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 de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

ETUDE DE STABILITE ET CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN AU NIVEAU ZONE 06 DU PROJET DE REALISATION DE 1500 LOGEMENT A DRAA MIZAN TIZI OUZOU

Présenté par :

Chaima BOUKHATEM

Ines KHELFI

Proposé et Dirigé par :

Dr. M. KHIATINE

Promotion Juin 2022

REMERCIEMENTS

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

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :

- *Dr. M. KHIATINE*

Nous vous présentons nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

- *Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.*

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation durant tout notre cursus universitaire

Dédicace :

je dédie cet humble travail à...

Mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Je vous dédie ce travail qui est le fruit de vos sacrifices et le témoignage de mon profond amour. Que dieu, le tout puissant vous réserve et vous accorde la santé.

Mes sœurs et frères

Mohammed,Alaa et Haroun les étoiles sur terre qui illuminent ma vie, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.

Mes chères tentes maternelles Sihem et Rokia et mes cousine et mon grand-mère Que dieu vous préserve et vous accorde santé, longue vie

A toi mon cher ami et binôme Ines et mes amis

Je te dédie notre travail, nos efforts fournis avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A Mes Amis proche : Nabila ,Amira , Hanen ,Ismail, M'hamed

Chaimàa

Dédicace :

Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère mère tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Mon père rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Mon très chère frère Hicham, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant.

A tous mes amis et collégues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de la section géotechnique.

Sans oublier mon binôme chaima pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet

INES ...

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكناهم والذكرى ذكراهم، والقلب لن ينساهم

Résumé

Ce mémoire traite le sujet des mouvements de pentes qui constitue un risque naturel majeur en Algérie touchant terrains, constructions et vies humaines. Le présent travail a pour finalité l'étudie d'un talus instables en utilisant un code de calcul intitulé Plaxis 2D et Talren .

Nous avons présenté, au début, un aperçu bibliographique concernant les diagnostiques des glissements de terrain ainsi que les définitions de plusieurs procédés de confortement et renforcement.

Ensuite, nous avons exposé un cas réel de glissement de sols survenu sur le site de la localité de Draa El Mizan. Ce cas a été traité au logiciel Plaxis 2D et Talren ou a été introduit l'ensemble des paramètres utiles à la modélisation du cas étudié.

Enfin on a proposé un confortement adapté pour une meilleure sécurité.

Mots clés : Glissement, Renforcement, Modélisation, Plaxis 2D, Talren.

Abstract

This memory treats the subject of the movements of slopes which constitutes a major natural risk in Algeria touching grounds, constructions and human lives. This work has as finality the study of the unstable slope by using a computer code entitled Plaxis 2D or Talren .

We presented, at the beginning, a bibliographical outline concerning the diagnostic ones of the landslides as well as the definitions of several processes of confrontment and reinforcement.

Then, we exposed a real case of slip of grounds which has occurred on the site of the locality of Draa El Mizan. This case was treated with the espace entre Plaxis 2D and Talren software or was introduced thewhole of the esapace parameters useful for the modeling of case.

Finally, one proposed one confrontment adapted for a better security.

Keywords: Slip, Reinforcement, Modeling, Plaxis 2D, Talren .

ملخص

تتناول هذه الرسالة موضوع حركات المنحدرات التي تشكل خطرًا طبيعيًا كبيرًا في الجزائر الذي يؤثر على الأرض والمباني وحياة الإنسان. الغرض من هذا العمل هو دراسة المنحدر غير المستقر باستخدام كود كمبيوتر يسمى بلاكسيس ثنائي الأبعاد و تالرن .

قدمنا ، في البداية ، نظرة عامة تتعلق بتشخيص الانهيارات الأرضية في موقع ذراع الميزان بالإضافة إلى تعريفات العديد من عمليات التعزيز.

وتم التعامل مع هذه الحالة باستخدام برنامج يسمى بلاكسيس ثنائي الأبعاد و تالرن أو تم تقديم جميع المعلمات المفيدة لنمذجة الحالة.

أخيرًا ، اقترحنا تعزيزًا متكيفًا من أجل سلامة أفضل.

الكلمات الرئيسية: انزلاق ، تقوية ، نمذجة ، بلاكسيس ثنائي الأبعاد و تالرن

Listes des figures

Chapitre I : Analyse Bibliographique

Figure I.1 : Glissement plan

Figure I.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement

Figure I. 3: Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe

Chapitre II: Méthode De Calcul De La Stabilités Des Pontes

Figure II. 1 : Détail des tranches

Figure II. 2 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse deFELLENIUS

FigureII. 3 Coupetyped'unetranchéedrainant

FigureII.4 Drainssubhorizontaux

FigureII.5 Murdesoutènement

FigureII.6Réalisationd'unmurengabion

FigureII. 7 Exempledeclouaged'unglissement

Chapitre III : Analyse Les Donnée Gétechnique

Figure III .1. Image satellitaire indiquant le site

Figure III.2Géologie régionale wilaya de Tizi Ouzou

Figure III.3 Courbe De Température Tizi Ouzou

Figure III .4 Le pourcentage de jours durant lesquels divers types de précipitation sont observés

Figure III. 5*:* Ancienne vue arienne du versant et du terrain destiné à recevoir les blocs 27 & 29

Figure III. 6 préséance l'eau

Figure III.7 Carte zonage sismique du territoire national

Figure III. 8 ProfillithologiquegéotechniqueA-A'àl'étatactuelsurlabasedulevétopographiquefournis

Figure III. 9 Plan d'implantation des sondages et essais réalisés à l'état initial

Figure III. 10 Schéma du Présiomètre

Figure III.11 Résultats des sondages pressiométriques SP-0 (réalisé en aval) et SP-02 (réalisé en amont).

Chapitre IV : Calcul De Stabilité

Figure IV.1 : Découpage en tranches d'un talus

Figure IV.2: Description générale du projet

Figure IV. 3 : Définition de la géométrie

Figure IV.4: Définition des caractéristiques des sols

Figure IV.5 : Définition de la situation

Figure IV.6 : Méthode de calcul Bishop sans séisme

Figure IV.7 : Méthode de calcul fellenius sans séisme

Figure IV.8 : Méthode de calcul perturbations sans séisme

Figure IV.9 : Méthode de calcul Bishop

Figure IV.10 : Méthode de calcul fellenius

Figure IV.11 : Méthode de calcul perturbation

Figure IV.12: Définition des caractéristiques des sols a court terme.

Figure IV.13 : Méthode de calcul Bishop a long terme

Figure IV.14 : Méthode de calcul fellenius a long terme

Figure IV.15 : Méthode de calcul perturbation a long terme

Figure IV.16 Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d

Figure IV.17 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D

Figure IV.18 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D avec séisme

Figure IV.19 : Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D a long terme

Chapitre V : Etude de confortement

Figure V.1 : Distance entre les pieux.

Figure V.2 : Détail d'exécution des pieux de et la poutre de couronnement**.**

Figure V.3 : définition des renforcements des pieux fores

Figure V.4 : la solution des pieux avec la méthode bishop sans séisme

Figure V.5 : la solution des pieux avec la méthode fellenius sans séisme

Figure V.6 : la solution des pieux avec la méthode bishop avec séisme

Figure V.7 : la solution des pieux avec la méthode fellenius

Figure v.8 : la modalisation avec les pieux forés

Figure V.9 : le résulta de graphe de la Modélisation du talus par pieux sans séisme

Figure v .10: le résulta de graphe dans la Modélisation du talus par pieux avec séisme

Listes des tablaux

Chapitre II: Méthode De Calcul De La Stabilités Des Pontes

Tableau II.1 Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent

Chapitre III : Analyse Les Donnée Géotechnique

Tableau III .1 Climatique Tizi Ouzou

Tableau III.2 Résultats de l'essai Pressiométriques

Tableau III.3 Resultat des l'essai de pénétration dynamique lourd

Tableau III. 3 Paramètres à court terme des différentes couches de sol déduites à partir des résultats des rapports de sol des laboratoires

Tableau III. 4 Paramètres à long terme des différentes couches de sol déduites à partir des résultats des rapports de sol des laboratoires

Chapitre IV : Calcul De Stabilité

Tableau IV.1 : paramètres géotechniques des couches de sol

Tableau IV.2 : résultat du le coefficient de sécurité sans séisme

Tableau IV.3 : le résultat du coefficient de sécurité avec séisme

Tableau IV.4 : paramètres géotechniques des couches de sol à long terme

Tableau IV.5 : le résultat du le coefficient de sécurité a long terme

Tableau IV.6 : Caractéristiques physico-mécanique de glissement

Chapitre V : Etude de confortement

Tableau V.1 : les Paramètres utilisés pour l'élément de confortement

Liste des symboles

C : Cohésion.
τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle **.**
σ Contrainte.
σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)
σ_3 : Contrainte principale mineur
σ_1 : Contrainte principale majeur
φ : Angle de frottement interne du sol
ψ : Angle de dilatance du sol
ε : Déformation longitudinale
ν : Coefficient de Poisson
γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé
γ_w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)
γ_h : Poids volumique humide du sol
γ_s : Poids volumique des grains
γ_d : Poids volumique sec du sol**.**
e : L'indice des vides.
n : La porosité.
w : Teneur en eau.
Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.
Cc : Coefficient de courbure.
D30 : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.
D60 : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.
D10 : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.
Wp : La limite de plasticité.
WL: la limite de liquidité.
Ip : L'indice de plasticité.
IL : L'indice de liquidité.
Ic : L'indice de consistance.
Sr: Degré de saturation. σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).
Cg : L'indice de gonflement.
Cc : L'indice de compression.
Pc : Pression de consolidation.
Pl : La pression limite pressiométrique.
Pl* : La pression limite nette.
R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.
A : section droite de la pointe.
e : pénétration moyenne par coup .
g : accélération de la pesanteur.
H : hauteur de chute.
M : masse du mouton.
M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.
Fs: coefficient de sécurité.
SC: Sondages carottés.

