique

Les températures très élevées de la lave volcanique font fondre la neige très rapidement, ce qui va créer une avalanche chargée d'eau, de terre et de roche s'accélérant sur la pente déforestée du volcan.

Les dépôts volcaniques ont des caractéristiques mécaniques très faibles, vu leur jeune âge, ce qui les rend susceptibles à provoquer de grands éboulements. [7]

1.5 Méthodologie d'étude des glissements de terrains

Mis à part la localisation géométrique de la surface de rupture, l'étude de stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles. On distingue deux types d'études :

- Une étude géologique descriptive qui permet de connaître la lithologie du sol, son âge et son historique de formation. Cependant, celle-ci est qualitative et ne suffit pas pour faire une étude de stabilité complète et fiable.

- Une étude mécanique dans laquelle on détermine les contraintes dans le sol et ses paramètres de résistance. De même que pour l'étude géologique, cette étude seule est virtuelle et ne reflète pas la réalité.

Une étude géotechnique doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique.

1.6 Localisation topographique de la zone instable

Le but de cette étape est l'établissement d'un plan topographique à grande échelle.

En effet, l'insuffisance des cartes topographique à petite échelle a rendu cette étape indispensable afin de localiser la zone glissée.

Il faut également prêter attention aux éléments caractéristique du glissement, tels que :

- Les arbres, inclinés, droits ou tordus constituent, souvent, les seuls repères de courants dans les zones non urbanisées ;
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinées ;
- Les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain ;
- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.

1.6.1 Étude géologique

À Partir des données fournis par la carte géologique de la région, il est possible de tirer des renseignements utiles sur la lithologie ainsi que les discontinuités présentes dans le massif. Elle donne également des indications sur les circulations d'eau souterraine qui va nous aider à évaluer la possibilité de formation de nouveaux mouvements de terrain.

1.6.2 Étude hydrogéologique

Cette étude a pour but d'extraire toutes information concernant le fonctionnement des aquifères du site afin de connaitre la répartition des pressions interstitielles et diagnostiquer les problèmes imposés pour pouvoir y remédier.

Pour une étude hydrogéologique les techniques utilisées généralement sont :

- Repérage des niveaux d'eau dans les puits,
- Recueil des données météorologiques,
- Mesures de débit de sources,
- Piézométrie.

1.6.3 Étude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques d'un terrain à partir des essais in-situ et au laboratoire. Il s'agit de :

- Fournir une définition précise sur la lithologie du site étudié,
- Connaitre la position des interfaces ainsi que leur pendage ;
- Repérer géométriquement la/les surface de rupture ;
- Mesurer les caractéristiques mécaniques des divers terrains concernés ;
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

1.6.4 Campagne de reconnaissance géotechnique

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains (zones instables), les essais in-situ sont particulièrement adaptés. Ils sont relativement peu couteux et d'exécution rapide mais, parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée à cause des conditions contraignante du site.

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés par les techniques complémentaires suivantes :

- Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forages qui permet parfois de faire apparaitre les surfaces de glissement ;
- Essai pressiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci
- Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux ;
- Mise en place d'inclinomètres permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

Le prélèvement d'échantillons peut se faire à la tarière ou au carottier pour définir les poids volumiques, la teneur en eau naturelle, le degré de saturation, les limites d'Atterberg, la granulométrie, les caractéristiques de résistance au cisaillement à la boite ou à l'essai triaxial.

1.6.5 Prospection géophysique

Les campagnes géophysiques permettent de distinguer les différentes formations du site étudié et de détecter la présence de cavités ou de l'eau (nappe). Ces données aideront à estimer la surface de rupture probable de glissement en profondeur.

Toutefois, les résultats de la prospection géophysique doivent être toujours affirmée par des sondages et essais géotechniques.

1.6.6 Synthèse des informations disponibles

À Chaque stade du projet, les données géométriques et mécaniques du site instable se précisent. La définition des coupes, selon la direction du glissement, en passant par les essais et sondages effectués, permettra de déterminer la géométrie du glissement qui va, par la suite, aider à connaitre les causes de ce dernier et éventuellement donner une idée sur les solutions envisageables.

1.6.7 Analyse de stabilité

Dès que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation, à partir de la valeur du facteur de sécurité Fs qui sera obtenu, de la marge de sécurité du site et, à partir de l'étude, la proposition des divers traitements envisageables.

1.7 Conclusion

D'après de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrains sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène, il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapide.

2 Introduction

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance de site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols ; un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé ; d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

2.1 Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture.

Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure 1.13).

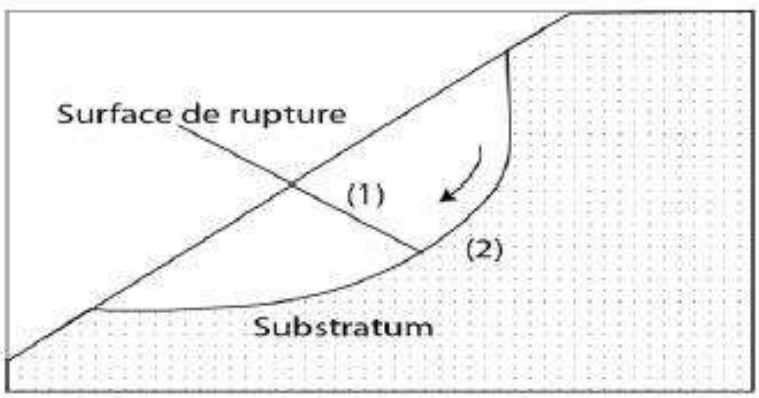


Figure 2.1. Schéma de la surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne, par l'intermédiaire du facteur de sécurité, une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression générale de ce facteur est différente selon la géométrie de la surface de rupture.

Dans tous les cas, les analyses de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme (non drainé) et/ou en contraintes effectives à long terme (drainé). La fiabilité des calculs dépendra toutefois de la qualité des essais effectués et l'incertitude de leurs résultats.

Chapitre 2

Méthode de calcul des stabilités des pentes et les confortements de talus

2.2 Notions sur le facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce coefficient peut être définit en tant qu'un rapport de forces, de moments ou de grandeur par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 1.3.

Tableau 2.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973). [8]

Définition	Formule
Rapport des contraintes	$F_S = \frac{\tau_{ult}}{\tau}$
Rapport des forces	$F_S = \frac{F_{resistante}}{F_{motrice}}$
Rapport des moments	$F_S = \frac{M_{resistant}}{M_{moteur}}$
Rapport des grandeurs	Par ex : H / H max

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

$$F_S = \frac{\tau_{ult}}{\tau}$$

- Fs = 1 : état d'équilibre critique ;
- Fs > 1 : état stable ;
- Fs < 1 : état instable.

Dans la pratique, le facteur Fs recherché est compris entre 1.10 et 1.50 en tenant compte des erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul et aux incertitudes expérimentales ainsi qu'aux charges dynamiques.

2.3 Glissements plans

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure1

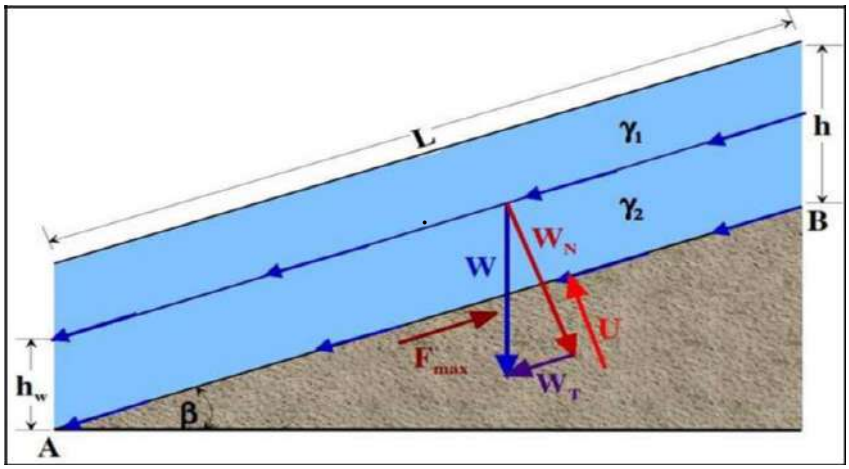


Figure 2.2. Schéma type d'une rupture plane

2.3.1 Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (1927)

Elle est basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments.

Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées nulles.
Le facteur global de sécurité peut etre défini pour les N tranches est (k = 1 à N) :

$$F_S = \frac{\sum Moment\ resistant}{\sum Moment\ moteur} = \frac{\sum_k R.(C_K \times ds_k + \sigma_k \times ds_k \times tan_{\varphi k}}{\sum_k R \quad \times W_K \times sin_{\alpha k}}$$

Avec
σ_k : contrainte verticale du sol ;

ds_k: surface de la base de la tranche ;

R : rayon du cercle de rupture ;

W_k: poids de tranche ;

α_k: L'angle de l'inclinaison de la tranche k ;

C_k et φ_k : sont les caractéristiques mécaniques de la couche traversée par la tranche k.

La stabilité de glissement est considérée si la valeur minimale du Fs est supérieure à 1,5. C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sécuritaire pour des sols homogènes seulement. [1]

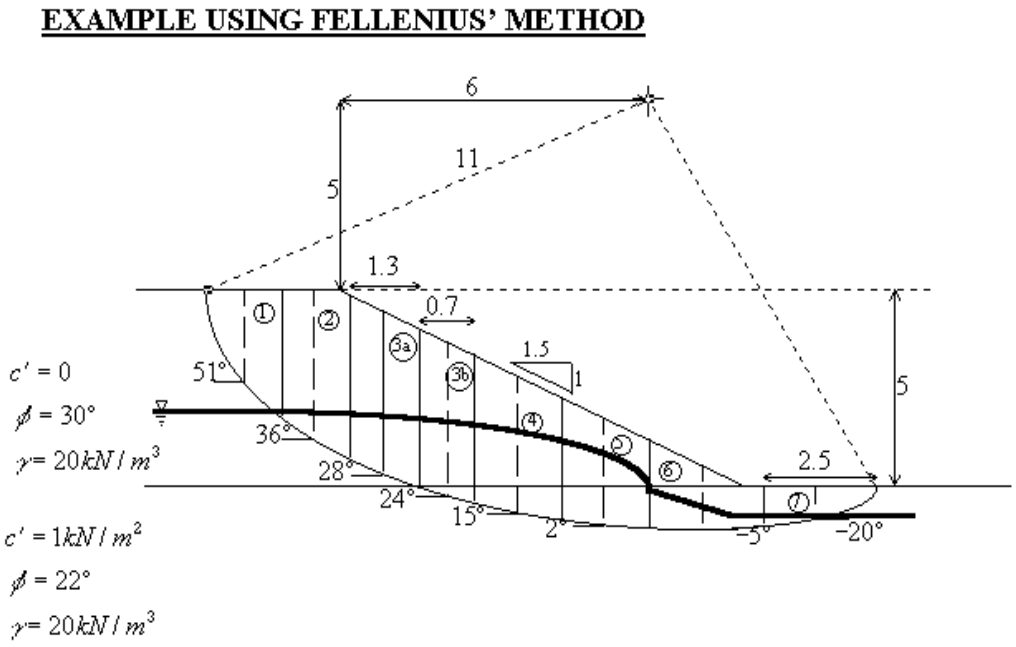


Figure 2.3. Méthode de Fellenius

2.3.2 Méthode de Bishop (1955)

Le facteur de sécurité est supposé constant le long de la surface de glissement et les forces sur les inter-tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). [3]

Le facteur global de sécurité peut être défini comme suit :

$$F= \frac{\sum \frac{c_k . b_k + w_k . tan_{\varphi k}}{\cos \alpha_k + \frac{sin_{\alpha k} . tan_{\varphi k}}{F}}}{\sum W_K . sin_{\alpha k}}$$

b_k : largeur de tranche ;

α_k : l'angle de l'inclinaison ;

W_k: poids de la tranche ;

C_k et φ_k : sont les caractéristiques mécaniques de la couche traversée par la tranche F :

F : valeur initiale du coefficient de sécurité (généralement on utilise la valeur du Fs obtenue par la méthode de Fellenius)

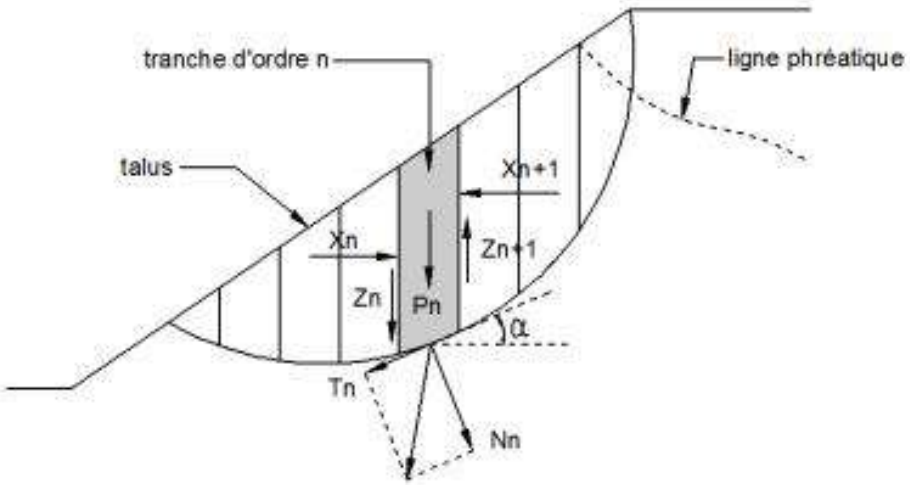


Figure 2.4. Méthode de Bishop

2.4 Glissement quelconque

2.4.1 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

La méthode prend en considération les deux forces inter-tranches en supposant une fonction des forces inter-tranches f (x), telle que :

$$X = F(x) \cdot \lambda \cdot E \cdot X \quad (1.5)$$

Avec :

E : forces inter-tranches normales ;

X : force de cisaillement inter-tranche normales ;

fx) : une fonction ;

λ : Facteur d'échelle / le pourcentage de la fonction utilisée.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire Cette méthode est applicable à toutes les géométries et types de sol [7].

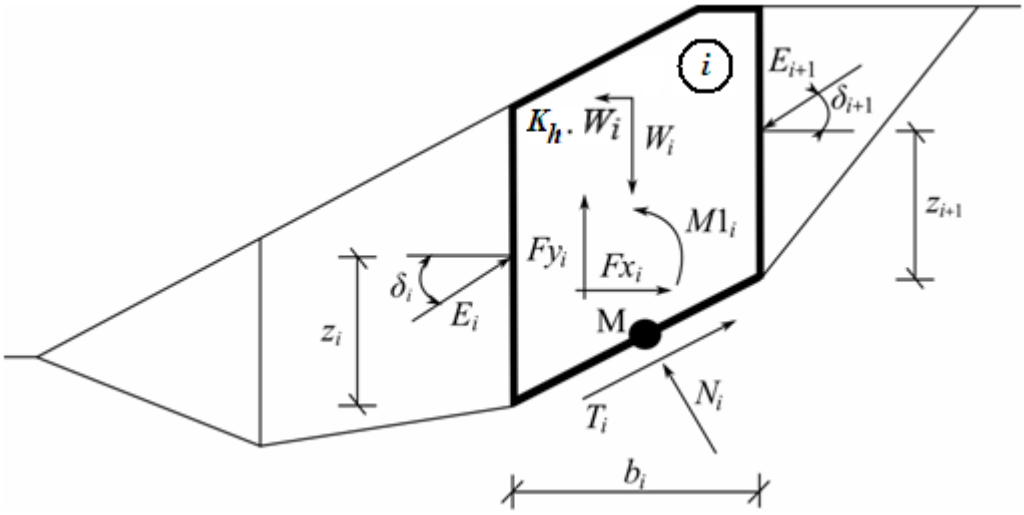


Figure 2.5. Méthode de Morgenstern et Pric

2.4.2 Méthode des perturbations

Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

On suppose connaître le long de la courbe de rupture une répartition de la contrainte normale σ suivant l'expression suivante :

$$\sigma = \sigma_0 . (\lambda + \mu . \tan \alpha)$$

RAULIN et al. Proposent la formule suivante pour la contrainte initiale σ_0 :

$$\sigma_0 = \gamma . h. (\cos \alpha)^2$$

Avec :

$\gamma \cdot h$: la contrainte verticale sur la facette horizontale ;

σ : la contrainte normale sur la facette inclinée de α ;

Paramètre de perturbation ;

μ et λ paramètres de perturbation, définit par le calcul (inconnues du système d'équations).

Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

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

Avec :

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface, s'exprime comme suit :

$$\tau = \frac{\sigma_0 \, (\lambda + \mu . \upsilon) \, tg \, \varphi' + C'}{F}$$

Avec F constant le long de la surface de rupture .