SOMMAIRE

Remercement

Dedicase

Liste des figuers

Lite des tablaux

Résumé

Abstract

ملخص

Chapitre I : Analyse Bibliographique

I.1. Introduction 3

I.2 Glissement de terrain 3

I.3 Type des glissements 3

I.3.1 glissement plan 3

I.3.2 glissement rotationnel 3

I.3.2.1 glissement rotationnel simple 4

I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe 4

I.4. Principales causes des glissements 5

I.4.1 Causes internes 5

I.4.2 Causes externes : 5

Conclusion 7

Chapitre II: Méthode De Calcul De La Stabilités Des Pontes 8

II.1 Introduction 8

II.2 Méthodes de calcul de stabilité 8

II.1 Définition du coefficient de sécurité 8

II.2 Méthodes d'équilibres limites 9

II.2.2.1 Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire) 10

II.2.2.2 Méthodes des tranches de Bishop 12

II.3 Méthodes éléments finis 13

II.4 Méthode de confortement des glissements des terrains 13

II.4.1 Drainage 13

II.4.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface 14

II.4.1.2 Masques et éperons drainants 14

II.4.1.3 Tranchées drainantes 14
II.4.2 Renforcement 15
II.4.2.1 Les ouvrage de soutènements 15
II.4.2.2 Les ouvrages rigides 15
II.4.2.3 Ouvrages de soutènements souples 16
II.4.2.4 Confortement par système de parois 16
II.4.3 Modifications géométriques (terrassement) 18
II.4.3.1 Allègement en tête 18
II.4.3.2 Reprofilage 18
II.4.3.3 Purge 19
II.4.3.4 Substitutions totales ou partielles 19
II.4.3.4 Substitutions totales ou partielles 19
Chapitre III : Analyse Les Donnée Geothenique 20
III .1 Présentation d'un projet : 20
Introduction : 20
III .1.1Situation géographique .....**Error! Bookmark not defined.**
III.2 Contexte géologique 20
III.2.1 Géologie régionale 20
III.2.2.Géologie locale 21
III.3 Hydrogéologie du site 22
III.3.1. Introduction 22
III.3.2.Climatologie 22
III.3.3.Hydrologie du site 24
III.3.4. Présence d'eau : 24
III.4.Contexte sismologique de la région 26
III.5 .Reconnaissance géotechnique 26
III.5.1 les essai in-situ 26
III.5.1.1Sondage carottée 26
III.5.1.2 Essai Pressiomètrique 29
III.5.1.3 Essais de pénétration dynamique lourd 34
III.5.2 Les essais au laboratoire 36
III.5.2.1 Les essais mécaniques 36
III.5.2.2 Interprétation des résultats des essais laboratoire : 38

Chapitre IV : Calcul De Stabilite **42**
IV.1. Introduction 42
IV.2 Calcul de stabilité en rupture circulaire 42
IV.3. Le principe de la méthode des tranches de Fellinius 42
IV.4 Application de la méthode des tranches sur les cas étudiés : 44
IV.4.1 Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN 44
IV 4.1.1Analyse à court terme sans séisme 48
IV 4.1.2Analyse à court terme avec séisme 50
4.1.3Analyse à long terme 53
IV.5.2 Détermination du coefficient de sécurité avec PLAXIS 54
IV.5.1 Présentation du logiciel PLAXIS 2D 54
IV.5.2. Exploitation des résultats : 54
IV.5. 3 Etapes de modélisation 55
Modélisation du talus 56
IV 5.5.1 Analyse à court terme sans séisme 57
IV 5.5.3 Analyse à long terme 59
III. 6.1 Interprétation des résultats 59
Conclusion 60
Chapitre V : Etude de confortement **62**
V.1. Introduction 62
V.2.Renforcement des talus par des pieux 62
V.2.1. Définition d'un pieu 62
V.2.2. Principaux type de pieux 62
V.4 Modélisation du problème avec confortement par le logiciel Talren 64
V .4.1 modélisation avec des pieux : 64
V .4.1.1Modélisation du talus par pieux sans séisme 65
V.5 Modélisation du problème avec confortement par le logiciel plaxis 2D 67
V .5.1 Modélisation du talus par pieux sans séisme 67

Bibliographique

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le glissement de terrain est parmi les phénomènes naturels permanents les plus dangereux qu'on rencontre dans tous les pays du monde ; l'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel formé au fil du temps peut subitement subir des ruptures, des déformations et d'autres dommages nuisibles pour l'être humain.

C'est pour cela qu'il faut prendre compte de ces phénomènes et des dangers qu'ils peuvent engendrer, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables et de suivre les meilleures solutions de protection ou de traitement afin de limiter les dégâts.

En Algérie le rapport du CNES et du MATE (2003) confirme et mentionne que près de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs villes Algériennes.

Ces mouvements de terrain ont pris une grande affluence dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles. Les volumes de sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur.

Ainsi, l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant. Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et stabiliser un glissement de terrain situé à la wilaya de Tizi Ouzou sur Draa El Mizan.

ANALYSE BIBIOGRAPHIQUE

Chapitre I : Analyse Bibliographique

I.1. Introduction

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres).

I.2 Glissement de terrain

Les glissements affectent les matériaux meubles, de type des sols, et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures). Ils concernent généralement une grande masse de terrain qui se détache et glisse sur la pente ou le talus.

I.3 Type des glissements

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

I.3.1 glissement plan

En milieux rocheux et en terrain meuble, s'effectue le long d'une surface de rupture sensiblement plane.

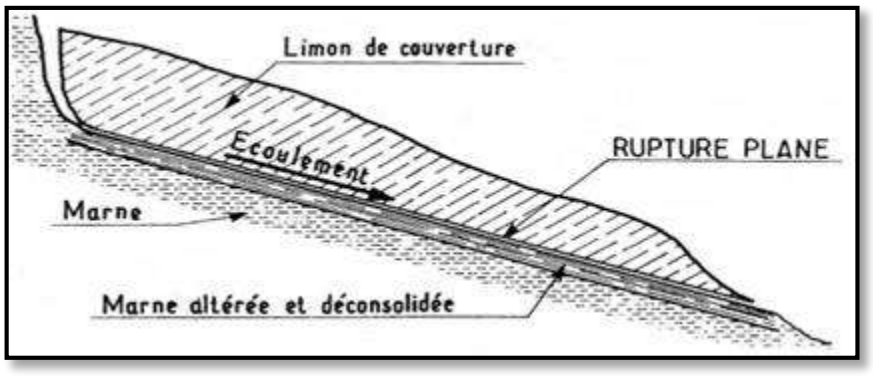


Figure I.1 : Glissement plan (G. Philipponnat, 1987)

I.3.2 glissement rotationnel

En terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, il se caractérise par un Escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval, La surface de rupture a une forme simple et Peut être assimilée à un cercle.

I.3.2.1 glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la Plupart des cas, il est caractérisé par un basculement de la masse glissée **(Figure I.2)**

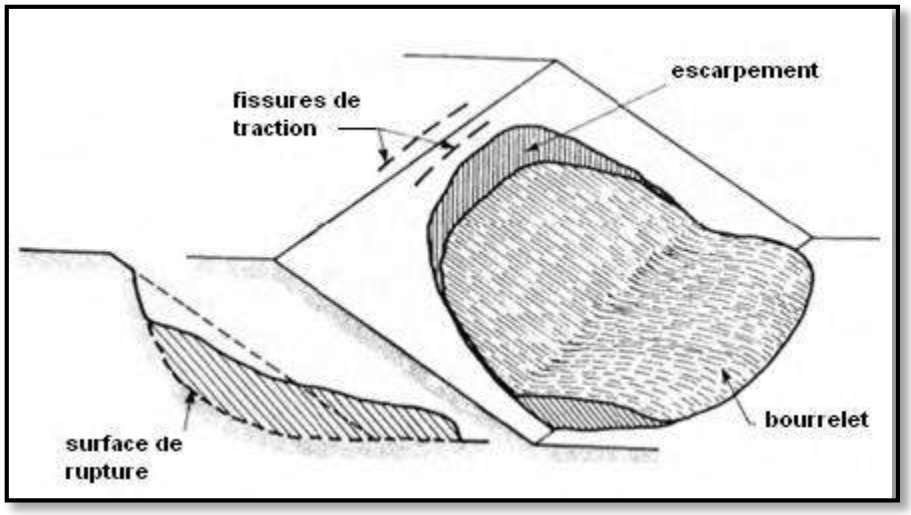


Figure I.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement

Circulaire (G. Philipponnat, 1987)

I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe

Combinaison de glissements plans + rotationnels = glissements complexe. Il est dû à La suppression de la butée.

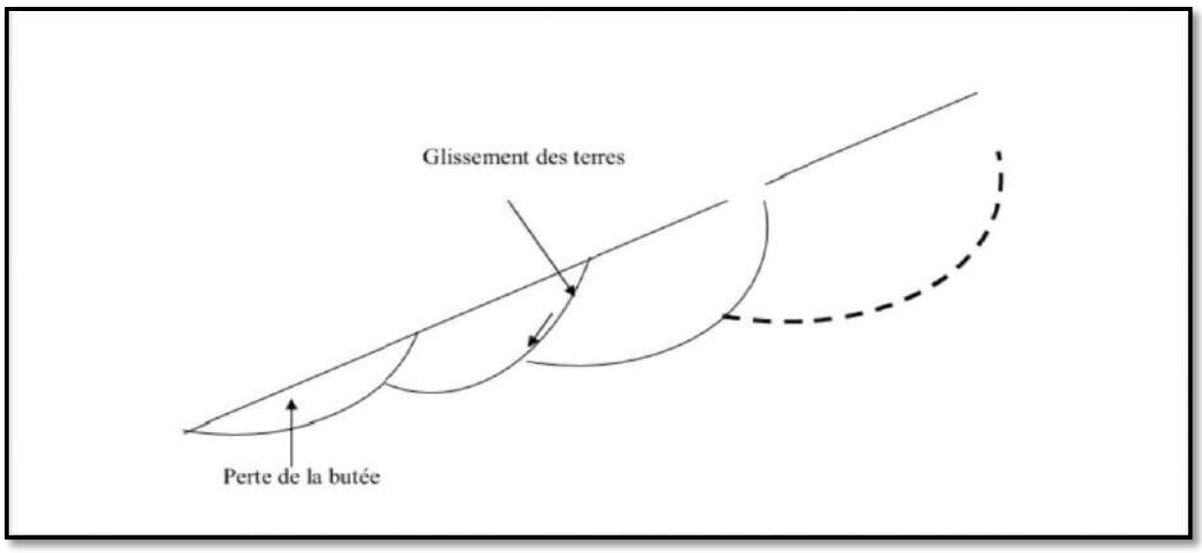


Figure I. 3: Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe

(R, Internt)

I.4. Principales causes des glissements

Le passage de l'état de stabilité l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

I.4.1 Causes internes

➢ L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies.

➢ La nature géologique des terrains (la pente).

➢ L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.

➢ La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.

➢ Le développement de l'altération de la roche.

➢ Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité l'eau.

I.4.2 Causes externes :

➢ L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière.

➢ Diminution des appuis en pied de pente *(*comme un terrassement mal pensé et trop raide).

➢ Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.

➢ Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche.

➢ Par les secousses d'un tremblement de terre.

➢ Par la surcharge d'une construction, etc.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales **:** l'eau et la présence des fractions fines.

I.5 Exemple d'un Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie)

Les travaux de caractérisation entrepris sur le glissement d'Ain El Hammam. L'instabilité du versant a vu la réactivation d'anciens glissements et l'apparition de nouveaux glissements, aide par un climat fort variable. La difficulté de l'estimation de sa stabilité de pend de plusieurs facteurs qui interagissent simultané- ment. Ces facteurs ont été groupes en deux grandes catégories : facteurs actifs et facteurs passifs. Ils ont tous contribuent conjointement a l'amorce et a l'activité du mouvement. Ce glissement est caractérise par un mouvement très actif s'étendant sur une surface importante. Il affecte une formation schisteuse souvent altérée et fissurée. Les mécanismes de déformation et la structure du mouvement sont très complexes. Il s'agit d'une multitude de ruptures superposées et le mouvement évolue aussi bien latéralement qu'en profondeur.

Les causes du glissement de terrain d'Ain El Hammam sont diverses, mais l'eau reste le facteur actif le plus in- fluant de l'instabilité. L'utilisation de la classification de Campy et Macaire (1989) pour définir les causes du glissement de terrain d'Ain El Hammam s'est avérée très bien adaptée. En fait, les facteurs responsables de cette morpho-dynamique accélérée sont lies a` la présence d'horizons altères profonds plus tendres aux caractéristiques mécaniques réduites, aux précipitations intenses et irrégulières et aux pentes fortes de la zone d'étude.

Le mouvement de terrain d'Ain El Hammam est ca- rastérise´ par une structure très complexe. Les mécanismes induits par cette instabilité´ restent a` préciser. Du fait de la superposition et de l'emboitement de plusieurs glissements, les points et les surfaces suivis et en mouvement sont affectés par de nombreux désordres marques par des affaissements séparés par des escarpements subverticaux de quelques dizaines de centimètres a plus de 1 m. Ce glissement de terrain se caractérise aussi par des phases de calme et de réactivation (phases d'accélération du mouvement), qui correspondent généralement aux périodes de fortes pluviométries.

Cette forte instabilité du versant d'Ain El Hammam qui a de bute il y a plus de 40 ans correspond a une réactivation

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous brièvement les principales caractéristiques de la recherche sur la stabilité des pentes, à savoir les principes de conception. Au niveau théorique, il existe différentes approches en termes d'hypothèse envisagée et de précision et fiabilité des résultats recherchés. Dans la pratique courante des géotechniciens, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème de recherche et des données d'entrée disponibles. L'exécution de ces méthodes est généralement développée par des outils ou logiciels adaptés à ce type d'analyse : PLAXIS, TALREN, Géslope, qui apportent une aide considérable et sont garantis par la sélection d'une multitude d'options pour les méthodes de calcul intégrées.

CHAPITRE II:
METHODE DE CACULE DE LA STABILITE DES PONTES

Chapitre II: Méthode De Calcul De La Stabilités Des Pontes

II.1 Introduction

L'identification des dangers causes par les glissements de terrain est basée sur des documents objectifs de diverses observations et mesures impliquant un danger donne. Faut faire attention envisagez diverses observations et mesures impliquant un danger donne. Nécessaire assurez-vous de prendre en compte les diverses observations et lectures sur le terrain les inclinomètres tentent de les interpréter correctement.

II.2 Méthodes de calcul de stabilité

On présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudie des glissements, Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessité de connaitre : La géologie, Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus, Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements. On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus **:**

➢ Les méthodes des éléments finis.

➢ Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

II.1 Définition du coefficient de sécurité

L'estimation de la stabilité des talus est généralement par le calcul de coefficient de sécurité $\mathbf{F_s}$**.** Ce coefficient est défini comme :

$$\mathbf{F_s}= \frac{\tau max}{\tau}$$

Où :

τm : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau max=c+\sigma tg\varphi$$

$$\tau= \frac{c+\sigma tg\varphi}{fs}$$

Ou c et **φ** sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et **σ** est la Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives :

$$\tau = \frac{c\prime + (\sigma - U) tg\varphi\prime}{fs}$$

➢ C'et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.

➢ U est la pression interstitielle de l'eau.

Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

➢ Si F>1, il n'y a pas rupture (pas de glissement).

➢ Si F<1, il y a rupture (présence d'un glissement).

➢ Si F=1, il y a équilibre limite.

Tableau II.1: Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent (P.Habib, 1997)

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

II.2 Méthodes d'équilibres limites

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop…) et les méthodes de stabilité globale.

II.2.1 Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

➢ Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ, c, et par la pression U de l'aquifère.

➢ Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple. (G.filliat, 1981)

II.2.2 Méthode des tranches

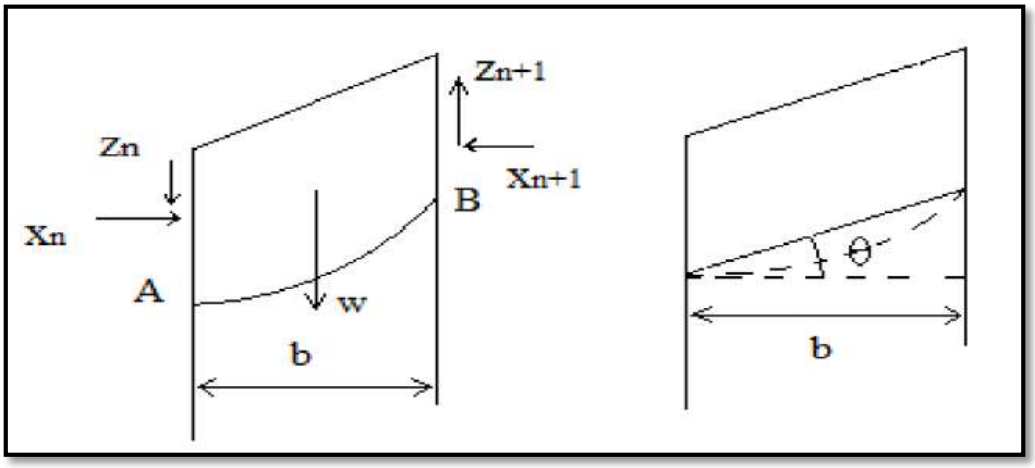


Figure II. 1 : Détail des tranches (R, Internet)

Il est nécessaire de diviser le massif en tranches puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène.

II.2.2.1 Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé En **n** tranches chaque tranche est considérée comme un solide indéformable.

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont La ligne de glissement est de forme circulaire ; On néglige totalement les efforts inter-tranches ; la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

On décompose le poids W en une composante normale **N=W cos α**et une composante tangentielle **T=W sin α**. Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement Voire **la figure (II. 1)**.

Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale de Rn est donné d'après la loi de coulomb par :

$$\mathbf{Rn=cn.\ AB+Nn.tan\varphi.n\ (II.1)}$$

Avec : $\mathbf{Nn=wncos\alpha n\ \ (II.\ 2)}$

Donc : $\mathbf{Rn=cn.\ AB+w\ ncos\alpha\ ntan\varphi\ n\ \ (II.3)}$

D'autre part on a :

$$\mathbf{AB=ln=}\frac{bn}{cos\alpha n}$$

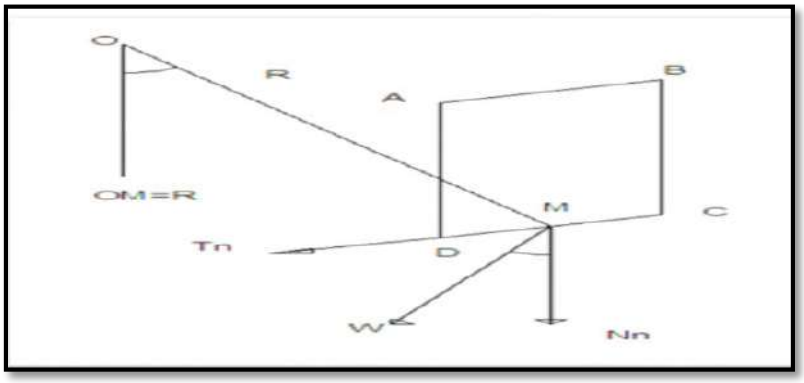
Avec :

Cn: cohésion de la couche

: L'angle de frottement de la couche

Wn: poids de la couche

$\boldsymbol{\alpha n}$: L'angle entre l'arc de la tranche horizontale



$$\mathbf{Mr=}\sum_n^k \mathrm{R}\ (\mathbf{C_nL_n+w_ncos\alpha_ntg\varphi_nk})$$

Figure II. 2 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de

FELLENIUS (R, Internet)

Où :

➢**k =** nombre total de tranches.