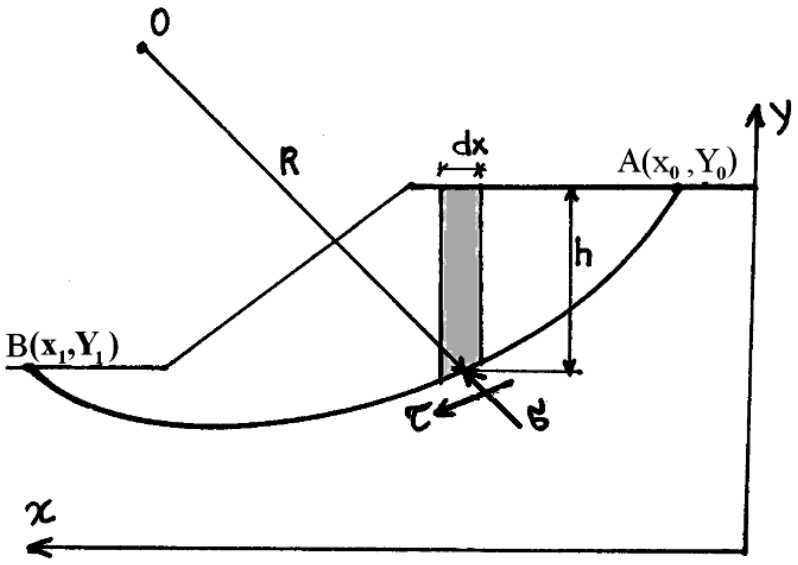


Figure 2.6. Méthode des perturbations

2.4.3 Méthode de Janbu

La méthode suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales et verticales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement

$$Fs = \frac{\sum [C' \times b + (\sigma - \mu \times 1) \times \tan \varphi'] \times \cos \alpha}{\sum W \times \sin \alpha}$$

La méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité :

$F = Fs \times F0$

Et

$$F_0 = \frac{\sum [\frac{b \times (c' + (p - \mu) \times \tan \varphi')}{n_\alpha}]}{\sum W \times \tan \alpha}$$

$$n_\alpha = \cos^2 \times \alpha \ (1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{Fs})$$

2.5 Calcul automatique à l'aide d'un ordinateur

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. À cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

L'architecture du logiciel comporte en général trois phases principales :

- L'introduction des données.
- Le paramétrage de processus de recherche des cercles de rupture potentiels.
- Présentation des résultats.

La première phase consiste à introduire trois types de données : géométriques (profil topographique), géotechniques (φ, c, ϑ), et hydraulique (profil de la nappe).

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement.

La troisième phase est la phase de présentation des cercles de glissements avec leurs facteurs de sécurité respectifs. Le calcul de cercles est effectué selon une des méthodes présentées précédemment.

2.6 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser la structure physique à étudier par en un nombre fini de composants (quadrilatérales ou triangulaires) lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage.

On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs à cause de leur nature itérative, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes qui sont utilisés couramment dans la pratique :

TALREN (équilibre limite) – SLIDE (équilibre limite) – GEOFIVE (équilibre limite) – PLAXIS (éléments finis) – GEOSTUDIO (éléments finis / équilibre limite) …etc.

2.7 Méthodes de confortement des talus

L'étude d'un glissement de terrain potentiel (prévention) ou affirmé (stabilisation) conduit à définir une ou éventuellement des solutions de traitement. La solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux vis à vis :

- L'investissement consenti ;
- Les contraintes naturelles du site ;
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux ;
- La cinématique du glissement ;
- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de l'ampleur du phénomène et de l'urgence des travaux ;
- La pérennité du ou des systèmes retenus et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales ;
- L'importance stratégique du site.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en trois grandes familles :

- Terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses ;
- Drainages : actions sur le régime hydrologique et la distribution des pressions interstitielles ;
- Renforcements : renforcements mécaniques par inclusion.

Les différentes solutions envisageables doivent être examinées dans un ordre progressif croissant des moyens mis en œuvre, des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité) aux solutions curatives (qui traitent la/les causes de l'instabilité), en allant des solutions les plus simples aux plus complexes. Le jugement et l'expérience de l'ingénieur concepteur contribuent au choix optimal.

Les différentes techniques dont dispose l'ingénieur géotechnicien pour le confortement des instabilités sont les suivantes : [7]

2.7.1 Travaux de terrassement

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème, parmi ces méthodes on cite :

2.7.1.1 Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée ou banquette) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable (figure 1.16). En plus de leur fonction « poids », ces ouvrages peuvent assurer un drainage du massif vu l'utilisation de matériau drainant pour le remblaiement.

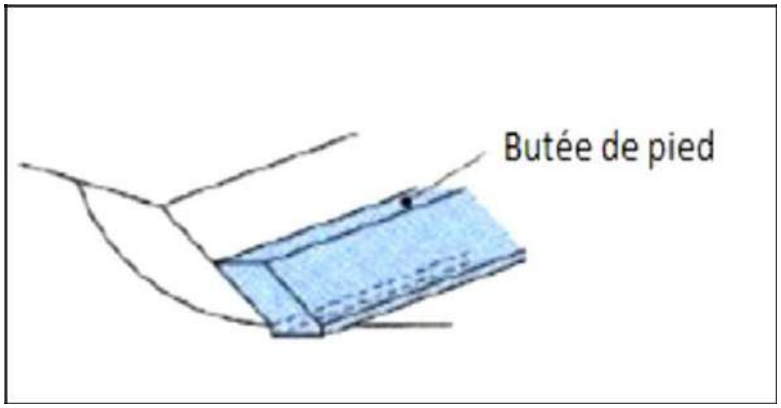


Figure 2.7. Remblai de pied. [8]

2.7.1.2 Allégement en tête

L'allégement en tête du glissement consiste à diminuer les charges en terrassant la partie supérieure du talus (figure 1.17). La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

Cependant le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

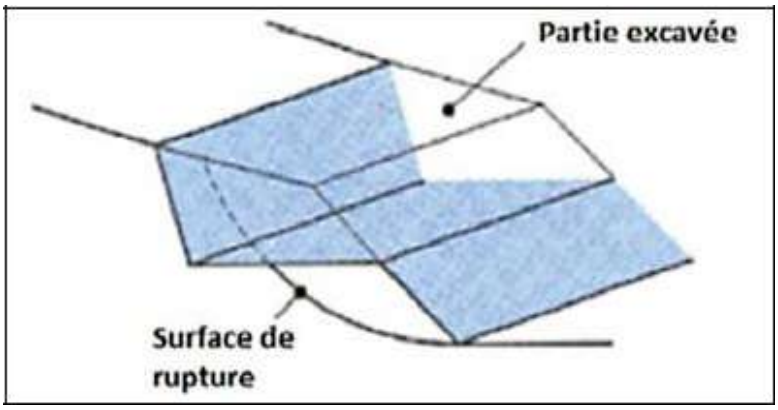


Figure 2.8. Allégement en tête. [9]

2.7.1.3 Purge

Solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. Elle consiste à enlever tout le matériau glissant à condition que la surface mise à nu soit stable.

2.7.1.4 Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapte aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Cependant, cette méthode est généralement mal adaptée aux versants naturels instables car elle met en jeu des volumes de sol très importants.

2.7.2 Ouvrage de drainage

Comme mentionné précédemment, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, la réduction des pressions interstitielles est le premier moyen d'amélioration de la stabilité à prendre en considération. Ainsi, l'implantation d'un dispositif de drainage et le moyen le plus simple et le moins couteux des méthodes de stabilisation.

L'efficacité de ce dernier et due à :

- L'augmentation de la résistance au cisaillement du terrain par la réduction des pressions interstitielles.

- La réduction des forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les dispositifs de drainages existants sont les suivants :

2.7.2.1 Actions sur les eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement en mettant en place des fossés et caniveaux par exemple. Ces ouvrages ne sont pas vraiment considérés comme des ouvrages de drainage mais ils limitent la progression du glissement.

2.7.2.2 Masques 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.

2.7.2.3 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 recouper les venues d'eau (figure 1.18). Le choix de leurs implantation, espacement et profondeur est en fonction des résultats de l'étude hydrogéologique et définit l'efficacité du drainage. L'effet stabilisateur provient de la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

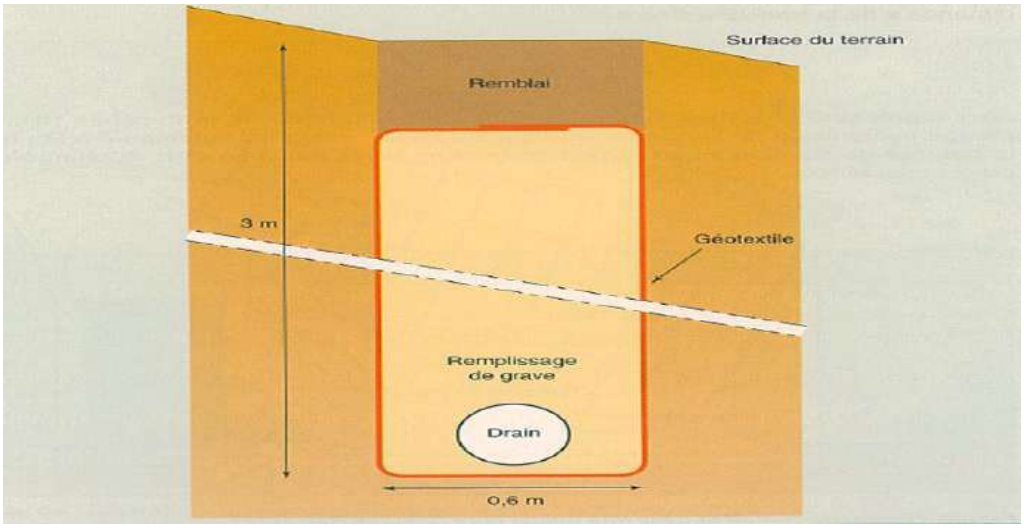


Figure 2.9. Coupe schématique d'une tranchée drainante.

Les tranchées drainantes peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- À la pelle mécanique : les dimensions de la tranchée sont de l'ordre de 5 m à 6 m de profondeur sur une largeur d'un mètre. Un drain en matériau plastique souple est généralement placé au fond de la tranchée sur un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant de 40/100 mm (environ) ;

- À la trancheuse : les profondeurs atteintes sont les mêmes ; la largeur de la tranchée est par contre réduite à 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile anti-contaminant ;

- À l'haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées.

2.7.3 Ouvrage de soutènement

Dans cette catégorie il y a deux types d'ouvrages :

- Des ouvrages rigides : Ceux-ci sont moins adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation. En outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.
- Des ouvrages souples (inclusions) : plus courants et par conséquent plus adaptées. Ces techniques sont devenues connues par leur souplesse et efficacité et ne touchent pas à la géométrie du site. On cite parmi celles-ci :

2.7.4 Tirants d'ancrages (Clouage)

On appelle tirant d'ancrage injecté, une armature métallique constituée de tubes, barres, fils ou tirants introduite dans un forage et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée (figure1.19).

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement,
- Au contact sol/clou, dans la partie inferieure d'ancrage (arrachement du clou),

- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous,

- Et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (Insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

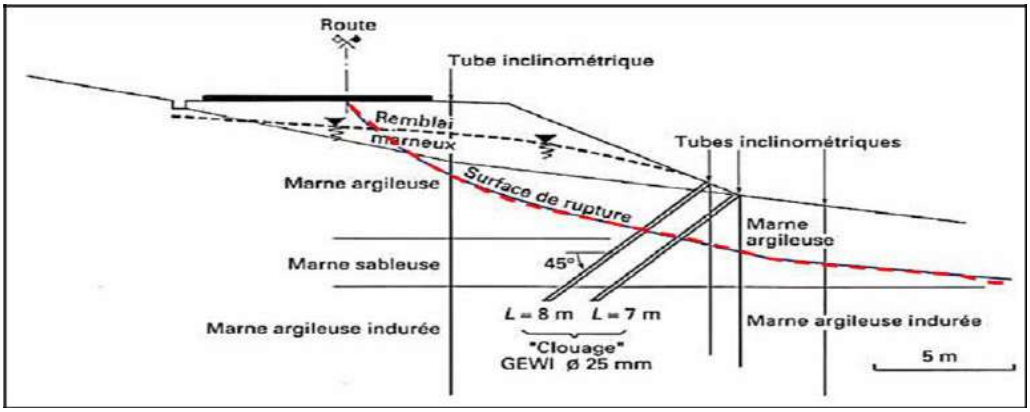


Figure 2.10. Exemple de clouage d'un glissement. [9]

2.7.4.1 Pieux et micro pieux

Le principe de stabilisation est le même que ce des clous mais compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton arme) dans le tiers central de la pente instable.

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

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu (plastification du sol) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en cas de déplacement du pieu ;
- Dans le pieu par renversement en cas d'excavation en amont (stabilité locale).

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

2.7.5 Choix d'une technique de stabilisation ou de traitement

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des éléments ci-après :

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

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Le tableau 1.4 présente une démarche méthodologique à suivre afin d'aboutir à un bon résultat. Il est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer son choix.

Le tableau 1.5 donne un premier choix de types de solutions envisageables. Les critères utilisés sont volontairement limités aux plus importants.

Le choix obtenu dans le tableau 1.5 doit être affiné en tenant compte de la profondeur du mouvement, de la nature et du volume de matériau en jeu, des vitesses de glissement, des contraintes d'accès et d'emprise du site…etc.

Lorsque le glissement est de grande ampleur, il peut être intéressant d'associer les solutions de confortement.

Tableau 2.2. Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation. [11]

Phase d'étude	Éléments nécessaires
➢ Éléments nécessaires ➢ Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistances au cisaillement sur F =1	➢ Profil géotechnique. ➢ Paramètres géométriques, hydrauliques et mécanique. ➢ Calcul de stabilité
Détermination de l'influence des actions envisageables sur F : ➢ Modification de la géométrie ➢ Rabattement de la nappe ➢ Renforcements au niveau de la surface de rupture	➢ Calculs de stabilité
➢ Définition des solutions techniques	➢ Limites et avantages des techniques envisagées ➢ Caractéristiques particulières du glissement
➢ Choix d'une solution	➢ Contraintes économiques. ➢ Délais. ➢ Savoir faire des entreprises ➢ Risques acceptables à court et à long terme.
➢ Dimensionnement de la solution	➢ Calcul de stabilité. ➢ Essais préalable (tirants, drains, etc.). ➢ Réglementation.
➢ Travaux	➢ Contrôles des structures (déplacements, efforts, etc.) ➢ Contrôle des paramètres de glissement

Tableau 2.3. Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain. [11]

Solutions	Effet sur la stabilité de l'accroissement de résistance au cisaillement	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de la variation de la pression interstitielle
➢ Terrassement ➢ Drainage ➢ Renforcement	+	+	+
➢ Terrassement (mais substitution inefficace) ➢ Drainage	-	+	+
➢ Drainage	-	-	+
➢ Terrassement pour substitution ➢ Drainage ➢ Renforcement	+	-	+
➢ Terrassement ➢ Renforcement	+	+	-
➢ Terrassement	-	+	-
➢ Terrassement pour substitution ➢ Renforcement	+	-	-
➢ Application des techniques de surveillance ou de protection	-	-	-

2.8 Conclusion

D'après de ce qui a été développé dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Toutes ces méthodes nous amènent au calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour l'évaluation de stabilité des pentes.

Les techniques de confortement des glissements de terrains sont très nombreuses. Elles doivent être adoptées aux conditions du site, et les différences engendrées par le glissement. L'application des techniques de confortement se fait suivant la cause et le type de glissement, les contraintes du site, le risque et la faisabilité de la solution. Le confortement peut se faire soit par une action géométrique, l'action sur les conditions hydrauliques et l'action sur les caractéristiques du sol…etc

Chapitre 3

Présentation de code de calcul

3 Introduction

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis : le code *Plaxis* de la société *Plaxis* B.V

3.1 Présentation du « *Plaxis* »

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis « *Plaxis* » est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15noeuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

3.2 Options par défaut

« *Plaxis* » est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous

3.2.1 Entrée des données

- **Définition graphique de la géométrie du modèle :**

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des Chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

- **Génération automatique du maillage :**

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

- **Conditions aux limites :**

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

- **Chargement :**

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

3.2.2 Comportement du sol

- **Base de données des propriétés des matériaux** :

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

- **Régime d'écoulement permanent :**

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

- **Calcul du réseau d'écoulement :**

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

- **Surpressions interstitielles** :

« Plaxis » distingue les comportements drainés ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

3.2.3 Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

3.2.4 Analyse des résultats

Le post-processeur *Plaxis* a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

- **Déformation** :

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

- **Contraintes** :

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

3.3 Les modèles de comportements intégrés dans « *Plaxis* »

3.3.1 Introduction

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de *Plaxis* est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.
Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans *Plaxis* : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

3.3.2 Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle *Hardening Soil* de *Plaxis* fait partie.

A. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, *E*, et le coefficient de Poisson *v.* Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

- **Modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont *c* et *φ*, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et *ψ* est l'angle de dilatance.

- **Module de Young:**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max}, mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).
La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 2.3).

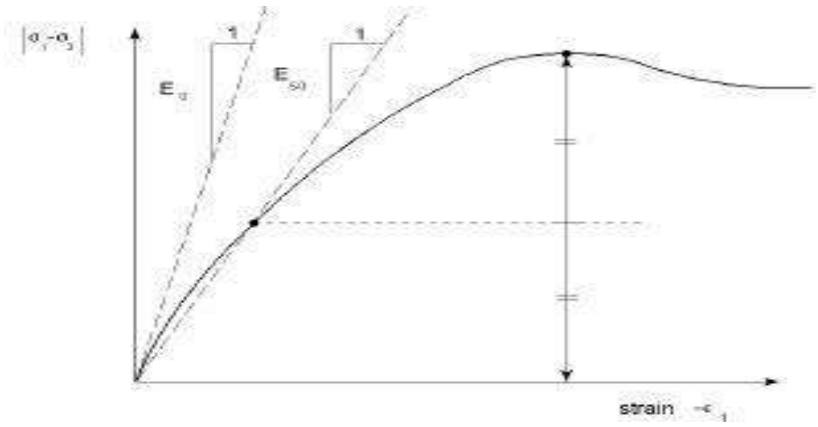


Figure 3.1. Définition du module à 50% de la rupture.

- **Coefficient de Poisson :**

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

- **Angle de frottement :**

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

- **Cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

- **L'angle de dilatance :**

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol [24]. Il peut être

évalué par la corrélation $\psi = \varphi - 30°$.	(2.10)
Le cas $\psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume.	