➢**cn**,**=** caractéristiques mécaniques (cohésion et lange de frottement) de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à Tn est égal à Tn.R Par ailleurs :

$\mathbf{Tn=wnsin\alpha n}$ **(II.4)**

$\mathbf{Mn=Tn.R}$ **(I.11)**

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{fs}=\frac{Mr}{Mn}$$

$$\mathbf{fs}=\frac{\sum_{i=1}^{n} ci.li+wicos\alpha itg\varphi i}{\sum_{i=1}^{n} wisinai}$$

II.2.2.2 Méthodes des tranches de Bishop

a. Méthode simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que pour tout tranche étudiée, Vn - Vn+1 = 0 ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité FS, s'exprime par cette méthode comme suit :

$$\mathbf{Fs}=\frac{1}{\sum_{i}^{i=n} wsinai}.\sum_{i=1}^{i=n}=\frac{(wi-uibi)tan\varphi i+ci.bi}{cosai+sinai.\frac{tan\varphi i}{Fs}}$$

Tous les termes sont connus et FS est calculé par itérations successives, la première itération est faites en adoptant come valeur FS0, le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenus.la méthode simplifié de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vue comment calculer le coefficient de sécurité FS pour un cercle donné à priori. Pour connaitre FS réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de FS, c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira .

b. Méthode détaillée

Les composantes **Vi, Vi+1** et **Hi, Hi+1** des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab, donc influence la réaction Rn Bishop a publié en 1955 une méthode que nos appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurités en tenant compte des ces sollicitation. Le coefficient de sécurité (FS) est donné par la formule générale :

$$\mathbf{Fs}=\frac{1}{\sum_{i}^{i=n} wsinai}.\sum_{i=1}^{i=n}=\frac{(wi-uibi)tan\varphi i+ci.bi}{cosai+sinai.\frac{tan\varphi i}{Fs}}$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

: Angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

➢ Procéder par itérations successives car FS figure aux deux membres de l'équation.

➢ Définir Vn Vn+1 pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admette que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance vertical de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres).

Compte tenu de l'équation réagissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement.il sera alors possible de définir Vn Vn+1 toutefois, se calcul est très lourd et bien entendue ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur. (F.SCHLOSSER, 1989, p. 280).

II.3 Méthodes éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Pl axis 2D, César, Crip.

II.4 Méthode de confortement des glissements des terrains

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes :

➢ Drainage.

➢ Renforcement.

➢ Modifications géométriques (terrassement).

II.4.1 Drainage

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

➢ Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de Cisaillement du terrain.

➢ Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

II.4.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, leur objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de source ou simplement des précipitations et des eaux de ruissellement.

II.4.1.2 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain. Peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m).

II.4.1.3 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant.

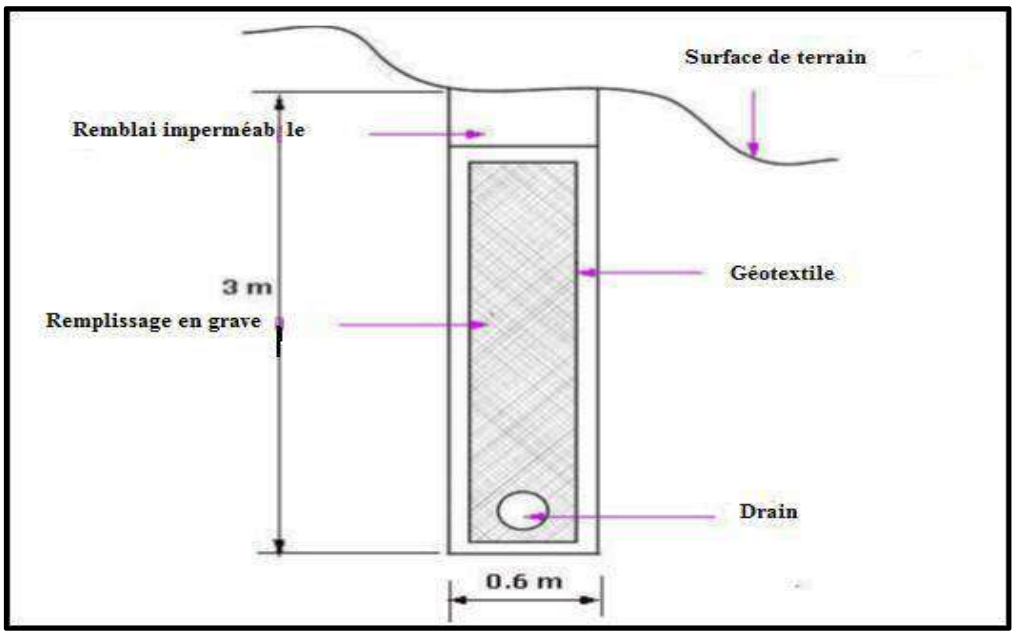


Figure II. 3 Coupe type d'une tranchée drainant (M.RAT, 1975)

Drains subhorizontaux

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de Nombreuses formations géologiques.

Les drains subhorizontaux sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis

en place dans des forages subhorizontaux. Leurs longueur peuvent atteindre50, 80 ou 100 m.

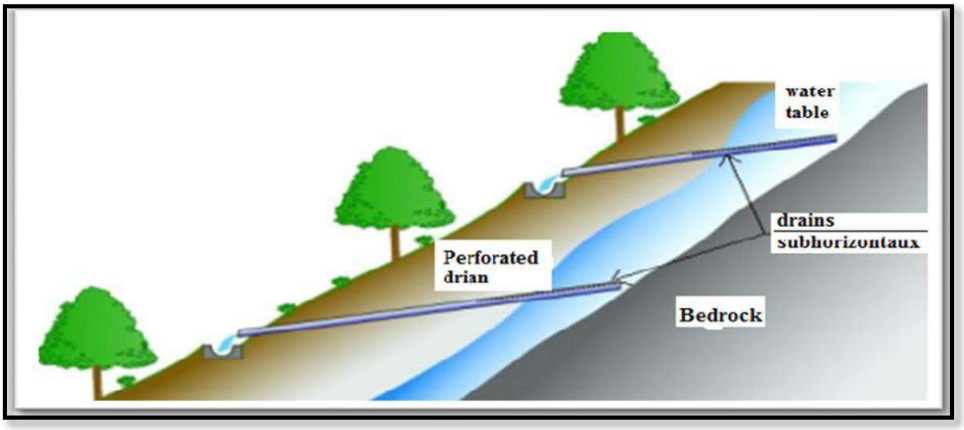


Figure II. 4 Drains subhorizontaux (R, Internet)

II.4.2 Renforcement

II.4.2.1 Les ouvrage de soutènements

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralementd'ouvrage en déblai ou en excavation).

Il existe plusieurs types des murs de soutènement,classées selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles (Murs rigides, murs souples).

II.4.2.2 Les ouvrages rigides

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait deleur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Comme (mur poids ou ancré).

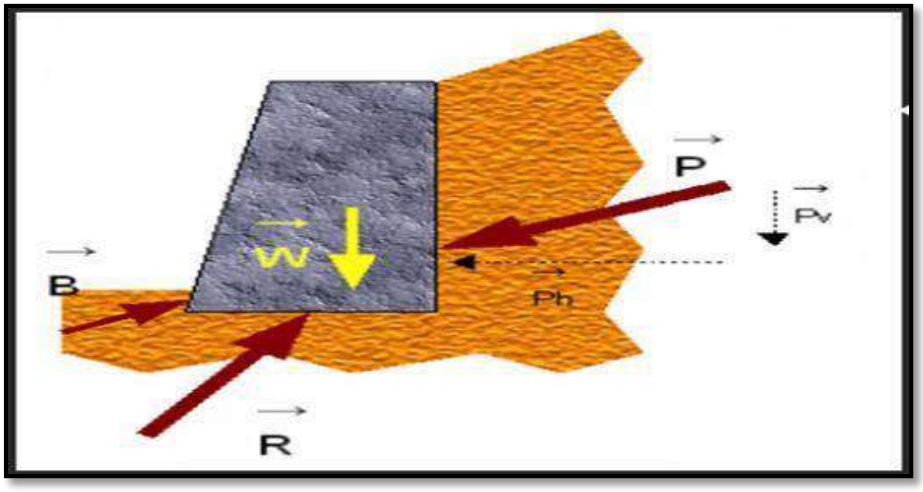


Figure II. 5 Mur de soutènement (R, Internet)

II.4.2.3 Ouvrages de soutènements souples

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués comme (mur cellulaire, gabions, remblais renforcés par armature ou nappes de géotextiles, par grille Métalliques ou synthétiques). Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure II. 6 Réalisation d'un mur en gabion (R, Internet)

II.4.2.4 Confortement par système de parois

- **Renforcement par inclusions**

On distingue plusieurs techniques de renforcement par parois :

- Paroi berlinoise.
- Les parois moulées.

- La paroi lutécienne.
- Palplanche.
- Le voile préfabriqué.
- La paroi clouée.

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux.
- les pieux et barrettes.

- **Les clous et micro pieux**

Constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. (F, SCHLOSSER; Ph, UNTERREINER;, 1994)

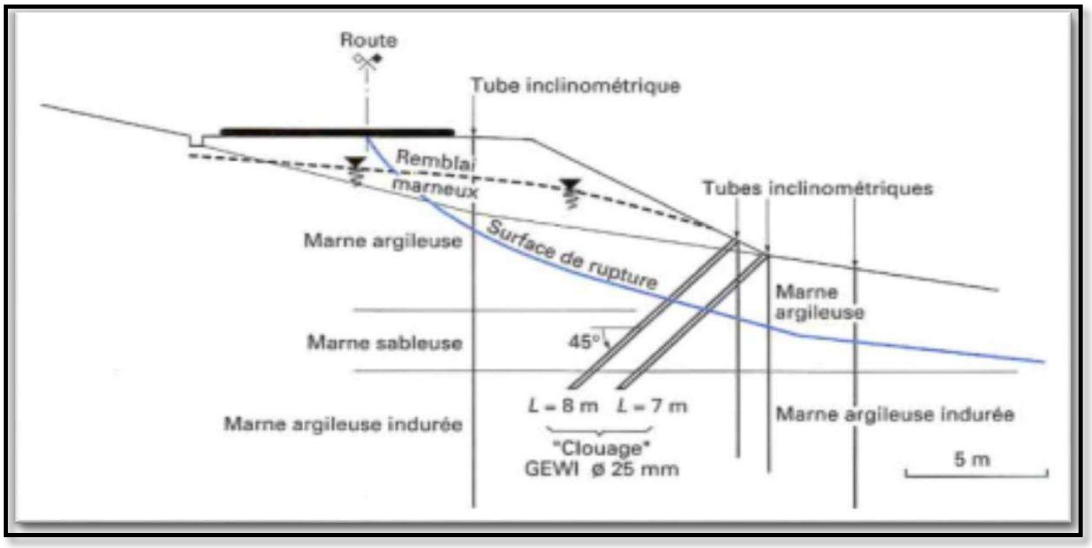


Figure II. 7 Exemple de clouage d'un glissement (R, Internet)

- **Pieux et barrettes**

(Fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement. 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.