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 2.4) sur l'hexagone de Mohr-Coulomb.

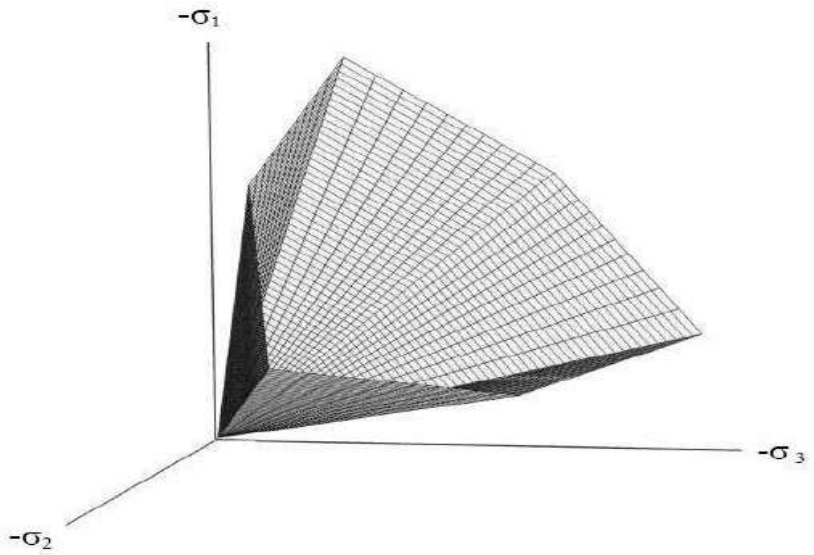


Figure 3.2. Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion

3.4 Conclusion

L'objectif avoué dans ce chapitre était d'introduire le lecteur à une méthode numérique Utilisée en géotechnique, la méthode des éléments finis Plaxis 2D, qui permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique selon la nature du sol et le type d'ouvrage.

Chapitre 4

Analyse numérique d'un glissement de terrain

4 Introduction

Dans le cadre du projet « *Étude d'un glissement de terrains la RN11 au PK 234+9 50* », dans la commune de Sidi Abderrahmane, dans la wilaya de Chlef, INZAMAC Algérie a procédé à la réalisation, pour le compte d'AFR CONSEILS, d'une campagne de reconnaissances géotechniques in-situ et in-labo, pour caractériser le sol support du projet suscité.

4.1 Présentation du la wilaya

Chlef est une wilaya d'ouest d'Algérie qui s'étend d'une superficie 4791 $m^{2,}$ la wilaya est formée par quatre ensembles géographiques :

- Une côte Méditerranéenne s'étendant sur 120 km ;
- la chaîne de la Dahra au nord ;
- les monts de l'Ouarsenis au sud ;
- la vallée du Chlef entre les deux ensembles montagneux.

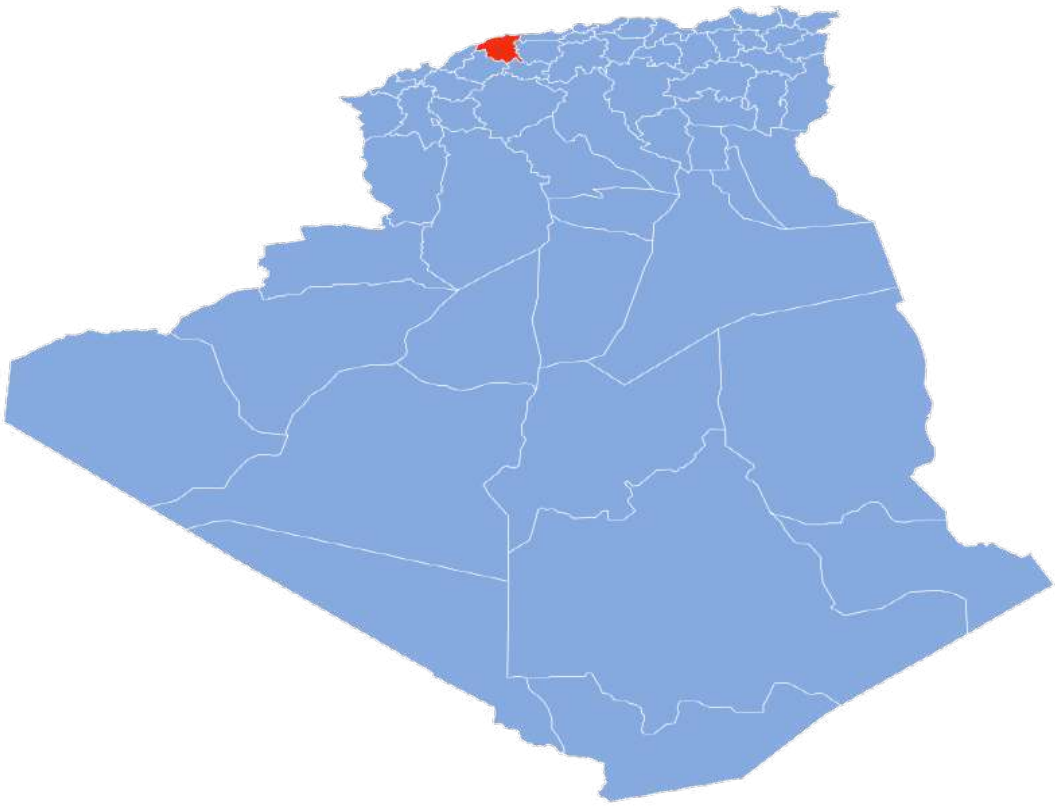


Figure 4.1. localisation de la wilaya de chelef à l'échelle nationale

4.2 Zone d'étude

Ténès, parfois orthographiée **Tenez** au XIX^{e} siècle, est une ville et une commune de la wilaya de Chelef en Algérie. Elle est située à 52 km au nord de Chelef, chef-lieu de la wilaya.



Figure 4.2. Plan de masse de projet sur fond de photo satellite

4.3 Contexte géologique

Le Crétacé affleure largement de part et d'autre de la vallée du Chéliff. Il est formé par un Crétacé inférieur et moyen constitués de marnes grises et noirâtres et de calcaires bleutés. Le Crétacé supérieur est marneux à marneux calcaire, avec une puissance moyenne de 200m.

Éocène

D'une puissance pouvant atteindre 250m, il est formé par un Yprésien calcaire et un Lutétien marneux

Miocène

Large ment développé au Nord et au Sud la vallée du Chéliff. Le Miocène moyen est marneux (argiles marneuses) sur plus de 1000m d'épaisseur. Le Miocène e supérieur est très développé (pouvant dépasser localement les 1500m d'épaisseur) et est formé par des argiles marneuses bleues, des sables, des calcaires, des dolomies et du gypse.

Pliocène

Représenté par des formations marines et continentales q i affleurent essentiellement t au Nord du Chéliff. Les dépôts marins du Plaisancin sont constitués de marnes bleues et ceux de l'Astien sont sableux et gréseux. Le Pliocène continental est représenté par des limons fluviaux-lacustre s versicolores renfermant, localement, des lentilles de sables grossiers et de graviers.

Quaternaire

Il est constitué par des sédiments alluvionnaires, caillouteux et limoneux, des limons, des argiles, sables et galets, des cours d'eau et de leurs affluents ainsi que par les dépôts de pente. La structure actuelle de région est le fruit de la juxtaposition de plusieurs phases de plissement. La dépression d e l'Oued Chéliff montre trois niveaux structuraux. Un niveau inférieur constitué des formations disloquées du Miocène. Un niveau moyen constitué des formations à plissement doux du Pliocène inférieur. Un niveau supérieur, constitué des formations continentales du Villa franchie et Quaternaire.

Ces structures plissées sont affectées de failles d'orientation générale SW-NE et SE-NW, dont les accidents les plus importants sont :

- La faille d'El-Asnam, aya nt été à l'origine du séisme du 10 octobre 1980
- La faille de Relizane ;
- La faille de Boukadir.

4.4 Aperçu sismique

Le Règlement Parasismique Algérien RPA (version 2003) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0	:	Sismicité négligeable
Zone I	:	sismicité faible
Zones II^{a}	:	Sismicité moyenne
Zones II^{b}	:	Sismicité moyenne
Zone III	:	sismicité élevée

Ces zones sont représentées sur la **Figure 4.3**".

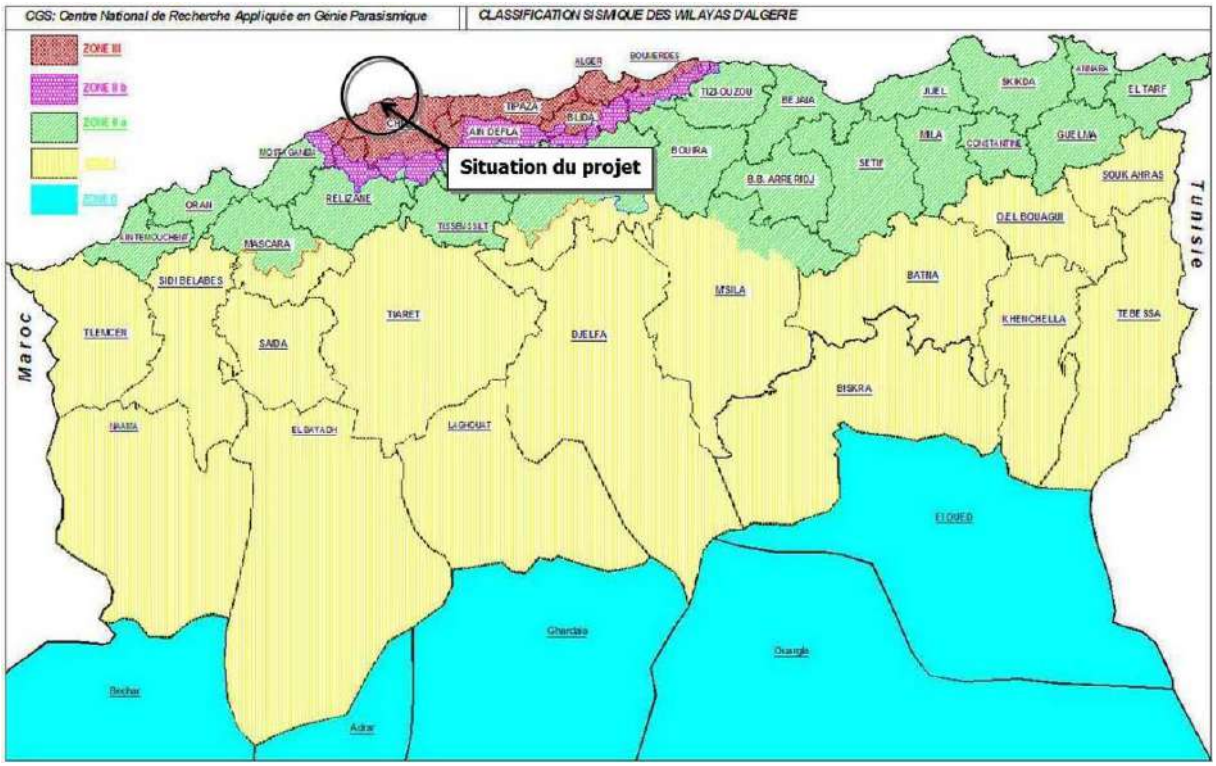


Figure 4.3. Situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national

4.5 Inspection sommaire et rapport topographique

La route nationale n°11 siège du glissement objet de la présente expertise est située en bordure de mer. Elle longe un monticule et se présente en profil mixte déblai - remblai. La pente longitudinale moyenne est de 4,5% et la largeur de chaussée est de 7,50m avec un accotement amont de largeur 60cm et un accotement aval de largeur variable.

L'assainissement de la route est constitué d'un fossé bétonné au droit de l'accotement amont dont les eaux sont rejetées vers l'aval par un ouvrage busé Situé hors de la zone d'instabilité.

On distingue les ouvrages suivants :

- Un soutènement en gabions (hauteur 3m) le long du talus amont déblayé
- Un mur de soutènement en maçonnerie de 30m de long soutenant le remblai de chaussée divers blocs de gabions sur le talus aval de la route.

Les instabilités relevées sont les suivantes :

- Au droit du mur en maçonnerie : affaissement de la chaussée et inclinaison du mur vers l'aval. C'est l'instabilité la plus critique sur le site (PK234+950).
- Erosion de talus de déblai localisée derrière les gabions (PK234+990).

- Glissement des blocs de gabions édifiés sur le talus aval : [aval immédiat du mur en maçonnerie (PK234+950) et 160m plus haut (PK234+790)].
- On trouvera pages suivantes quelques illustrations photographiques des caractéristiques de ce glissement.



Figure 4.4. Situation générale du site (vue vers l'Ouest) : la flèche montre le mur en maçonnerie
Instable (PK234+950).



Figure 4.5. Glissement principal (affaissement de chaussée + inclinaison du mur en Maçonnerie).

4.5.1 Les principaux paramètres influencent le glissement

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les principales causes ayant engendre et continuent d'aggraver le risque des glissements sont :

4.5.1.1 Eau de pluie :

L'érosion de talus de déblai derrière et au-dessus des gabions, relevée au PK34+990, a été provoquée par les eaux de pluie tombant sur la surface du talus.



Figure 5.6. La flèche montre l'érosion provoquée par l'écoulement local.

4.6 Glissement et stabilisation du site

4.6.1 Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet.

Pour cela, on va réaliser une modélisation de l'exemple d'illustration du ce chapitre.

Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par tirants d'ancrages et remblai voire son influence sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 2D. Il sera utilisé Comme base de comparaison de coefficient de sécurité entre le talus avant renforcement (sans surcharge et avec surcharge) et après renforcement (sans surcharge et avec surcharge).

4.6.2 Caractéristiques

Le modèle fait 21 m de hauteur et 36 m de largeur. Il comporte un totale de 3 couches, une couche argileuse, une terrasse alluviale ainsi qu'un remblai complémentaire de la terrasse alluviale. Le renforcement déjà mis en place consiste d'un mur de soutènement qui soutien pour les charges latérales des terres.

Les caractéristiques géotechniques des matériaux et les propriétés de renforcement sont Résumées sur le Tab 4.1

Tableau 4.1. Caractéristiques géotechniques des matériaux.

	Argile	Terrasse alluviale	Remblai de la terrasse alluviale	Les unités
ϒunsat	20	19	16	kN/m3
ϒsat	21	20	18	kN/m3
Kx	1.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}	m/s
Ky	1.10^{-4}	1.10^{-4}	1.10^{-4}	m/s
Eref	2500	2700	2800	KN/m^2
V	0.3	0.3	0.3	---
Cref	50	35	50	KN/m^2
ϕ	24	36	40	°

4.6.3 Modèles instable avant renforcement

- **Calcul du talus sans charge routière**

La géométrie du modèle

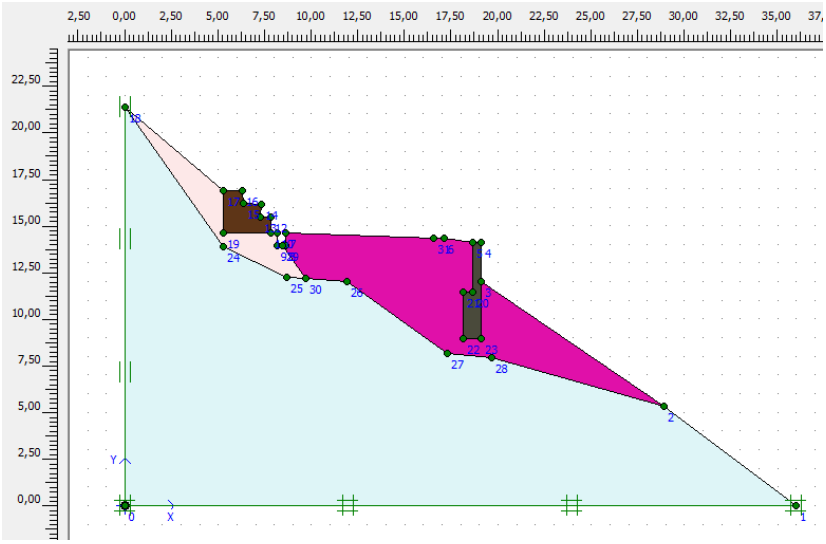


Figure 4.9. Géométrie du modèle sans charge

Maillage non déformé du modèle

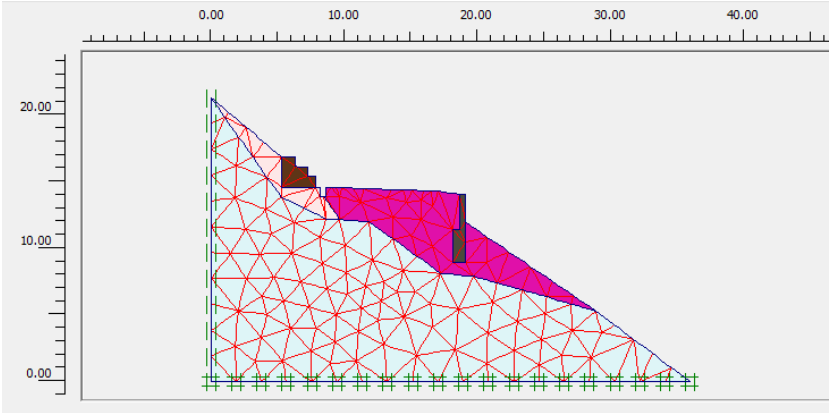


Figure 4.10. Maillage non déformé du modèle

Conditions hydrauliques

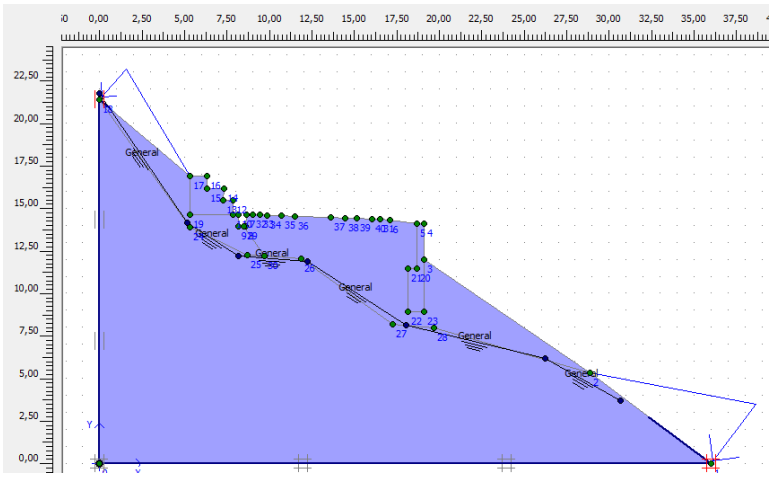


Figure 4.11. Position de la nappe phréatique

Phases de calcul :

- **Phase1 :** Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire.

- **Phase2 :** Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
<Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	11

Figure 4.12. Phases de calcul

Les résultats

Maillage déformé

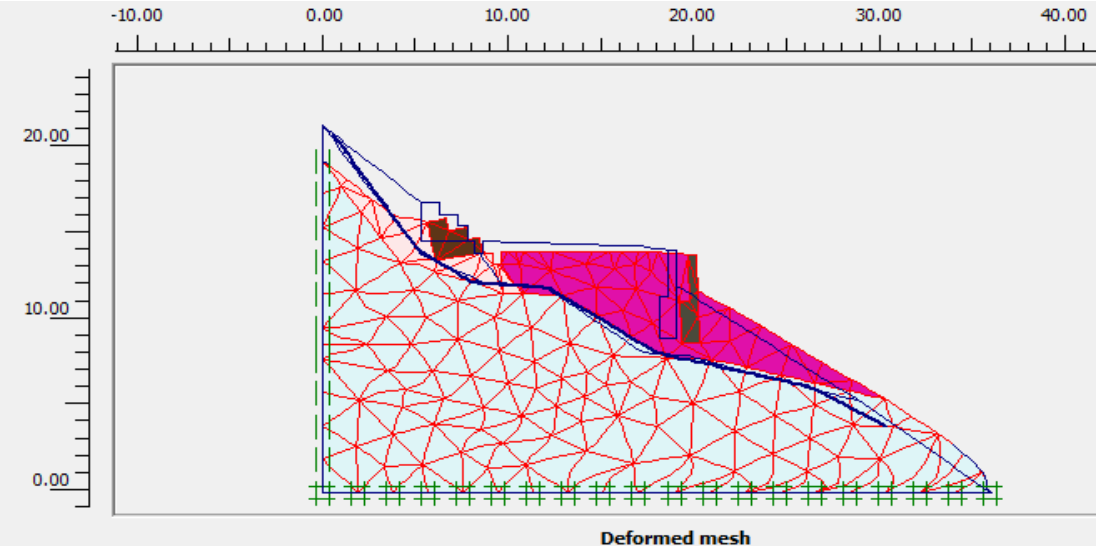


Figure 4.13. Maillage déformé

Ligne de rupture

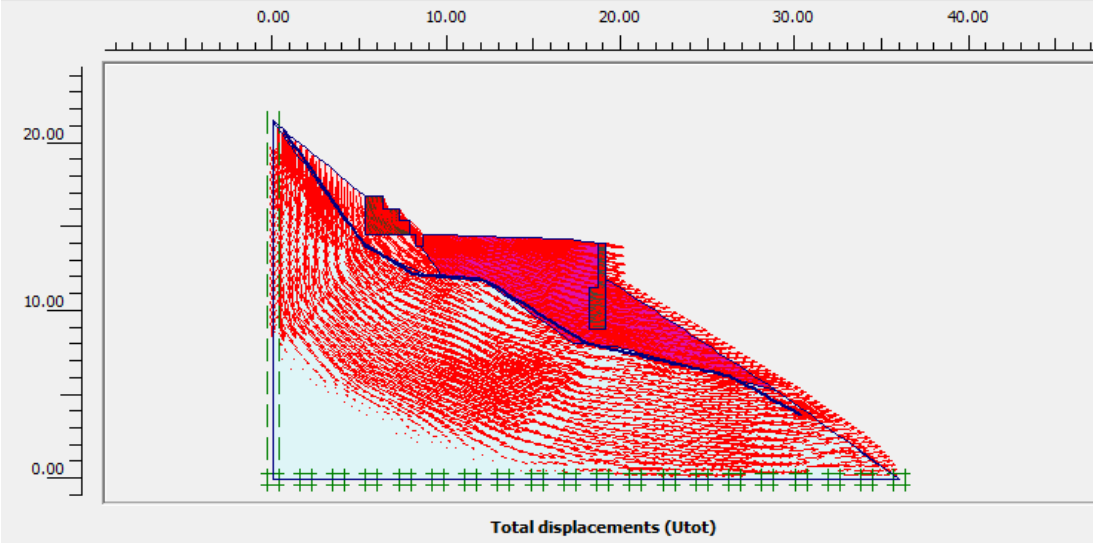


Figure 4.14. Déplacements totaux

Coefficient de sécurité

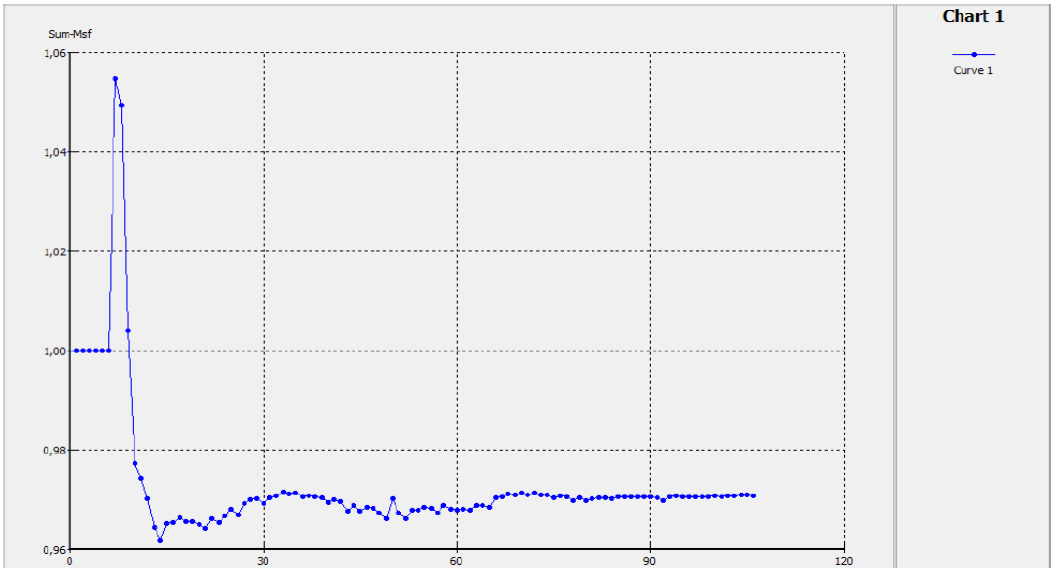


Figure 4.15. La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf=0.97

- Dans cette partie de calcul, le facteur de sécurité du talus est 0.97 donc notre terrain n'est pas stable donc on doit le renforcer.

❖ Calcul du talus avec la charge routière

- Dans cette partie on a essayé d'introduire une surcharge de 58kn pour avoir un exemple plus proche au réalité.

La géométrie du modèle

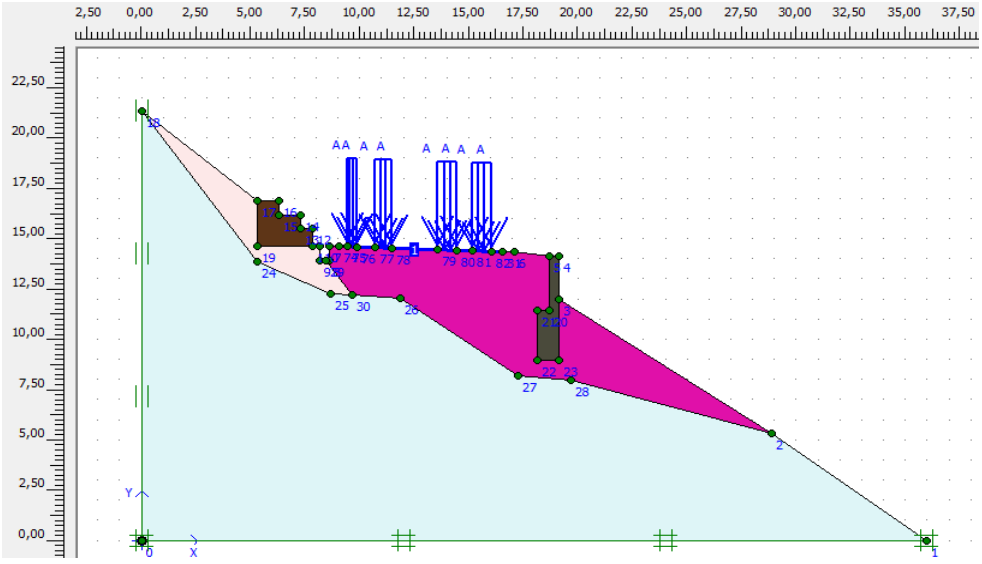


Figure 4.16. Géométrie du modèle avec charge

Maillage non déformé du modèle

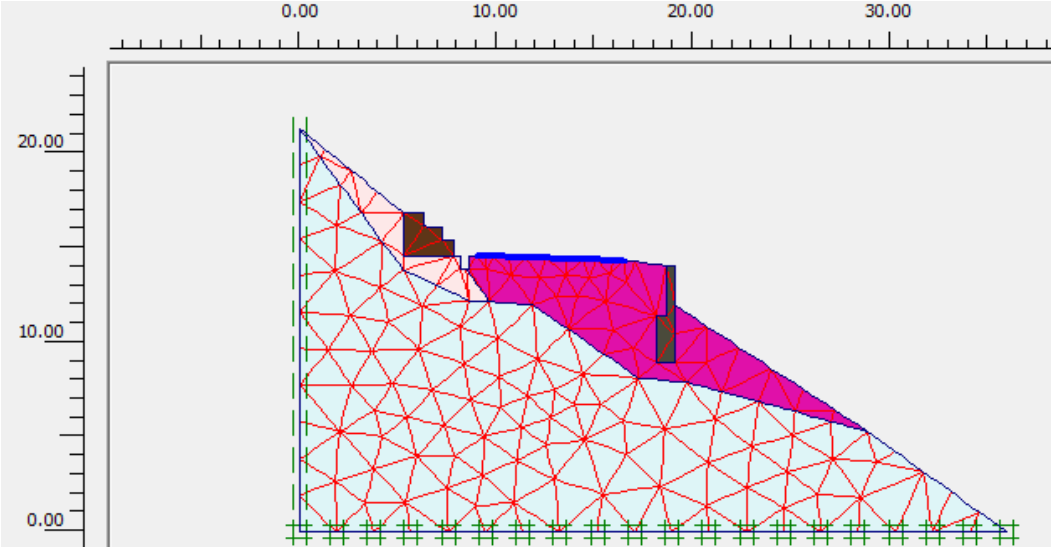


Figure 4.17. Maillage non déformé du modèle

Conditions hydrauliques

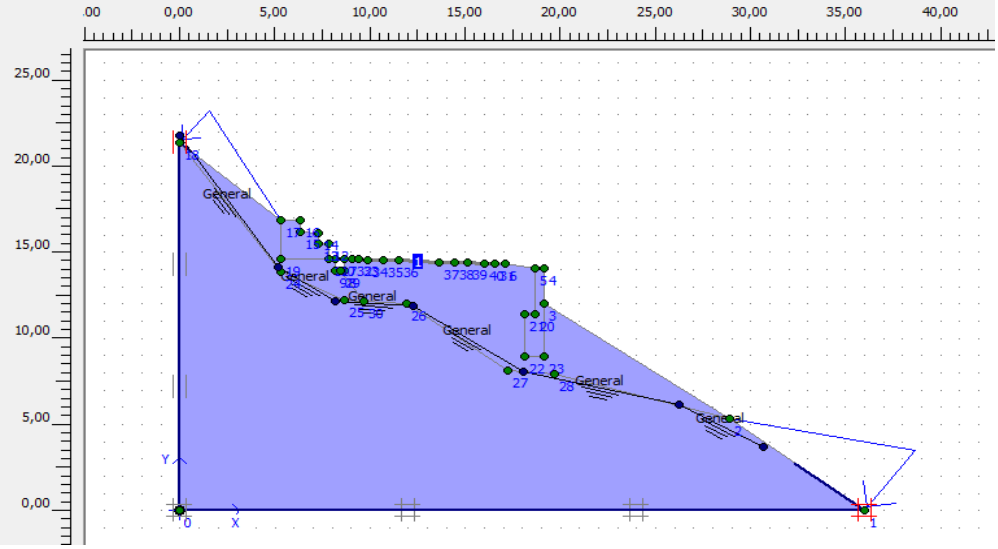


Figure 4.18. Position de la nappe phréatique

Phases de calcul :

- **Phase1 :** Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire.

- **Phase2 :** Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol

- **Phase3 :** le calcul de l'état des contraintes en prenant en compte la charge routière.

- **Phase4 :** le calcul du coefficient de sécurité après l'introduction de la charge routière par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
<Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	10
<Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	3	110
<Phase 4>	4	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	

Figure 4.19. Phases de calcul

Maillage déformé

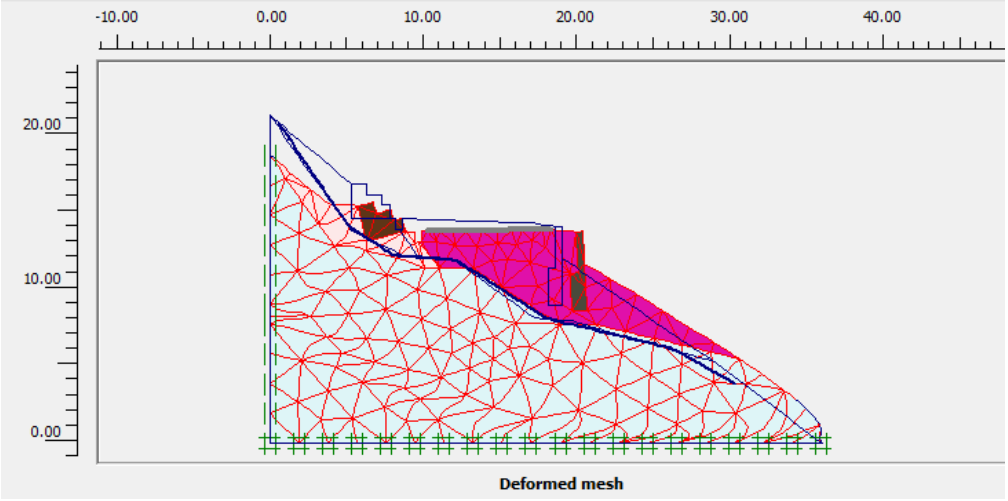


Figure 4.20. Maillage déformé

Ligne de rupture

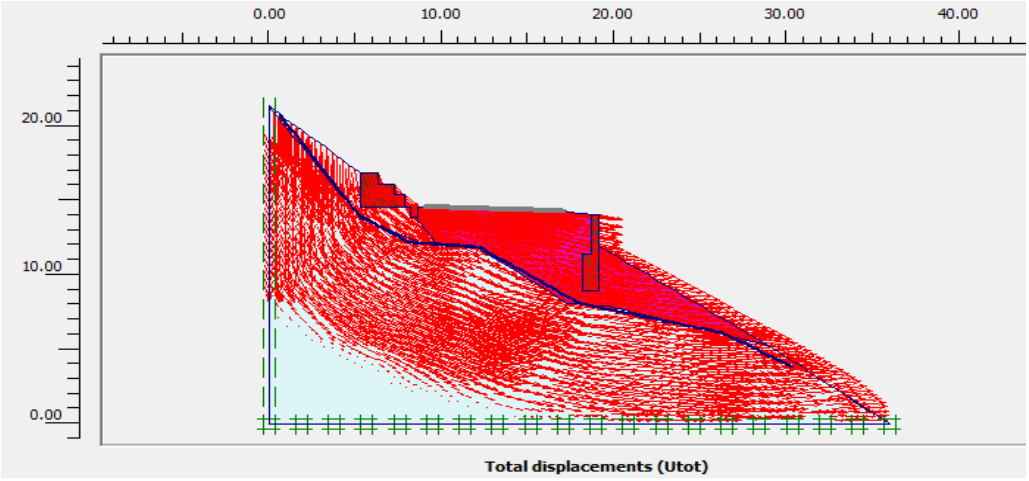


Figure 4.21. Déplacements totaux

❖ **Renforcement un remblai**

- Comme première solution on a pensé à un remblai pour maintenir le mur de soutènement existant.