II.4.3 Modifications géométriques (terrassement)

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

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

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

II.4.3.1 Allègement en tête

Cette opération consiste à terrasser la parte supérieure, ce qui implique une diminutiondu poids moteur et une augmentation du coefficient de sécurité.

II.4.3.2 Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. (DURVILLE & SÈVE, 1996, p. 12)

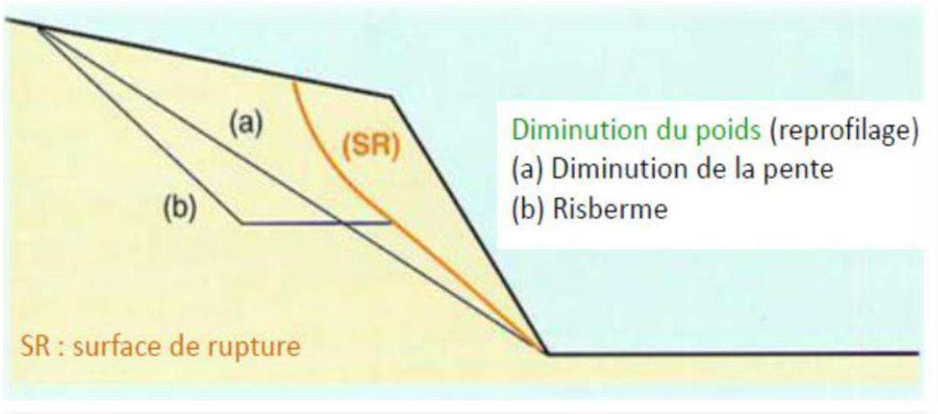


Figure II. 8 : Reprofilage (DURVILLE & SÈVE, 1996)

II.4.3.3 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. (DURVILLE & SÈVE, 1996)

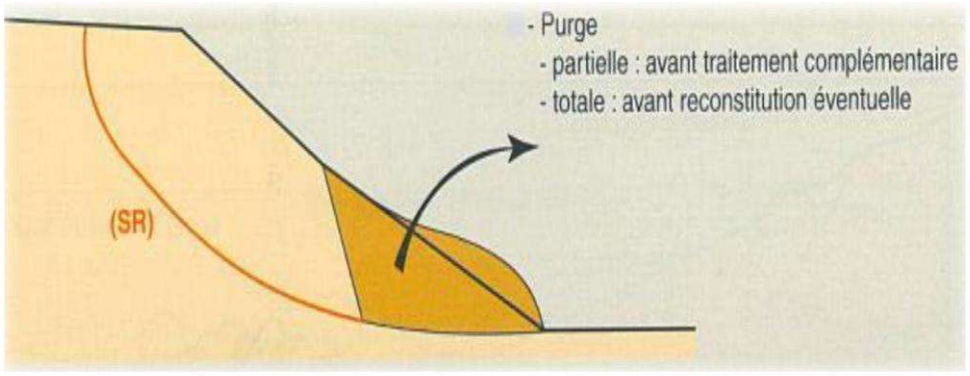


Figure II. 9 purge (DURVILLE & SÈVE, 1996)

II.4.3.4 Substitutions totales ou partielles

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil

II.4.3.4 Substitutions totales ou partielles

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, etles remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil.

CHAPITRE III: ANALYSE DES DONNEE GEOTECHNIQUE

Chapitre III : Analyse Des Donnée Géotechnique

III .1 Présentation d'un projet :

Introduction :

La connaissance des sols permet de comprendre les problèmes qui peuvent survenir lors de la recherche de glissements de terrain. L'étude de sol est une étude de terrain et de laboratoire, Toutes les propriétés physiques, mécaniques et chimiques du sol peuvent être définies carré. Il a pour but de fournir les éléments nécessaires à l'étude de tous travaux de génie civil.

étude de stabilité de sols concernant le terrain destiné à recevoir les blocs 25, 26, , 28, 29 & 30. Le présent rapport expose des analyses de stabilité apour stopper le glissement de terrain qui s'est manifesté au droit des assiettes destinées à recevoir les blocs 27 et 29 du projet de réalisation de 1500 logements à Drâa El Mizan, wilaya de Tizi Ouzou.

III.2 Contexte géologique

III.2.1 Géologie régionale

La wilaya de Tizi-Ouzou est une wilaya côtière, elle se situe dans la partie nord centre de l'Algérie. Le chef-lieu de la wilaya (la ville de Tizi-Ouzou) se trouve à une centaine de Kilomètres à l'est d'Alger, la capitale. Schématiquement, cette région est un vaste bastion constitué d'une succession de chaine de montagnes toute d'orientation général Est Ouest et qui emprisonnent des plaines alluviales étroites.

Elle est comprise entre les coordonnées angulaires suivantes :

- 36° 28' latitude Nord
- 36° 55' latitude Nord Et
- 03° 45' longitude Est
- 04° 31' longitude Est

Les limites naturelles de la wilaya de Tizi-Ouzou se présentent ainsi :

- Au nord : la mer méditerranée
- Au sud : la chaine cristalline du Djurdjura
- A l'est : le massif de l'Akfadou
- A l'Ouest : des collines et des vallées.

Pour ce qui est des limites administratives, la wilaya de Tizi-Ouzou est délimitée par:

- Au nord la mer méditerranée,
- A l'est par la wilaya de Bejaia,
- A l'ouest par la wilaya de Boumerdes
- Au sud par la wilaya de Bouira.

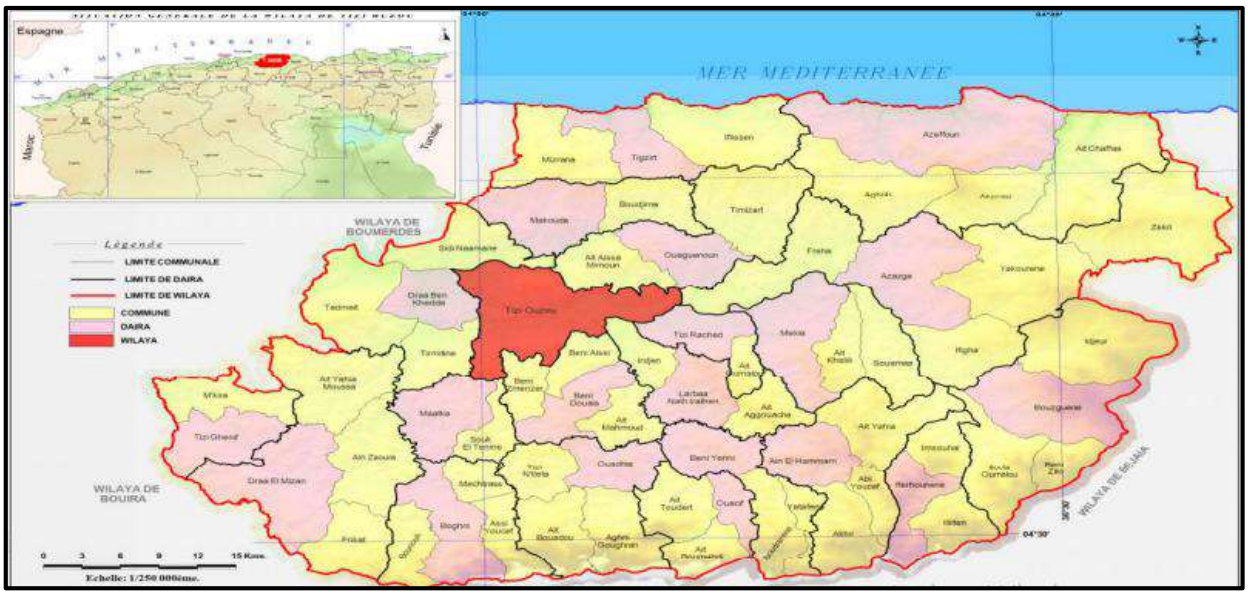


Figure III.1 Géologie régionale wilaya de Tizi Ouzou

III.2.2.Géologie locale

Afin de donner une description de la géologie du site en place, quatre (4) sondages carottes ont été réalisés l'axe du glissement, les couches traversées sont :

- Une petite couche de remblai (remblais de chaussée) qui ne dépasse pas 1.30 m de profondeur.
- Une couche d'éboulis de pente argile marneuse sableuse, jaunâtre à verdâtre , riche en calcaire, refermant des traces d'oxydation , des cailloux entre 1.6 et 1.5 ainsi entre 2.8 ET 3.00 m de profondeur .

- Une couche d'argile marneuse, sableuse à aspect schisteux, de couleur grisâtre, avec présence de traces d'oxydation et referment des cailloux entre 3.00 et 3.50 m ainsi entre 7.00 et 7.20 m de profondeur.
- Une couche de marne sableuse grisâtre ,à aspect schisteux , riche en traces d'oxydation jusqu'à 15.0 m de profondeur .

III.3 Hydrogéologie du site

III.3.1. Introduction

La pluviométrie et les différents apports d'eau forme un facteur prépondérant dans la modification des paramètres physico-mécaniques d'un sol, d'où l'importance de l'étude hydro-climatologique .

III.3.2.Climatologie

La ville de Tizi Ouzou bénéficie d'un climat tempéré chaud. A Tizi Ouzou, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa.

a) La température

Les données fournies par l'ONM (Office National de la Météorologie) concernant les températures mensuelles enregistrées ont fait l'objet de cette étude.