Tableau 4.2. Caractéristiques géotechniques de remblai.

	remblai
ϒunsat	16
ϒsat	20
Kx	1
Ky	1
Eref	8000
V	0.3
Cref	20
ϕ	30

La géométrie du modèle

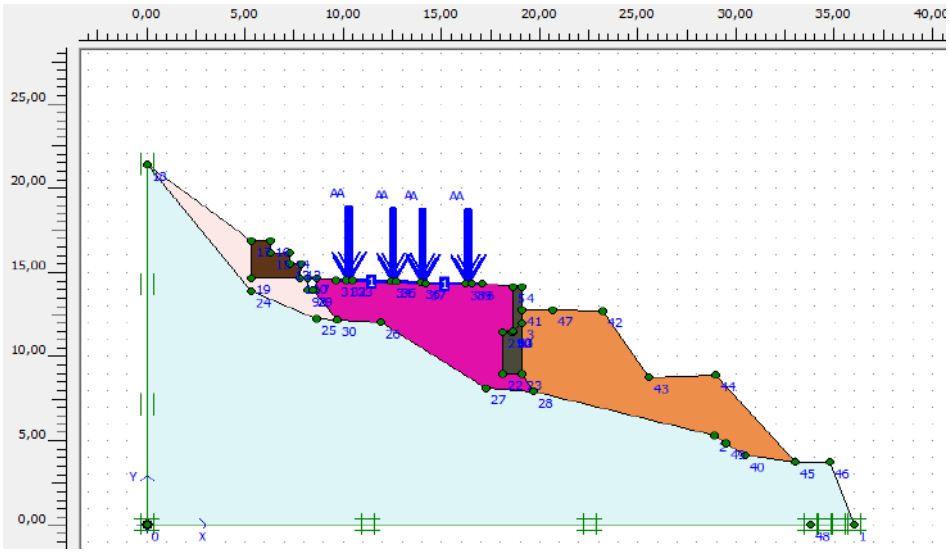


Figure 4.22. Géométrie de model

Maillage

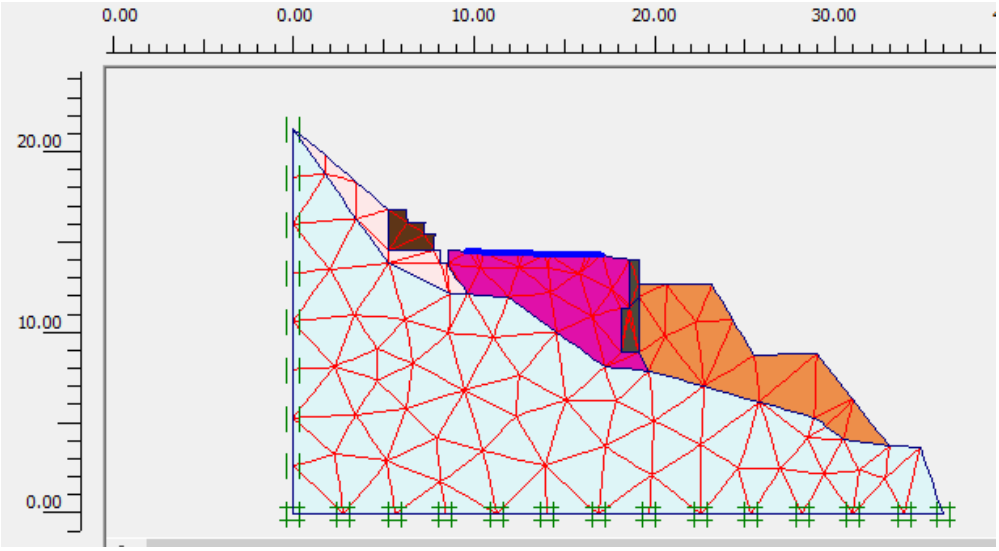


Figure 4.23. Maillage non déformé du modèle

Condition hydraulique

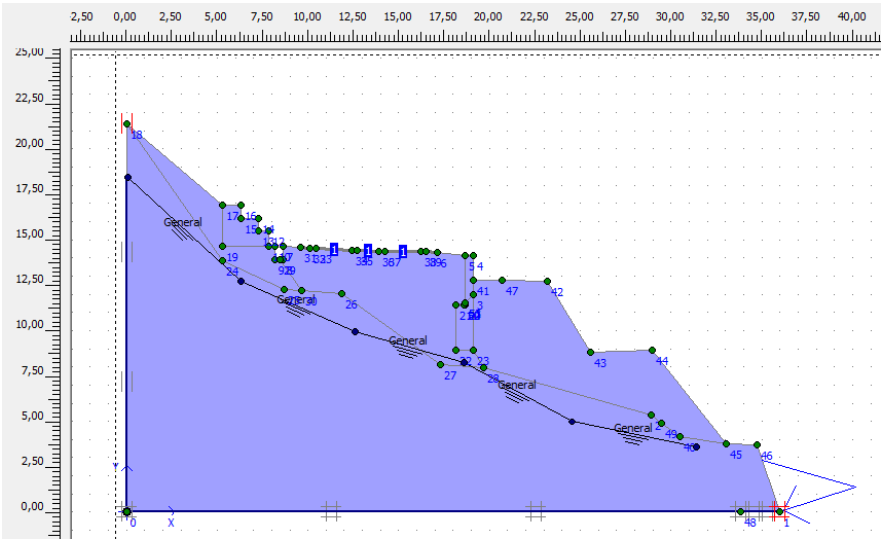


Figure 4.24. Position de la nappe phréatique

Phases de calcul :

- **Phase1 :** Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire.

- **Phase2 :** Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
<Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	11

Figure 4.25. Phases de calcul

Maillage déformé

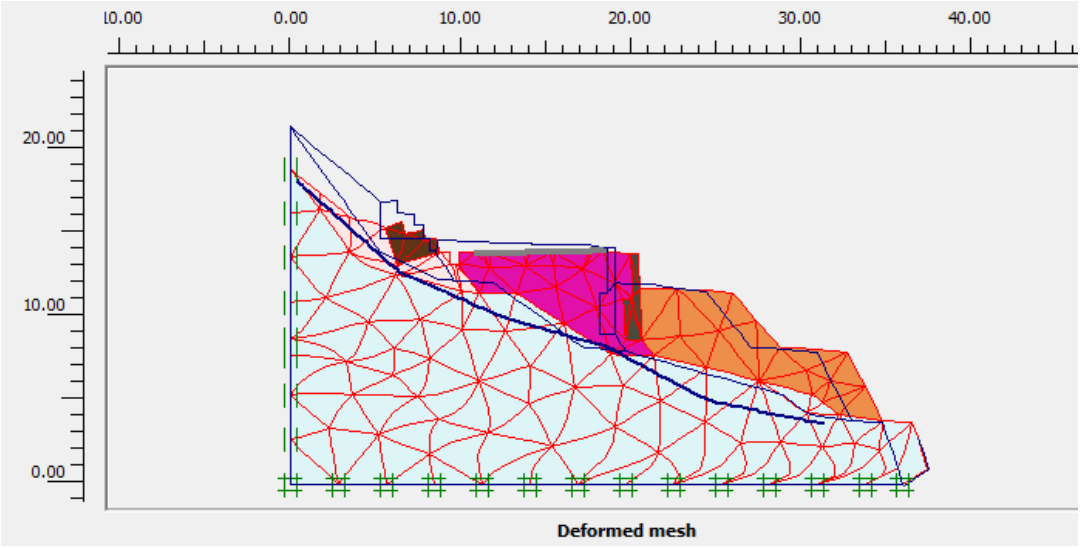


Figure 4.26. Maillage déformé

Ligne de rupture

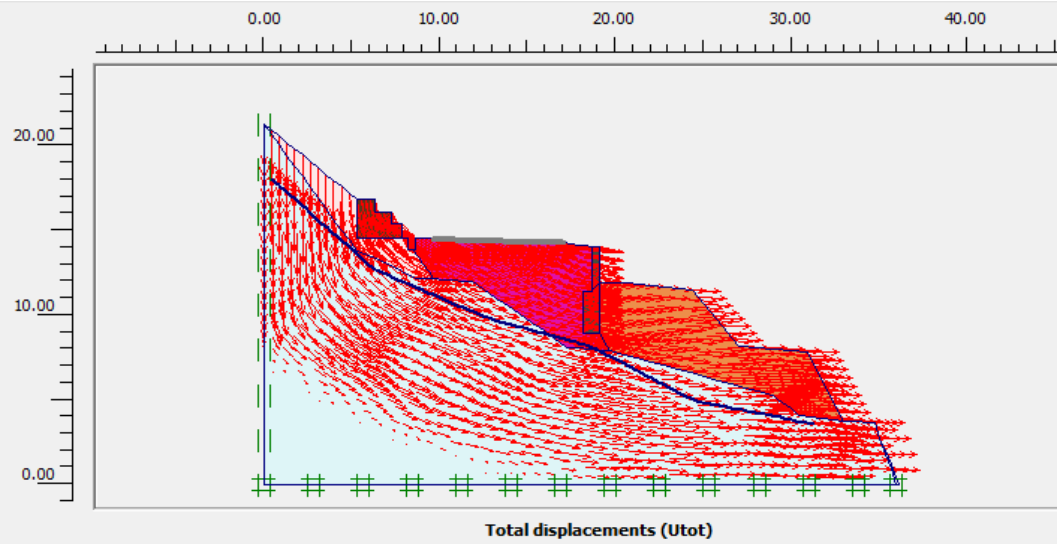


Figure 4.27. Déplacements totaux

Facteur de sécurité

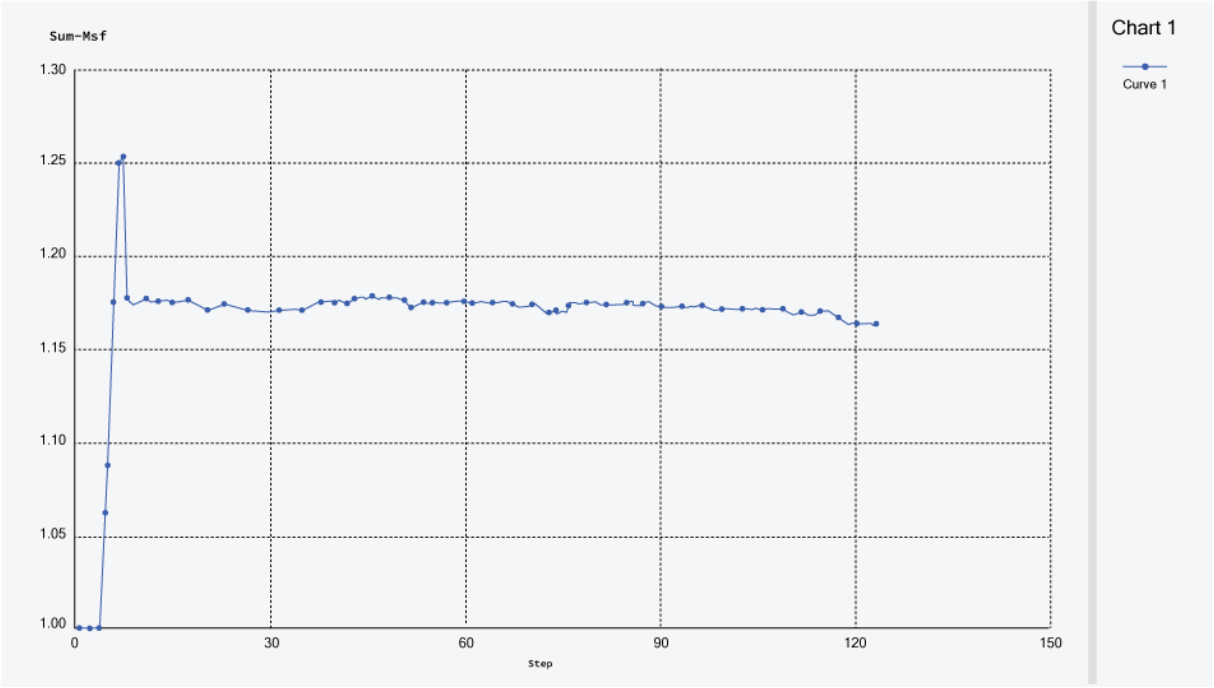


Figure 4.28. La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf = 1.17

- Après avoir mis un remblai, cette technique a abouti à un coefficient de sécurité 1.17 et notre n'est pas encore stable.

❖ **Remblai avec 6 tirants d'ancrage**

- D'après les résultats de modélisation, on est obligé d'ajouter une autre solution donc on a envisagé de mettre 6 tirants sur le nouveau remblai dans le talus aval.

Tableau 4.3. Propriétés des éléments de renforcement

Paramètres	Nom	Ancrage	Géogrilles	Unité
Type de comportement	Material type	Elastique	Elastique	---
Rigidité normal	EA	2.10^5	1.10^5	KN/m
Espacement	L spacing	1	---	m
Epaisseur équivalente	D	6.10^{-3}	---	m

La géométrie du modèle

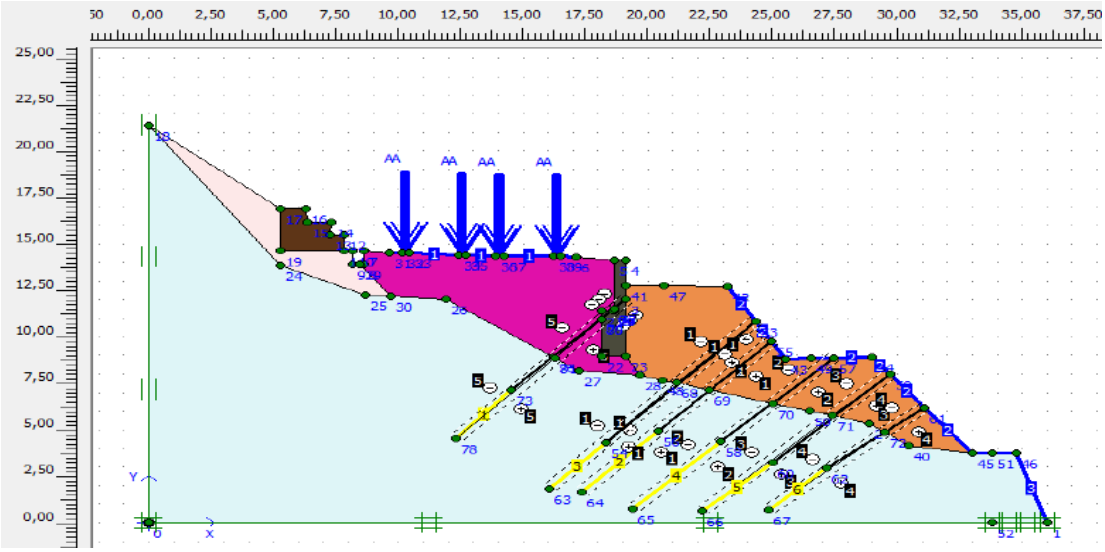


Figure 4.29. Géométrie de model

Maillage

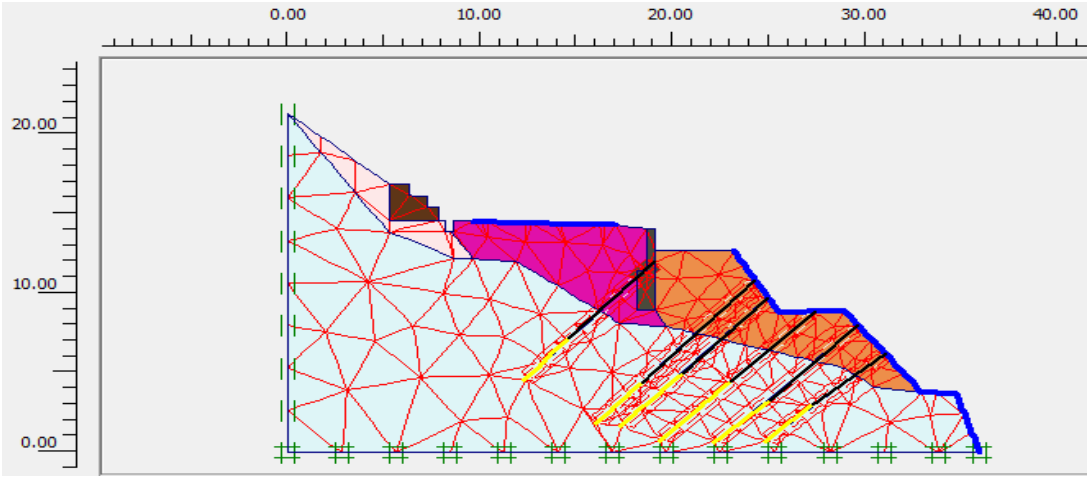


Figure 4.30. Maillage non déformé du modèle

Condition hydraulique

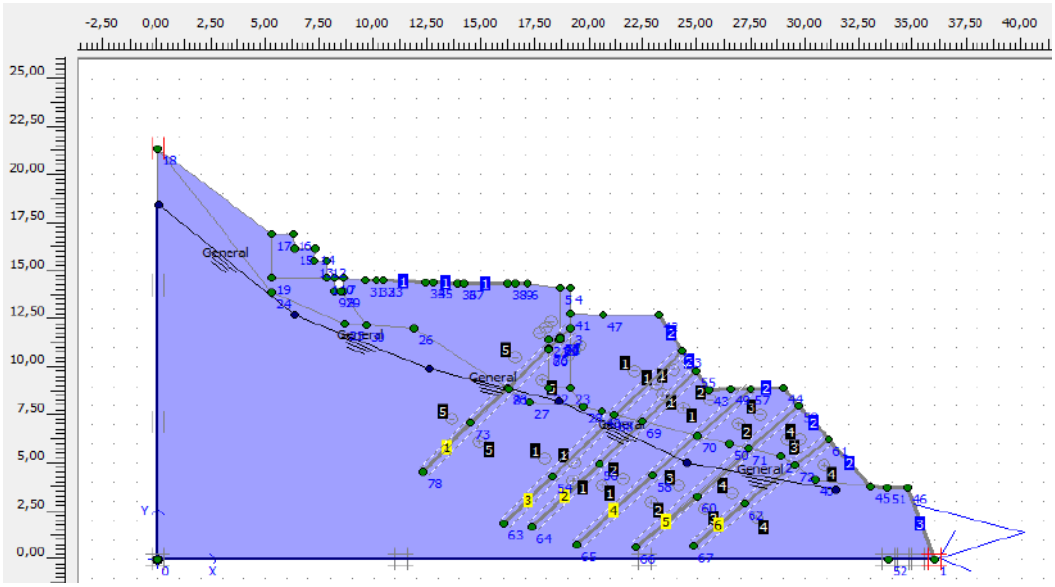


Figure 4.31. Position de la nappe phréatique

Phases de calcul :

- Phase1 : Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire

- Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol

- Phase3 : calcul des contraintes effectives en prenant en compte la charge routiére et les 6 tirants.

- Phase4 : le calcul du coefficient de sécurité après l'introduction de la charge routière ainsi que les 6 tirants.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
<Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	4
<Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	3	104
<Phase 4>	4	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	107

Figure 4.32. Phases de calcul

Maillage déformé

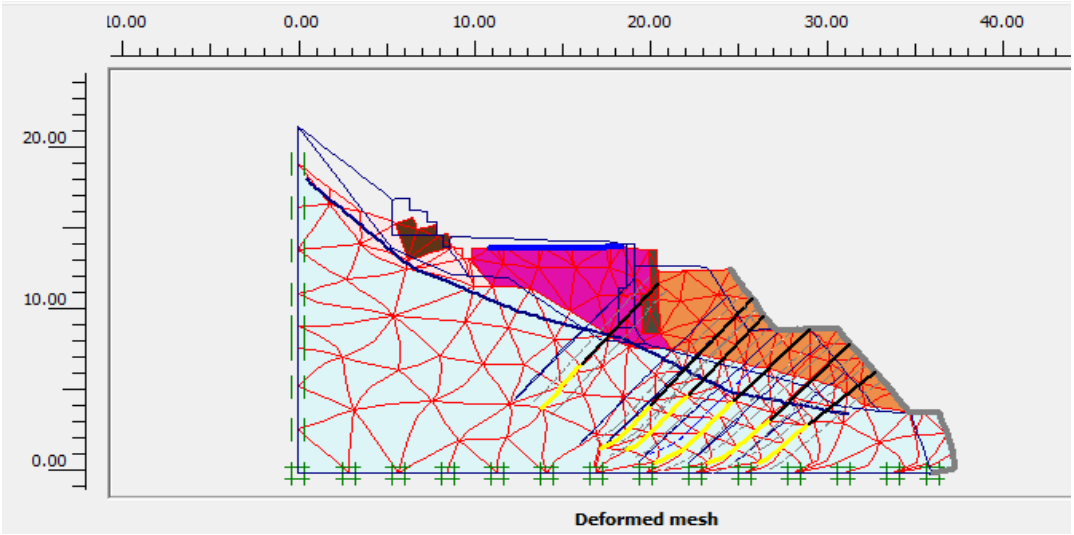


Figure 4.33. Maillage déformé

Ligne de rupture

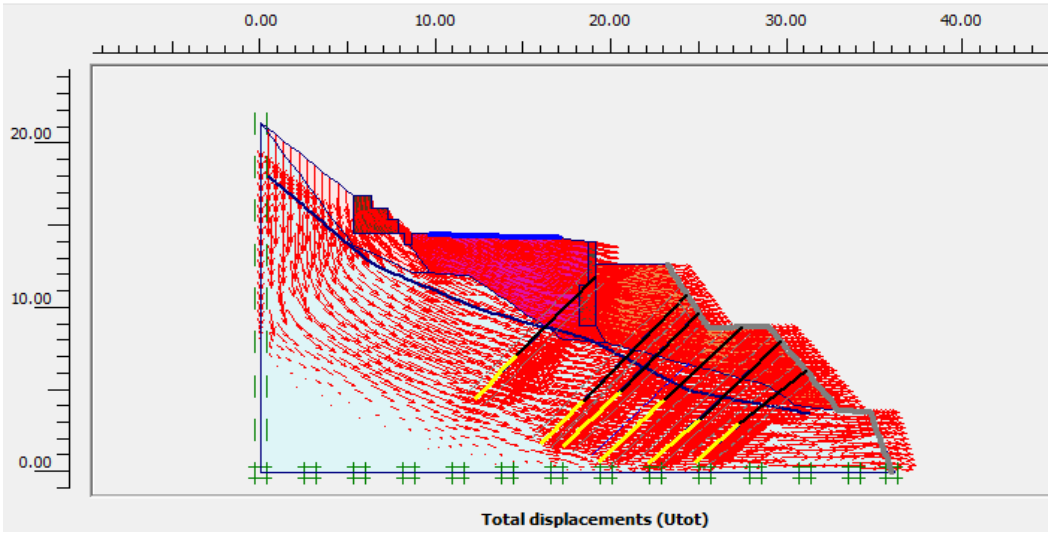


Figure 4.34. Déplacements totaux

Coefficient de sécurité

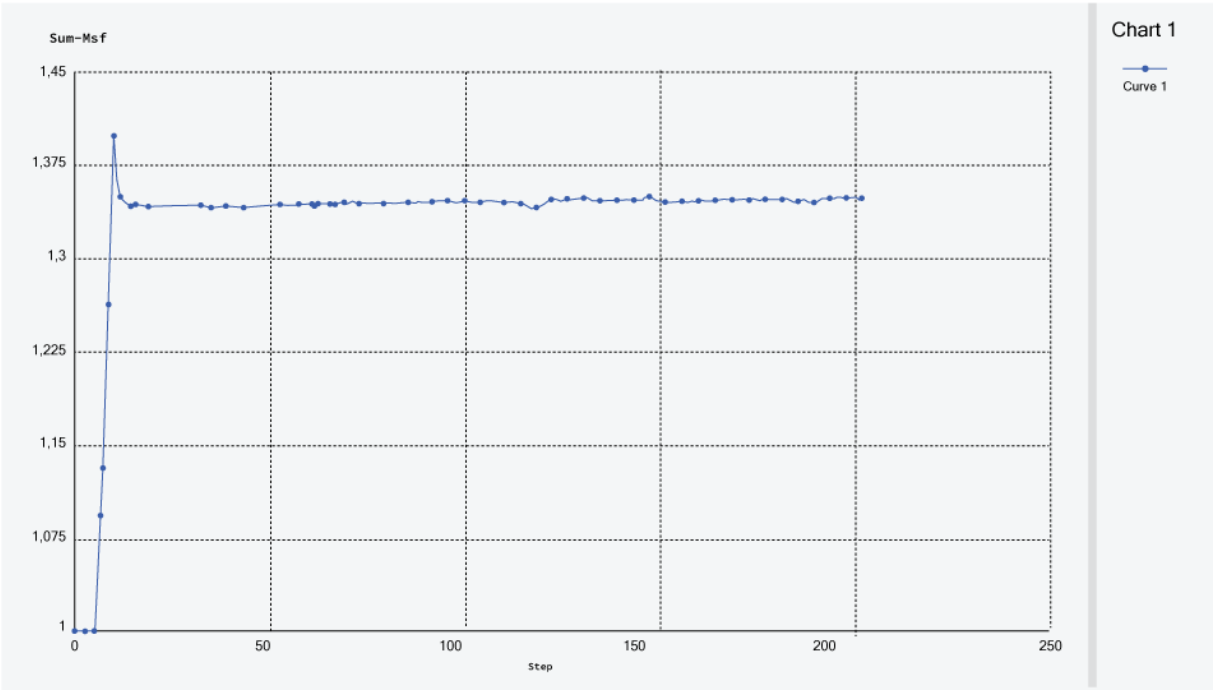


Figure 4.35. La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf= 1.35

❖ **Remblai avec 10 tirants d'ancrage**

- Après avoir mis 6 tirants dans le talus aval qui a abouti à un déplacement encore existant sur le talus amont, on a envisagé une solution qui est l'ajout des 4 tirants sur cette partie de talus.

La géométrie du modèle

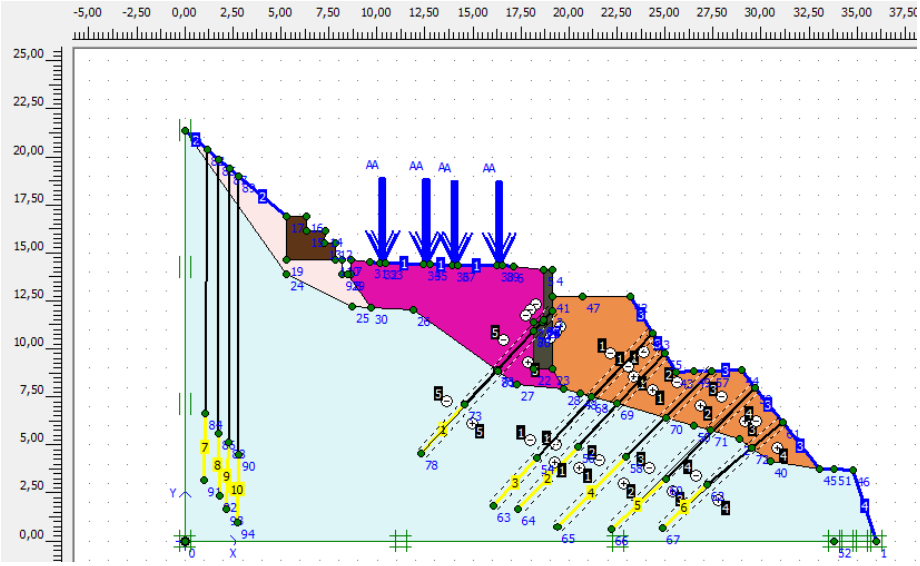


Figure 4.36. Géométrie du modèle

Maillage de model

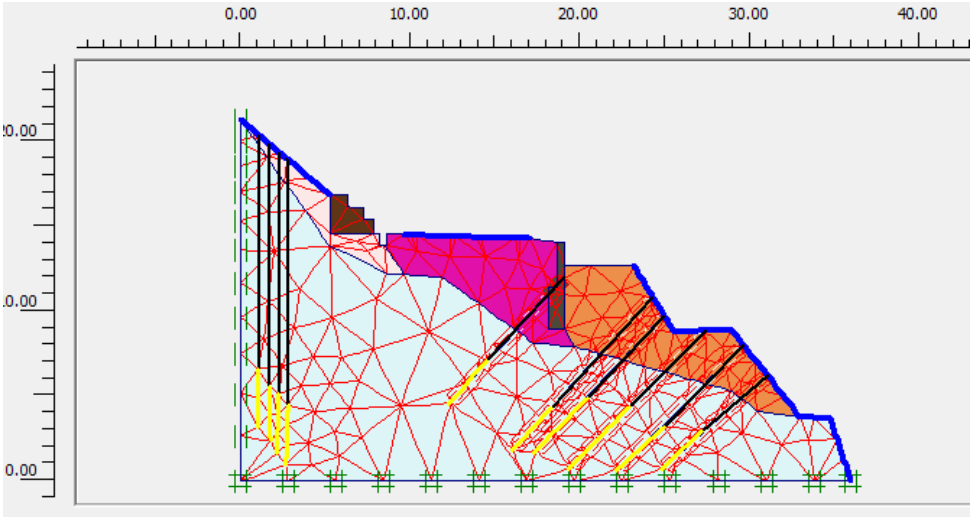


Figure 4.37. Maillage non déformé du modèle

Conditions hydrauliques

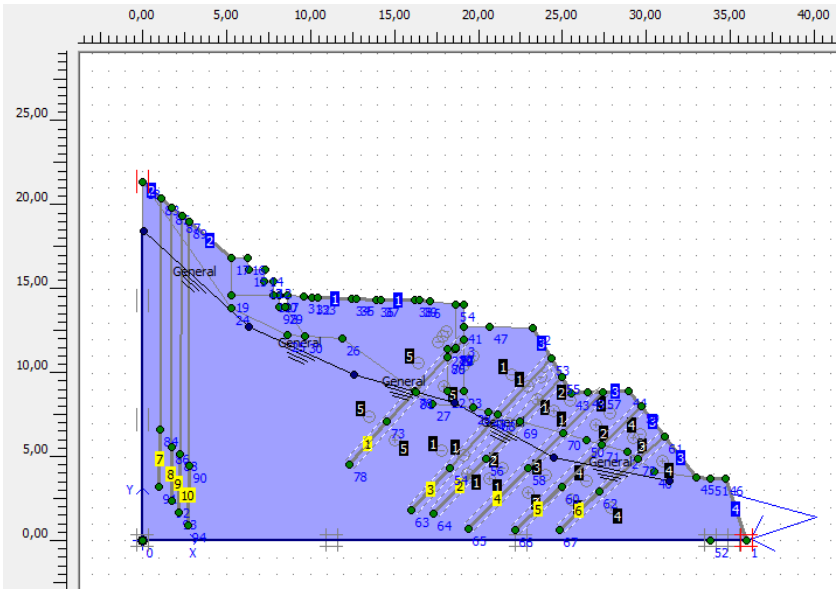


Figure 4.38. Position de la nappe phréatique

Phases de calcul :

- Phase1 : Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité et en appliquant le chargement gravitaire

- Phase2 : Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol

- Phase3 : calcul des contraintes effectives en prenant en compte la charge routiére et les 10 tirants.
- Phase4 : le calcul du coefficient de sécurité après l'introduction de la charge routière ainsi que les 10 tirants.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
<Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	0	4
<Phase 3>	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	3	104
<Phase 4>	4	3	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	3	107

Figure 4.39. Phases de calcul

Maillage déformé

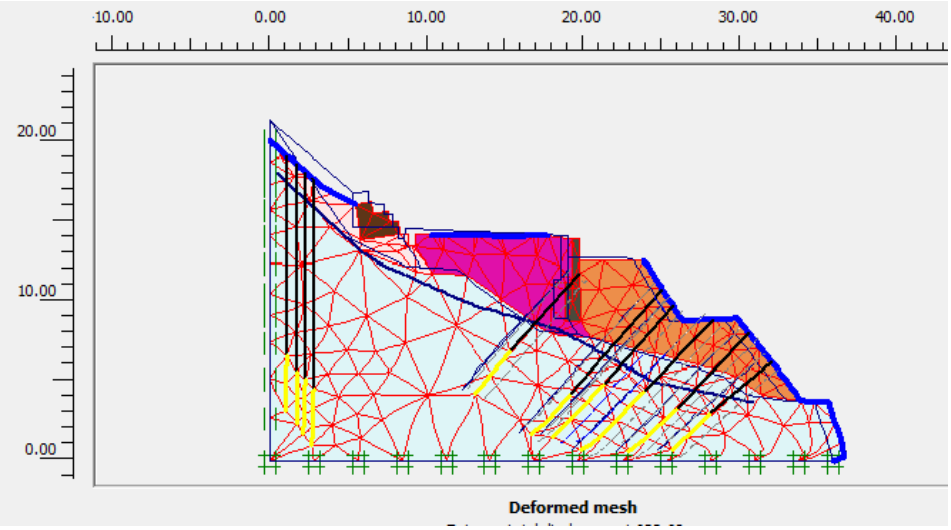


Figure 4.40. Maillage déformé

Ligne de rupture

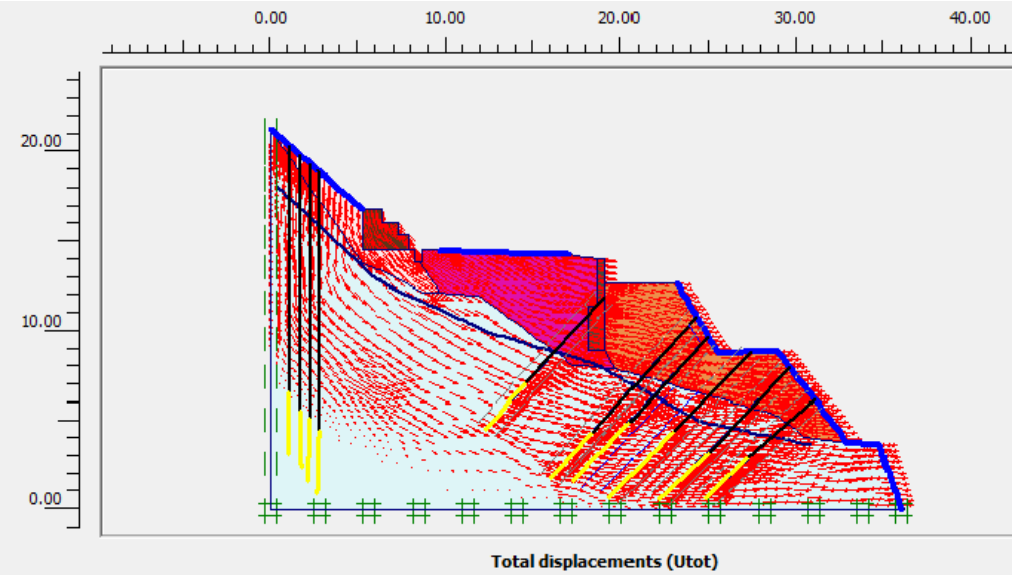


Figure 4.41. Déplacements totaux

Coefficient de sécurité

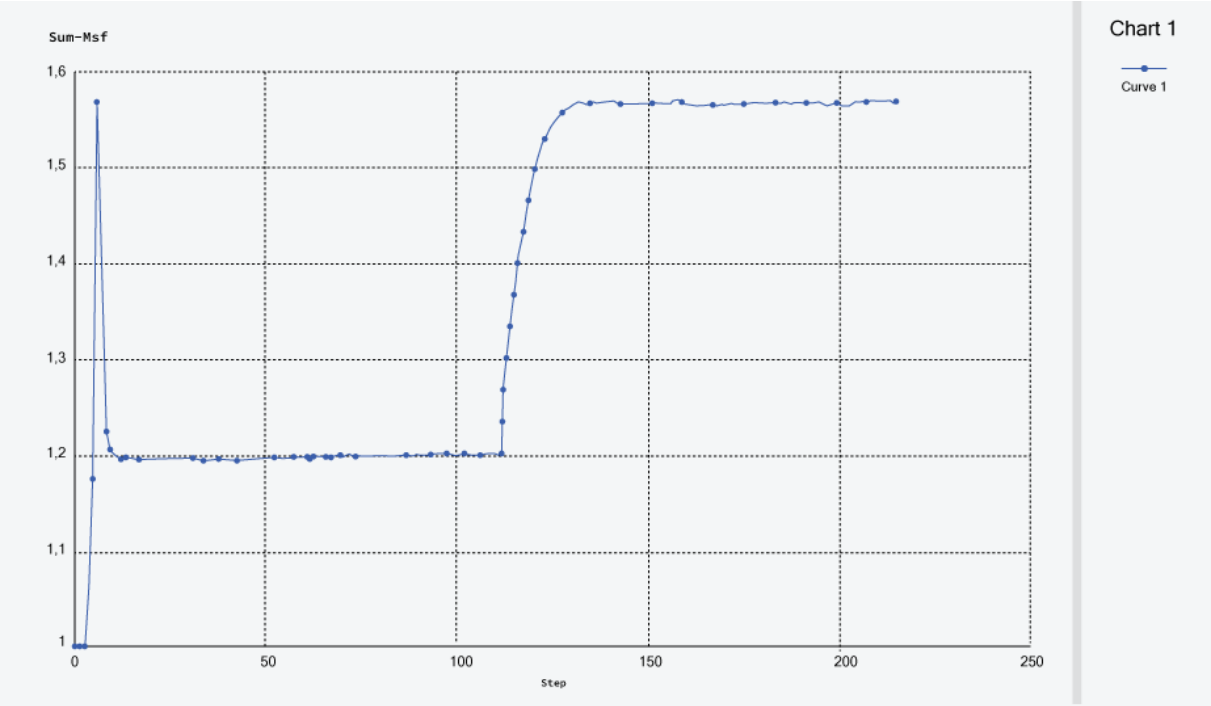


Figure 4.42. La valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf=1.57

- Enfin après un dernière solution le renforcement avec les trois solutions a donné des résultats très satisfaisants qui se présentent dans un coefficient de sécurité qui a atteint 1.57.