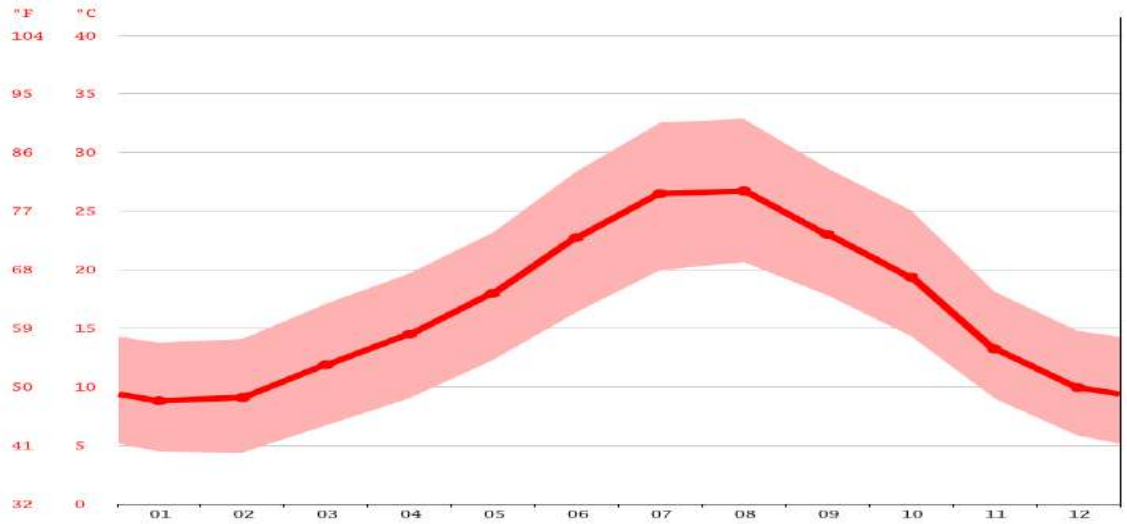


Figure III.2 Courbe De Température Tizi Ouzou

Le mois le plus chaud de l'année est celui d'Aout avec une température moyenne de 26.7 °C. Avec une température moyenne de 8.8 °C, le mois de Janvier est le plus froid de l'année.

La différence de précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de112 mm Sur l'année, la température varie de 17.9 °C.

L'humidité relative la plus élevée est mesurée en Janvier (78.23 %). Le plus bas en Juillet (51.08%).

Janvier (12.73 jours) a en moyenne les jours les plus pluvieux par mois. Le moins de jours de pluie sont mesurés en Juillet (0.83 jours).

b) La pluviométrie

Les données fournies par l'ONM (Office National de la Météorologie) concernant les précipitations mensuelles enregistrées ont été projetées sur les graphes spécifiques suivants :



Figure III .3 Le pourcentage de jours durant lesquels divers types de précipitation sont observés (R, Internet)

Le pourcentage de jours durant lesquels divers types de précipitation sont observés, excepté les quantités traces : pluie seulement, neige seulement et mélange (de la pluie et de la neige sont tombées au cours de la même journée).

Pour montrer la variation au cours de la saison et pas seulement les totaux mensuels, nous montrons l'accumulation de pluie au cours d'une période glissante de 31 jours centrée sur chaque jour.

La chute de pluie moyenne sur une période glissante de 31 jours en automne à Tizi-Ouzou augmente très rapidement, commençant la saison à 15 millimètres et rarement supérieure à 30 millimètres ou inférieure à 2 millimètre, et terminant la saison à 72 millimètres et rarement supérieure à 127 millimètres ou inférieure à 21 millimètres.

III.3.3.Hydrologie du site

La wilaya de Tizi Ouzou fait partie de la région côtière Centre-Est de l'Algérie assez arrosée, traversée par plusieurs Oueds drainant les eaux superficielles de ruissellement vers la mer. L'hydrologie du site est marquée par la circulation des eaux souterraines drainées par les bassins versants liées à la pluviométrie importante qu'a connue la région, aussi elle est marquée par la présence de l'eau de mer vue sa proximité du site, on doit aussi signaler que la région est profondément découpée par de nombreux oueds.

III.3.4. Présence d'eau :

Aucun niveau d'eau n'est détecté lors de la réalisation des travaux de reconnaissance sur la profondeur atteinte en mois de juin 2020. Toutefois, la morphologie, la topographie et la nature du sol en surface et en profondeur (présence de marne), par conséquent, des écoulements importants de ruissellements sont à prévoir sur le versant, notamment en période hivernale et en particulier au droit du Thalweg qui passe au droit des futures assiettes des blocs 27 et 29 projetés.



Figure III. 4*:* Ancienne vue arienne du versant et du terrain destiné à recevoir les blocs 27 & 29.



Figure III. 5 Présence d'eau en aval du site

III.4.Contexte sismologique de la région

Le règlement parasismique Algérien, élaboré en 1983 (R.P.A. 83) après le séisme d'El Asnam survenu en Octobre 1980, révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes (arrêté n° 08 du 08 février 2004), divise le territoire Algérien en cinq régions sismiques :

- Zone III : Sismicité élevée.
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone 0 : Sismicité négligeable.

La wilaya de tizi ouzou est classée comme une zone de sismicité moyenne, c'est-à-dire en zone II b.

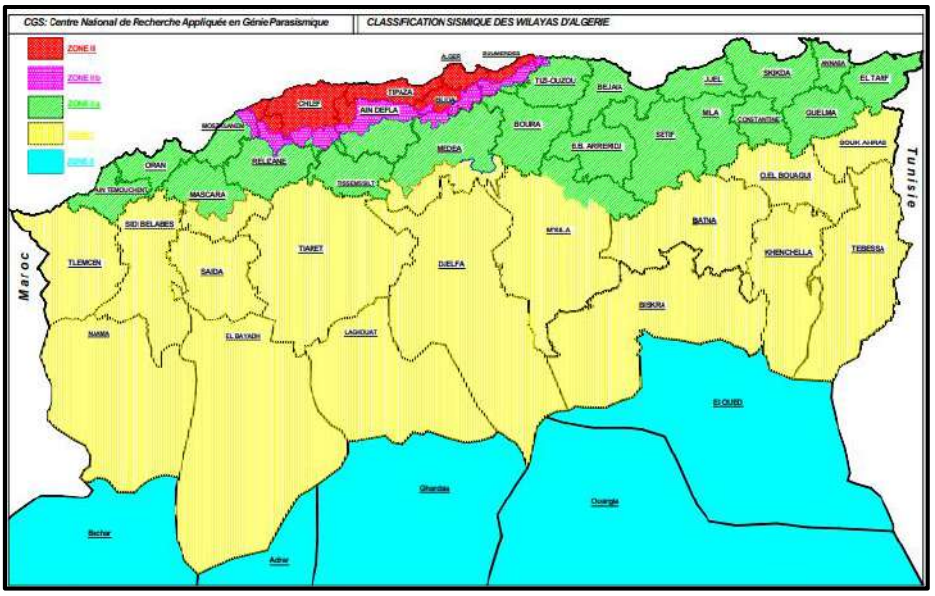


Figure III.6 Carte zonage sismique du territoire national (REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNE(RP), 2003)

III.5 .Reconnaissance géotechnique

III.5.1 les essai in-situ

III.5.1.1Sondage carotté

Quatre sondages carottés allant jusqu'à 20m de profondeur ont été réalisés dans le but de connaitre la nature géologique des formations constituant le sol et de prélever des échantillons pour des essais de laboratoire.

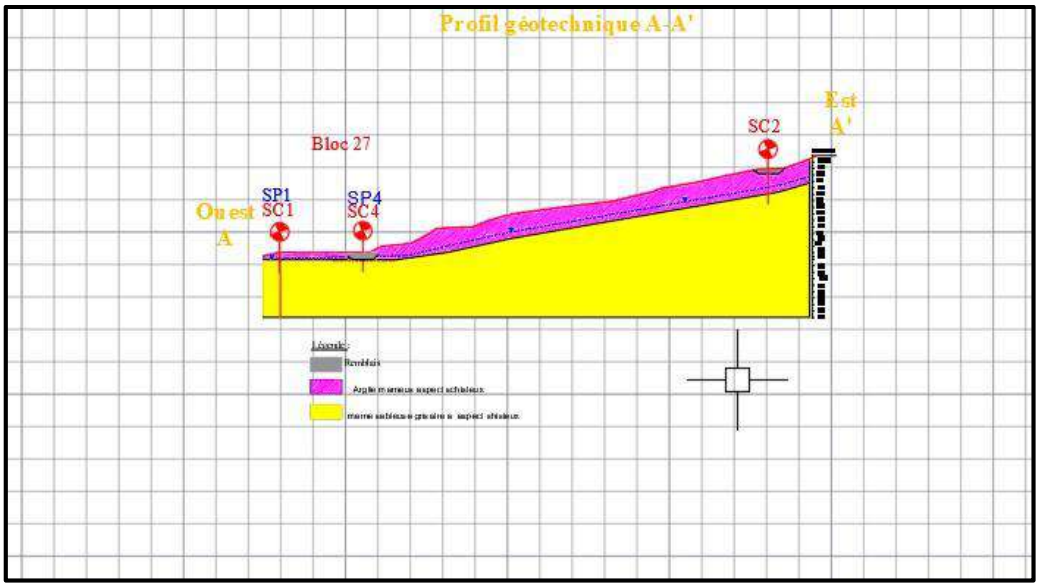


Figure III. 7 Profil lithologique géotechnique A-A' à l'état actuel sur la base du levé topographique fournis

- **Sondage SC 01 :**

0.00 - 2.80 m : Remblais constitué de marne sableuse de couleur grisâtre, avec présence d'une couche de béton à 2.30 m et à 2.6 m de profondeur.
2.80 - 5.00 m : Marne grise altérée sableuse, schisteuse avec présence de cailloux
5.00 - 20.0 m : Marne sableuse schisteuse grise, calcareuse par endroits

- **Sondage SC 02:**

0.00 - 1.30 m : Remblais constitué de corps de chaussée.
1.30 - 3.00 m : Argile marneuse sableuse, jaunâtre à verdâtre, riche encalcaire, refermant des traces d'oxydations, des cailloux entre 1.60 et 1.50 ainsi entre 2.80 et 3.00 m de profondeur.
3.00 - 7.20 m : Argile marneuse, sableuse à aspect schisteux, de couleur grisâtre, avec présence de traces d'oxydation et refermant des cailloux entre 3.00 et 3.50 m
ainsi entre 7.00 et 7.20 m de profondeur.
7.20 ~ 20.0 m : Marne sableuse grisâtre, à aspect schisteux, riche en traces d'oxydation jusqu'à 15.0 m de profondeur

- **Sondage SC03**

0.00 -0.50 m : Argile sableuse marneuse et schisteuse verdâtre à grisâtre, présence des traces d'oxydation et des concrétions de calcaires, ainsi qu'une lentille d'argile sableuse de couleur ocre.