4.7 Comparaison des valeurs des coefficients de sécurité

La comparaison sur la figure 4.43. Montre une différence favorable de coefficient de sécurité, Cependant le choix du type de confortement reste primordial pour la stabilisation des talus.



Figure 4.43. Comparaison des coefficients de sécurité obtenus.

4.8 Conclusion :

Suite à l'étude effectuée sur le talus soumis à un glissement visible à l'œil nu, une étude se stabilité a été faite, d'où résulté l'instabilité du terrain.

A cet effet on a envisagé une première solution qui est la réalisation d'un remblai de fort caractéristique pour essayer de maintenir le mur de soutènement situé au niveau aval du talus qui a déjà glissé, pour cela on a procédé à un décapage au niveau du talus aval tout en réalisant notre remblai qui a abouti à une valeur du coefficient de sécurité (F_s = 1.25)

Donc le procédé déjà cité s'avère insuffisant, d'où on a pensé à une deuxième solution qui est l'ajout des tirants d'ancrage, cette technique consiste à réaliser 6 tirants sur le talus aval comprenant le nouveau remblai réalisé. Ce procède a permis d'augmenter la valeur du Coefficient de sécurité sans atteindre les normes (F_s = 1.35)

Comme dernière solution, l'ajout de tirants d'ancrage (4tirants) au-dessus de gabion dressé le long du talus en amont s'est avéré efficace, le renforcement avec les trois solutions a donné des résultats très satisfaisants qui se présentent dans un coefficient de sécurité qui a atteint F_s= 1.57

Conclusion générale :

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

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

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

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

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

Pour stabiliser le talus, nous avons proposé une solution de confortement par un remblai ensuite par des tirants d'ancrages et par lesquelles on a pu stabiliser notre talus, le choix de ces techniques de confortement a été basée sur la lithologie du sol étudié, ainsi que la morphologie du talus.

Reference Bibliographique

[1] Degoutte G., Royet P. « Aide-mémoire de mécanique des sols », 2009.

[2] DESODET C et al, 'Les glissements de terrain, modélisation et prévision', ENS Paris-Saclay, France, [En ligne], https://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris saclay/ressources_pedagogiques/les-glissements-de-terrain-modelisation-et-prevision.

[3] Bouafia A. « Conception et calcul des ouvrages géotechniques », édition Pages bleu, 2011, 350 p.

[4] Sail Y., Cours « Aléas et risque géotechniques » de Master 1.

[5] FABRE D., HANTZ D. 2019, Glissements et éboulements rocheux, une fatalité ? Encyclopédie de l'Environnement, [en ligne ISSN 2555-0950]

[6] DESODT C. LAUNAY J. HORSIN MOLINARO H., « Les glissement de terrain, modélisation et prévision », école normale supérieure Paris-Scalay, 2017.

[7] Lynn M. Highland and Peter Bobrowsky, "The landslide handbook-A Guide to Understanding Landslides", Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 132, 2008.

[8] R.M. FAURE « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture », *Revue française de géotechnique*, N° 92, 3ème trimestre 2000.

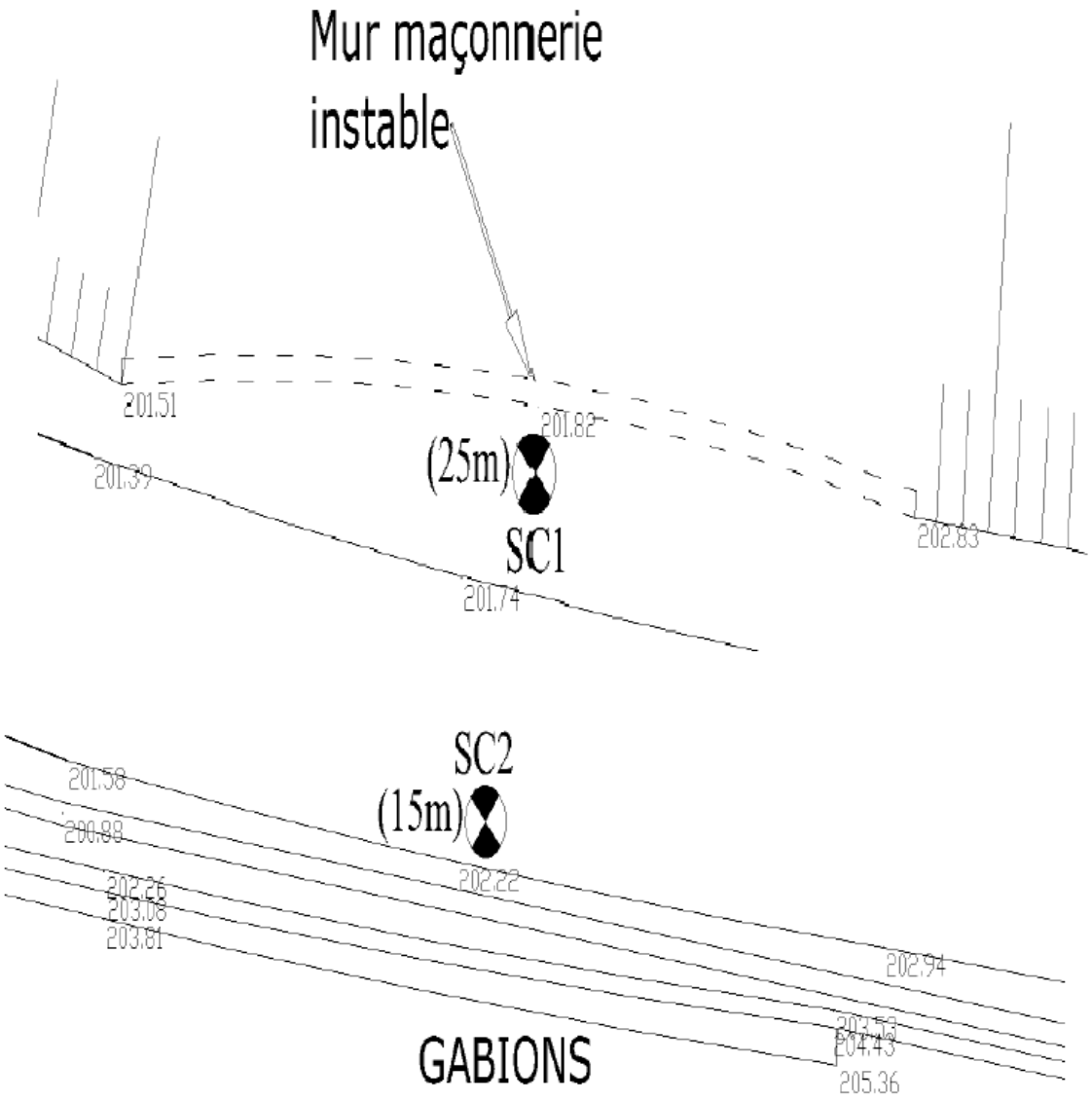
[9] Manuel GEOSLOPE, page 38.

[10] Gilles S, 1998, 'guide technique de stabilisation des glissements de terrain', laboratoire central des ponts et des chaussées, France.

[11] BENKIAR.T et MEKIRIDI. K, Glissement de terrain au pôle urbain de Médéa. Mémoire pour obtenir le diplôme de Licence en Génie Civil, option. Géotechnique, Université Dr. Yahia Fares de Médéa, 2009.

ANNEXE 1

TOPOGRAPHIE &
IMPLANTATION DES SONDAGES


Mur maçonnerie
instable
201.51
201.39
201.82
(25m)
SC1
201.74
202.83
SC2
(15m)
201.58
200.88
202.22
203.08
203.81
202.94
204.43
205.36
GABIONS

ANNEXE 2

CONTEXTE GEOLOGIQUE

INTRODUCTION

Dans le cadre du projet « *Étude d'un glissement de terrain s r la RN11 au PK 234+9 50* », dans la commune de Sidi Abderrahmane, dans la wilaya de Chlef, INZAMAC Algérie a procédé à la réalisation, pour le compte d'AFR CONSEILS, d'une campagne de reconnaissances géotechniques in-situ et in-labo, pour caractériser le sol support du projet sus-cité . Cette campagne a consisté en la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés, de 24,0m et 15,45m de profondeur avec essais SPT, avec prélèvement d'échantillons pour analyse en laboratoire ; des essais d'identifications au laboratoire.

Dans le pré sent rapport final, nous donnons :

- La synthèse des résultats des investigations géotechniques réalisés in-situ (sondages carottés) ;
- Les logs de sondages carottés ; et les feuilles d'essais de laboratoire

DOCUMENTS DER EFERENCE

Pour la rédaction du présent rapport, les documents suivants ont été consultés :

- Carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500000ème ;
- Normes françaises NFP, américaines (ASTM) pour l'exécution des essais in-situ et au laboratoire.

SITUATION DU SIT E

Le site du projet se trouve sur la route nationale n° 11, au PK 234+950, à l'extrémité ouest de la commune de Si di Abderrahmane.

L'accès au site se fait :

- En empruntant la route nationale n°11 en venant, soit du chef-lieu de la commune de Sidi Abderrahmane, soit en venant du chef-lieu de la commun e d'El-Marsa ;
- En empruntant le chemin de wilaya n°44 en venant de Talaassa.

APERÇUGÉOMOR PHOLOGIQUE ET GÉOLOGIQ UE

La wilaya de Chelef est dominée par :

- **Au Nord et au Sud :** les massifs montagneux de Dahra et l'Ouarsenis qui culmine jusqu'à 1985 m d'altitude
- **Au centre :** la vallée de l'Oued Cheliff, avec ses nombreux affluents.

Le climat y est sec et aride en été, avec des pics de températures dépassant 45°C, pluvieux et rigoureux en hiver.

Le bassin d u Cheliff est formé de terrains d'âge moi-plio-quaternaire, surmontant un substratum anté-néogène, constitué de terrains flyschoïdes et de massifs épi-métamorphiques, composés d'une série schisto-calcaire du Siluro -Dévonien recouverte par une série calcaro-dolomitique du Jurassique.

La lecture de la carte géologique de l'Algérie au 1/50 0000ème, per et de dégager les traits stratigraphiques suivants :

Trias

Il n'affleure que rarement à l'occasion de diapirs, car recouvert directement par le Sénonien. Il est formé par du sel massif à la base et de l'anhydrite et des calcaires dolomitique au sommet.

Jurassique

Il est formé par un Lias basal dolomitique, un Lias moyen calcaire et un Lias supérieur marneux. Le Dogger est formé par des calcaires à accidents siliceux. Le Malm est à faciès « Ammonotico -rosso » et le Tithonique marno-calcaire.

Crétacé

Le Crétacé affleure largement de part et d'autre de la vallée du Chéliff. Il est formé par un Crétacé inférieur et moyen constitués de marnes grises et noirâtres et de calcaires bleutés. Le Crétacé supérieur est marneux à marneux calcaire, avec une puissance moyenne de 200m.

Éocène

D'une puissance pouvant atteindre 250m, il est formé par un Yprésien calcaire et un Lutétien marneux.

Miocène

Large ment développé au Nord et au Sud de la vallée du Chéliff. Le Miocène moyen est marneux (argiles marneuses) sur plus de 1000m d'épaisseur. Le Miocène supérieur est très développé (pouvant dépasser localement les 1500m d'épaisseur) et est formé par des argiles marneuses bleues, des sables, des calcaires, des dolomies et du gypse.

Pliocène

Représenté par des formations marines et continentales qui affleurent essentiellement au Nord du Chéliff. Les dépôts marins du Plaisancien sont constitués de marnes bleues et ceux de l'Astien sont sableux et gréseux. Le Pliocène continental est représenté par des limons flluvio-lacustres versicolores renfermant, localement, des lentilles de sables grossiers et de graviers.

Quaternaire

Il est constitué par des sédiments alluvionnaires, caillouteux et limoneux, des limons, des argiles, sables et galets, des cours d'eau et de leurs affluents ainsi que par les dépôts de pente.

La structure actuelle de région est le fruit de la juxtaposition de plusieurs phases de plissement. La dépression d e l'Oued Chéliff montre trois niveaux structuraux. Un niveau inférieur constitué des formations disloquées du Miocène. Un niveau moye n constitué des formations à plissement doux du Pliocène inférieur. Un niveau su prieur, constitué des formations continentales du Villa franchien et Quaternaire.

Ces structures plissées sont affectées de failles d'orientation générale SW-NE et SE-NW, dont les accidents les plus importants sont :

- La faille d'El-Asnam, aya nt été à l'origine du séisme du 10 octobre 1980 ;
- La faille de Relizane ; et la faille de Boukadir. ;

APERÇU SISMIQUE

Le Règlement Parasismique Algérien RPA (version 2003) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0	:	sismicité négligeable
Zone I	:	sismicité faible
Zones II^{a}		sismicité moyenne
Zones II^{b}	:	sismicité moyenne
Zone III	:	sismicité élevé e

Ces zones sont représentées sur la **Figure 1**".

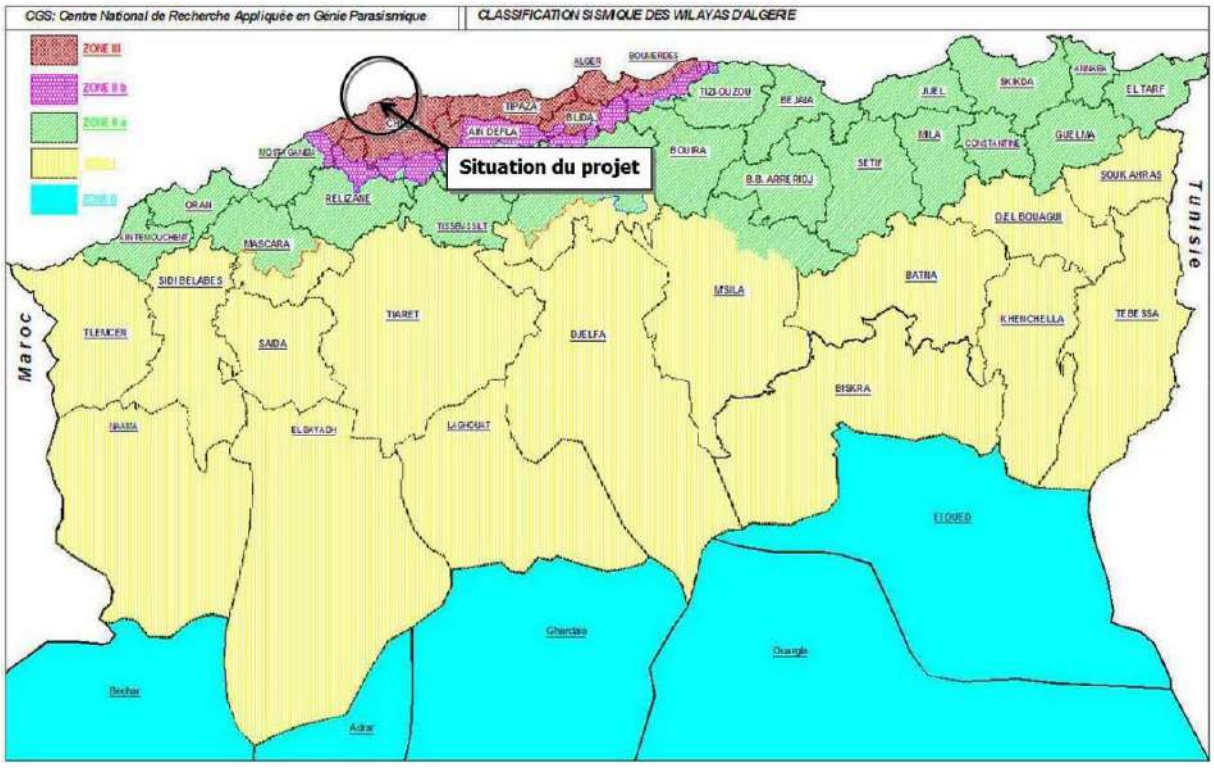


Figure 1 : situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national

ANNEXE 3

LOGS DES SONDAGES

SONDAGES CAROTTES

Les forages ont été réalisés à l'aide d'une machine de forage, par le procédé rotatif non destructif.