0.50 -1.80 m : Marne schisteuse de couleur verdâtre, avec présence de concrétions calcaires et des traces d'oxydation.

1.80 - 10.0 m : Marne schisteuse verdâtre à grisâtre, avec présence de concrétions calcaires et des calcites de 5.0 m à 7.1 m, des traces d'oxydations devenant plus riches de 8.1 à 8.5 m.

- **Sondage SC04**

0.00 - 2.00 m : Marne schisteuse sableuse verdâtre à grisâtre avec présence de traces d'oxydations de 0.00 à 0.50 m et de 1.80 à 2.00 m

2.00 - 5.00 m : Argile marneuse sableuse grisâtre, avec présence d'un passage rocheux(calcite) rougeâtre de 2.00 à 2.20 m, enrobée d'une matrice marnoschisteuse.

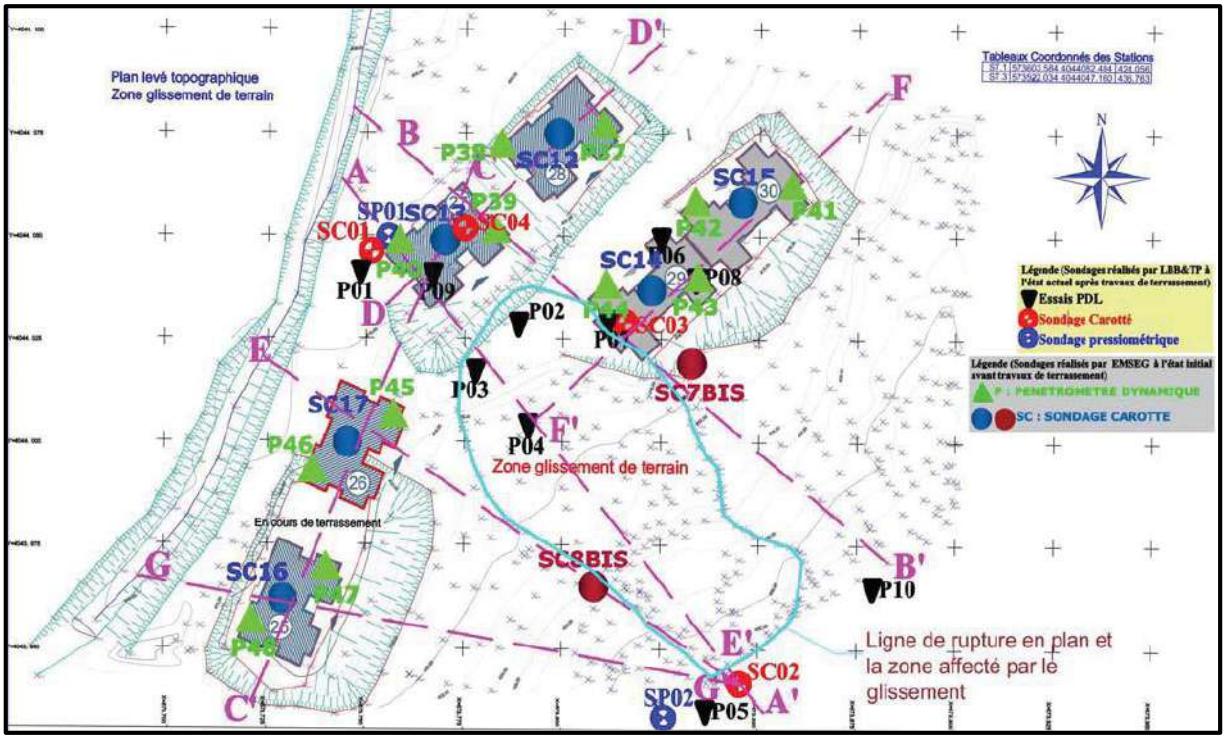


Figure III. 8 Plan d'implantation des sondages et essais réalisés à l'état initial.

La synthèse des résultats des sondages carottés dans la zone d'étude (figure 1) permet de révéler que sous une couche de remblai d'environ 1.30 à 3.00 m d'épaisseur par endroit, on

rencontre une formation d'argile marneuse sableuse, jaunâtre à verdâtre, riche en calcaire, refermant des traces d'oxydations, avec présence des cailloux par endroit et formation d'argile marneuse, sableuse a aspect schisteux de couleur verdâtre à grisâtre, présence de traces d'oxydation et refermant des cailloux de par endroit. Cet ensemble repose sur une marne gris bleuâtre, à aspect schisteux riche en traces d'oxydation et calcareuse par endroits .

Cette couche de marne grisâtre a été localisé à partir de 5.0 m de profondeur en partie avale (SC1) et à partir de 7.5 m de profondeur en partie amont (SC2) .

III.5.1.2 Essai Pressiomètrique

a) Objectif :

Détermination des caractéristiques de résistance et compressibilité d'un sol in situ.

b) Domaine d'application :

L'essai pressiomètrique est à conseiller pour tester des formations peu compressibles, il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous types courants de fondation (semelles, pieux, radiers) on peut en général, l'utiliser pour l'évaluation du tassement.

Cet appareil n'est pas approprié pour la détermination des tassements sur sols très compressibles et pour les problèmes de frottement négatifs sur les pieux.

c) Principe de l'essai :

L'essai préssiomètrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un sondage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déterminées :

• Le module préssiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

• La pression limite P_l qui caractérise la résistance à la rupture du sol.

• La pression du fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

d) Appareillage :

• La sonde comporte trois cellules ; la cellule centrale sert à la mesure, les deux autre sont de garde et ont pour but de créer un champ de contrainte sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.

• Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs : Le manomètre n° 1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz. Le manomètre n° 2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure .Le manomètre n° 3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.

• Le tube gradué de 0 à au moins 750 cm^3 contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée (voir figure II.1).

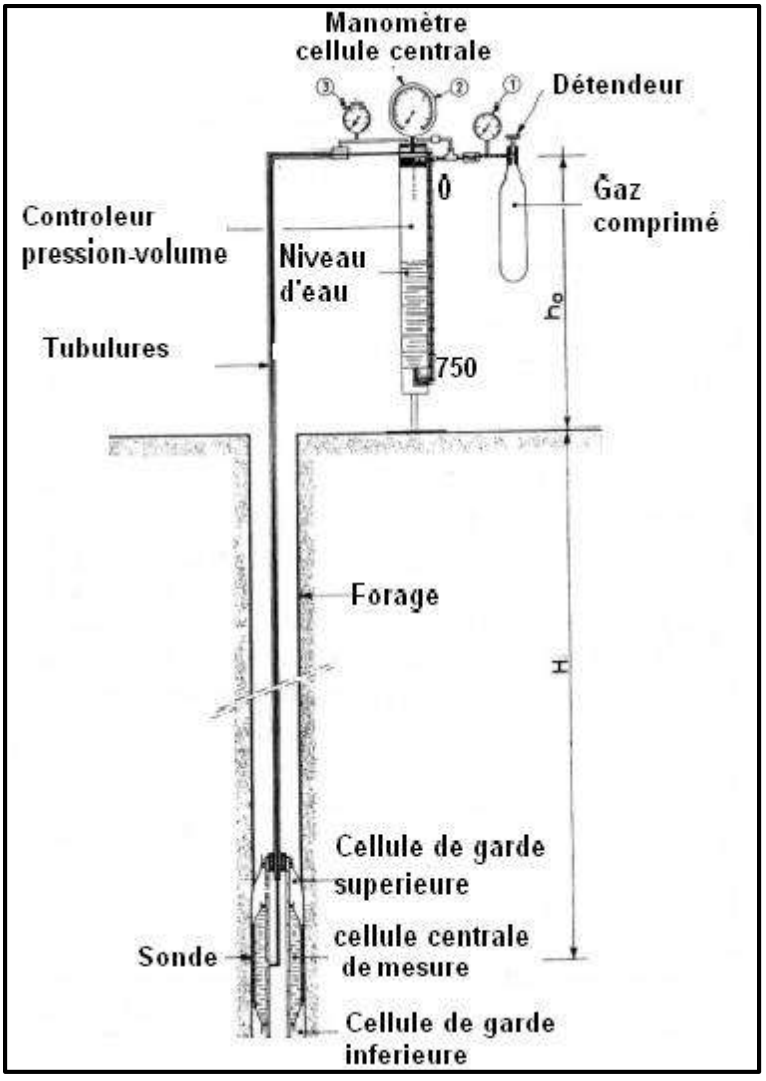


Figure III. 9 Schéma du Préssiomètre (G.Philipponnat, 1998)