L'échantillonnage des sols a été fait à l'aide de carottiers simple et double. Des échantillons de sol ont été paraffinés pour les besoins des essais de laboratoire. La machine de forage utilisée pour l'exécution des sondages carottés et des essais de pénétration dynamique est de marque ROLATEC et montée sur chenilles.

RÉSULTATS DE LA RECONN AISSANCE P AR SONDAGES CAROTTÉS

Une première lecture des coupes des quatre (04) sondages carottés réalisés dans le cadre de la présente étude fait ressortir la lithologie suivante :

Sondage S C01 :

- **0,00 – 4,70m :** sable moyen et galets dans une matrice argilo-limoneus e, brunâtre ;
- **4,70 – 21,50m :** marne très altérée, brun foncé, moyennement molle à moyenne ment ferme, à nombreux passages sableux ;
- **21,50 – 24,00m :** marne grisâtre, altérée, ferme, à quelques passages friables.

Sondage S C02 :

- **0,00 – 0,40m** : argile corps de chaussée ;
- **0,40 – 15,45m** : marne très altérée, brun foncé, moyennement molle à moyenne ment ferme, à nombreux passages.

Les coupes de sondages et les photographies des caisses à carottes sont joints en annexe du présent rapport.

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-01

Projet : Etude d'un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950 — **Dossier N° : GLX-14-080**

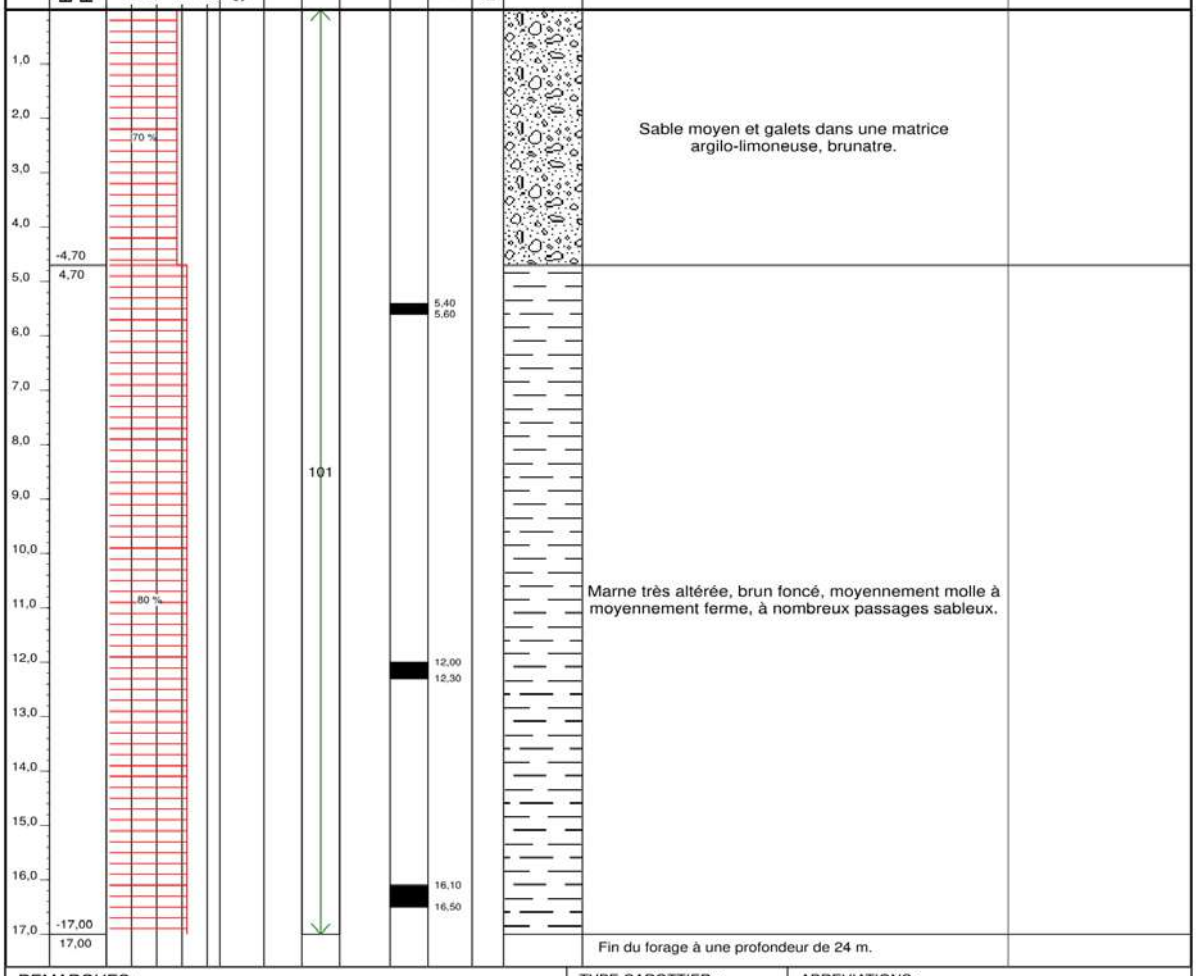
Endroit : — **Client : AFR Conseil**

Date début : 18/08/2014
Date fin : 18/08/2014
Profondeur forée (m) : 24
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau Claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 48L

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : S.BRAHAM | Vérifié par : F.BEGHACHI | 22/09/2014 |

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-01

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950 — **Dossier N° : GLX-14-080**

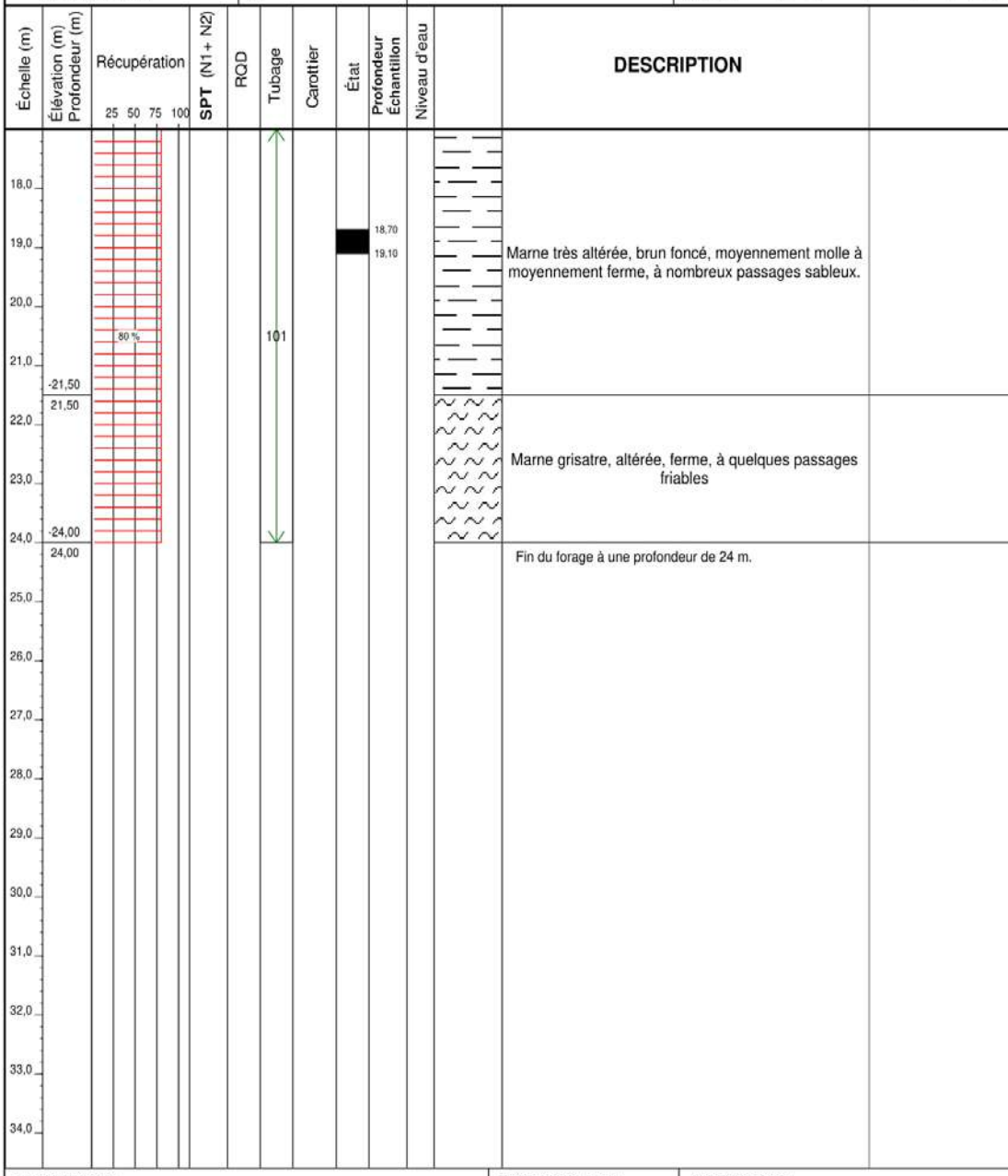
Endroit : — **Client : AFR Conseil**

Date début : 18/08/2014
Date fin : 18/08/2014
Profondeur forée (m) : 24
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau Claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 48L

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedomètrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : S.BRAHAM	Vérifié par : F.BEGHACHI	22/09/2014	Page : 2 de 2



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 01/10
Profondeur : 0,00 à 3,50 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 02/10
Profondeur : 3,50 à 6,40 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 03/10
Profondeur : 6,40 à 8,90 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 04/10
Profondeur : 8,90 à 11,40 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 05/10
Profondeur : 11,40 à 14,00 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 06/10
Profondeur : 14,00 à 16,50 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 07/10
Profondeur : 16,50 à 18,00 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 08/10
Profondeur : 18,00 à 20,50 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 09/10
Profondeur : 20,50 à 22,90 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-01
Caisse n° : 10/10
Profondeur : 22,90 à 22,90 m

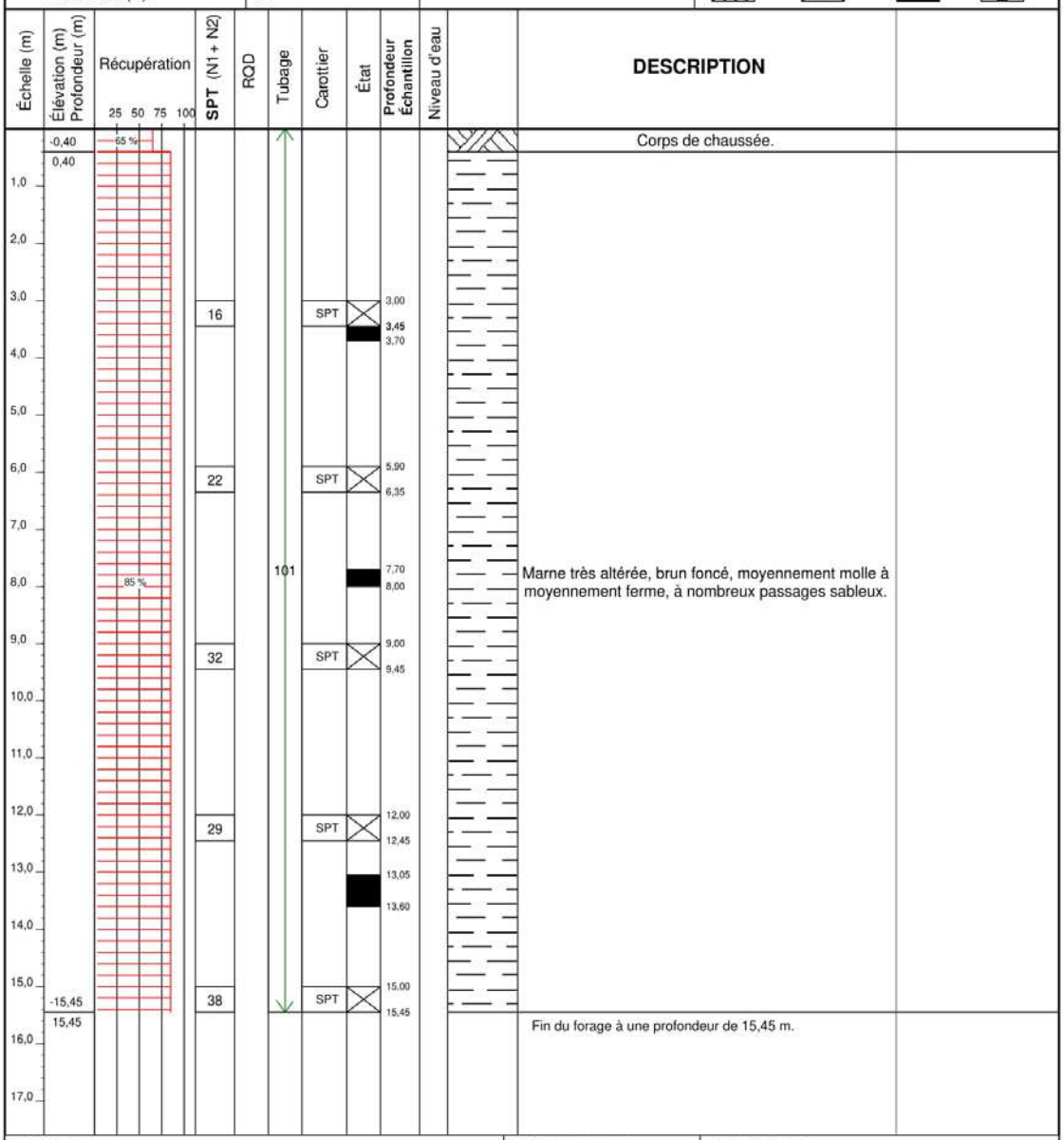
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-02

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950 — **Dossier N° : GLX-14-080**

Endroit : — **Client : AFR Conseil**

Date début : 19/08/2014 Date fin : 19/08/2014 Profondeur forée (m) : 15,45 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Eau Claire Type forage : Carottage Foreuse : ROLATEC 48L	Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : S.BRAHAM	Vérifié par : F.BEGHACHI	22/09/2014	Page : 1 de 1



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-02
Caisse n° : 01/05
Profondeur : 0,00 à 3,00 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-02
Caisse n° : 02/05
Profondeur : 3,00 à 5,90 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-02
Caisse n° : 03/05
Profondeur : 5,90 à 9,00 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-02
Caisse n° : 04/05
Profondeur : 9,00 à 12,00 m



Client : AFR Conseil

Projet : Etude d`un glissement de terrain sur la RN11 au Pk 234+950

Sondage : SC-02
Caisse n° : 05/05
Profondeur : 12,00 à 15,45 m

ANNEXE 4

ESSAIS DE LABORATOIRE

ESSAIS EN LABORATOIRE

Les échantillons, remaniés, récupérés des deux (0 2) sondages carottés ont été soumis à des essais de laboratoire pour leur identification. Le tableau ci-dessous donne un aperçu des essais programmés.

Sondage	Réf. Echantillon	de	à	Teneur en eau	Densités sèche et humide	Granulométrie	Limites d'Atterberg
SC01	SU-1696-AG14	5,40	5,60				
	SU-1697-AG14	12,00	12,30				
	SU-1698-AG14	16,10	16,50	X	X	X	X
	SU-1699-AG14	18,70	19,10	X	X	X	X
SC02	SU-1700-AG14	3,45	3,70	X	X	X	X
	SU-1701-AG14	7,70	8,00	X	X	X	X
	SU-1702-AG14	13,05	13,60	X	X	X	X

Tableau 5 : programme d'essais de laboratoire

Les résultat s obtenus sont résumés dans le tableau ci-après.

Sondage	Réf. Echantillon	de	à	Teneur en eau	Masse volumique humide	Masse volumique sèche	Degré de saturation	Granulométrie		Limites d'Atterberg			
				Wn (%)	g_h (g/cm^3)	g_d (g/cm^3)	Sr (%)	< 2mm (%)	< 80 µm (%)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	I_C (%)
C01	SU-1258-AG14	16,10	16,50	18	2,05	1,74	91	100	100	40	12	28	0,8
	SU-1259-AG14	18,70	19,10	15	1,86	1,62	60	100	100	38	11	27	0,9
C02	SU-1260-AG14	3,45	3,70	23	2,06	1,68	100	100	100	37	11	26	0,5
	SU-1261-AG14	7,70	8,00	20	2,07	1,73	98	100	100	38	10	28	0,7
	SU-1262-AG14	13,05	13,60	16	2,13	1,83	97	100	100	39	11	28	0,8

Tableau 6 : résultats des essais d'identification

Teneur en eau
Les teneurs en eau varient entre 15% et 23%, caractérisant un sol moyennement humide à humide.

Masse volumique
Les mass es volumiques sèches γd varient entre 1,62 g/cm^3 et 1,83 g/cm^3, caractérisant un sol dense à très dense.

Analyse granulométrique
L'analyse granulométrique fixant la distribution des particules selon leur s tailles géo métriques, montre que 100% des éléments passent au tamis de 2mm et que 100% passent au tamis de 80µm, caractérisant un sol fin.

Limites d'Atterberg
Les essai s de limites d'Atterberg réalisés ont donné des valeurs de limites de liquidité (WL) variant entre 37% et 40%pour des valeurs de l'indice de plasticité (IP) allant de 26% à 28%, caractérisant un sol plastique. L'indice de consistance IC varie entre 0,5 et 0,9, caractérisent un sol de consistance ferme à très ferme.