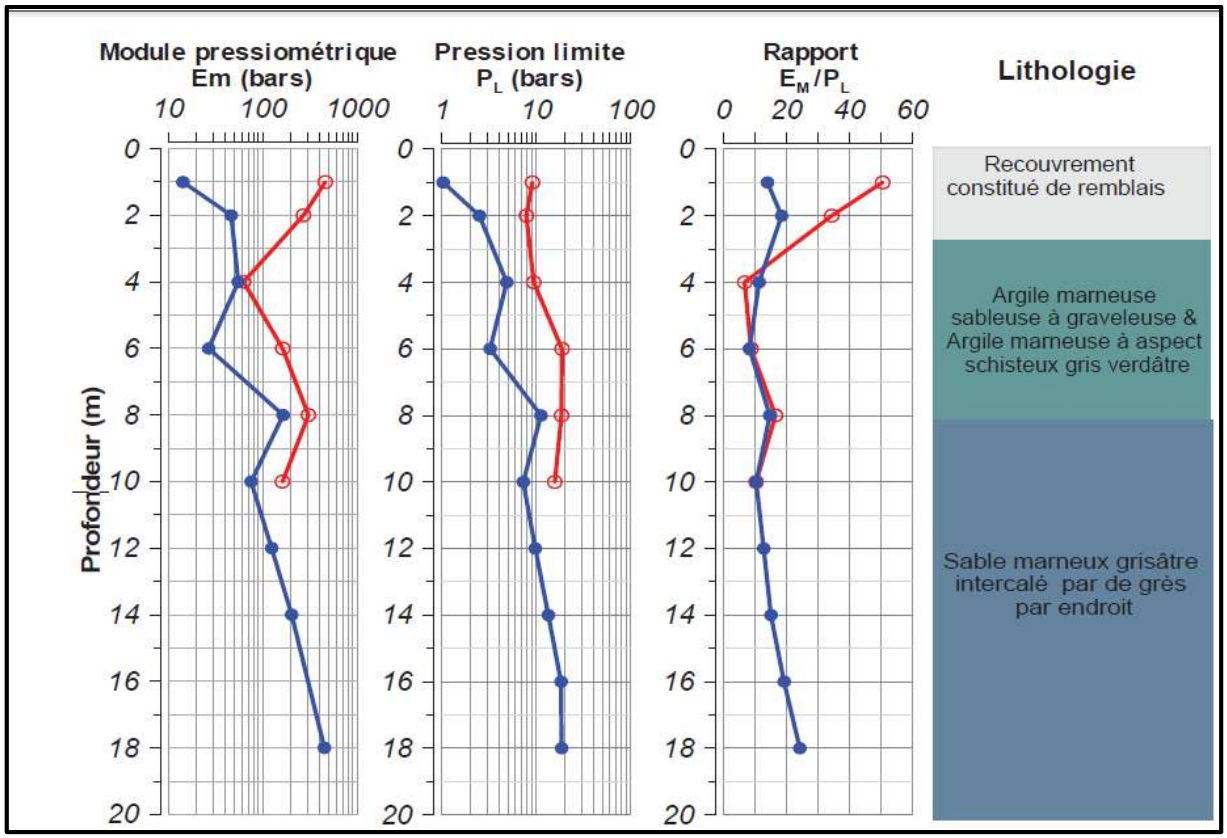


Figure III.10 Résultats des sondages pressiométriques SP-0 (réalisé en aval) et SP-02 (réalisé en amont).

Tableau III.1 Résultats de l'essai Prèssiométrique

N°**de l'esaai**	Profondeur en(m)	Modele de déformation(E)	Pression limite Pl (bars)	E/Pl	**Etat du sol**
SP1	1,0	459,95	9,10	50,54	Remblais
	2,0	269,70	7,85	34,36	Remblais
	4,0	62,89	9,39	6,70	Sous consolidé
	6,0	162,73	18,69	8,71	Sous consolidé
	8,0	304,85	18,49	16,49	Sur consolidé
	10,0	161,56	15,65	10,32	Normalement consolidé
	12,0	-	-	-	-
	14,0	-	-	-	-
	16,0	-	-	-	-
	18,0	-	-	-	-
SP2	1,0	14,29	1,03	13,92	Remblais
	2,0	46,22	2,50	18,46	Surconsolidé
	4,0	54,90	4,87	11,27	Normalement consolidé
	6,0	26,69	3,24	8,24	Sous consolidé
	8,0	164,03	11,20	14,64	Normalement consolidé
	10,0	75,25	7,29	10,32	Normalement consolidé
	12,0	124,42	9,76	12,75	Normalement consolidé
	14,0	202,23	13,42	15,07	Normalement consolidé
	16,0	352.34	18,31	19,24	Surconsolidé
	18,0	449,46	18,57	24,20	Surconsolidé

La synthèse des résultats des deux sondages pressiométriques révèle principalement trois (03)

horizons, à savoir :

- Le premier horizon représentant une couche de remblais.
- Le deuxième horizon composé essentiellement d'argile marneuse sableuse à parfois graveleuse et d'argile marneuse à aspect schisteux gris verdâtre caractérisée par des pressions limites comprises entre 2,5 et 11,2 bars et des modules pressiométriques compris entre 26 et 164 bars et un rapport Ep/pl compris entre 6,7 et 18,46 avec une moyenne de l'ordre de 11,86. Ces résultats indiquent des sols sous-consolidés à normalement consolidé avec surconsolidés par endroit.

- Le troisième horizon composé principalement d'une couche de marne à aspect schisteuse grisâtre. Cet horizon est caractérisé par des pressions limites comprises entre 7,3 et 18,69 bars et des modules pressiométriques compris entre 75 et 450 bars et un rapport Ep/pl compris entre 8,7 et 24,2 avec une moyenne de l'ordre de 14,63. Ces résultats dévoilent des sols normalement consolidés à surconsolidés.

- **Cohésion non drainé (à court terme) pour les couches de recouvrement (argile marneuse sableuse à graveleuse et argile marneuse schisteuse jaunâtre à gris verdâtre) *:***

  Pour ces formations d'argile marneuse schisteuse de couleur jaunâtre à gris verdâtre, la cohésion non drainée à partir des résultats de l'essai pressiométrique est : Cu = 37~110 kPa avec une valeur moyenne de l'ordre de 70 kPa.

  Le module d'élasticité de ces couches de recouvrement (argile marneuse sableuse à graveleuse et argile marneuse schisteuse jaunâtre à gris verdâtre (Es) est de l'ordre 7,15 MPa estimé à partir du module pressiométrique. Sachant que la moyenne du module pressiométrique pour ces couches est de l'ordre Em=4,76 MPa avec un type de sol moyen normalement consolidé ou normalement serré.

- **Cohésion non drainé (à court terme) pour la couche de marne grisâtre à aspect schisteux:**

Pour cette formation de marne grisâtre schisteuse de couleur gris bleuâtre, la cohésion non drainée à partir des résultats de l'essai pressiométrique : Cu = 74~135 kPa avec une valeur moyenne de l'ordre de 116 kPa.

Le module d'élasticité de cette formation de marne grisâtre schisteuse (Es) est de l'ordre 35,5 MPa, estimé à partir du module pressiométrique. Sachant que la moyenne du module Pressiométrique pour ces couches est de l'ordre E_m=23,42 MPa avec un type de sol en moyen Normalement consolidé ou normalement serré.

D'après RPA 99, révisées en 2003, et sur la base des pressions limites et des modules Pressiométriques, la couche d'argile marneuse à aspect schisteuse peut être classé dans la catégorie S_3 à S_4, formation très meuble à meuble. Cependant, la couche de marne grisâtre peut être classé dans la catégorie S_3.

III.5.1.3 Essais de pénétration dynamique lourd

Dix (10) essais de pénétration dynamique ont été exécutés sur site à l'aide d'un Pénétromètre Dynamique Lourd normalisé conformément à la norme AFNOR P94-115-114 et XP P94-063.

Les résultats des essais de pénétration dynamique font ressortir dans l'ensemble du site un sol caractérisé par des résistances dynamiques de pointe faibles à moyennes en surface puis augmentent en profondeur pour atteindre des valeurs élevées, au-delà de 60 et 100 bars dans la couche du sous-sol marneux grisâtre à aspect schisteux gris bleuâtre (**Tableau III.3**). L'objet essentiel des essais au pénétromètre dynamique lourd effectués sur site est de déterminer l'épaisseur de la couche de recouvrement et de déduire le niveau de la couche résistante qui servira à l'ancrage des ouvrages projetés.

Tableau III.2 Resultat de l'essais de pénétration dynamique lourd

N° d'essai	Profondeur (m)	Résistance de la pointe Rp (bars)	Observations
P 01	0,00 – 3,00 m	30< Rp < 310	Sans refus à 6.0 m de profondeur
	3,00 – 6,00 m	30 < Rp < 210	
P 02	0,00 – 6,00 m	35 < Rp <120	Sans refus à 6.0 m de profondeur
P 03	0,00 – 0,40	0 < Rp < 80	Sans refus à 6.0 m de profondeur
	0,40 – 1,60	10 < Rp < 30	
	1,60 – 7,00	10 < Rp < 30	
P 04	0,00 – 1,00 m	20 < Rp < 200	Sans refus à 11.0 m de profondeur
	1,00 – 3,20 m	40< Rp < 60	
	3,20 – 7,50 m	20< Rp < 50	
	7,50 – 11,0 m	50< Rp < 140	
P 05	0,00 – 1,00 m	24< Rp < 200	Sans refus à 10.0 m de profondeur
	1,00 – 4,00 m	20 < Rp < 40	
	4,00 – 7,50 m	60 < Rp < 100	
	7,50 – 10,0 m	100 < Rp < 150	
P 06	0,00 – 1,00 m	50< Rp < 100	Refus à 5.40 m de profondeur
	1,00 – 5,20 m	60 < Rp < 120	
P 07	0,00 – 2,00 m	40 < Rp <100	Sans refus
	2,00 – 4,00 m	75 < Rp <100	
	4,00 – 10,0 m	90 < Rp <155	
P 08	0,00 – 3,00 m	0 < Rp < 80	Refus à 7.40 m de profondeur
	3,00 – 7,40 m	10 < Rp < 30	
P 09	0,00 – 1,00 m	100 < Rp < 150	Refus à 4.60 m de profondeur
	1,00 – 4,40 m	150 < Rp < 235	
P 10	0,00 – 6,00 m	20 < Rp < 100	Sans refus
	6,00 – 10,00 m	90 < Rp < 160	

III.5.2 Les essais au laboratoire

Un programme d'essai de laboratoire a été établi par le Laboratoire sur les prélèvements en particulier au niveau des formations où seront implantées les fondations. Les essais effectués sont les suivants :

- Mesure de la masse volumique sèche γd (KN/m3)
- Mesure de la masse volumique humide γh(KN /m3)
- Essais mécaniques :

- Cisaillement rectiligne



Figure III.11 Les échantillons prélevés pour les essais du laboratoire (du sondage carotté SC03).

III.5.2.1 Les essais mécaniques

Essai de cisaillement :

L'objectif des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contraintes normales σet d'en déduire les valeurs des paramètres mécaniques φ et C caractérisant le comportement du sol. L'appareil le plus utilisé est la boite de Casa grande, l'échantillon de sol est placé entre deux demi- boites pouvant glisser l'une sur l'autre, un effort normal au plan de glissement est appliqué par un piston et maintenu constant, et on mesure l'effort normal maximal de cisaillement en enregistrant une courbe effort - déformation.

Le cisaillement rectiligne donne à la rupture un couple de valeur (σN, σT) qui définit un point dans la courbe intrinsèque déterminée par coulomb :$\tau = c + \delta tg\varphi$

L'angle de frottement interne φ du sol est l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses tandis que la cohésion C est l'ordonnée à l'origine.

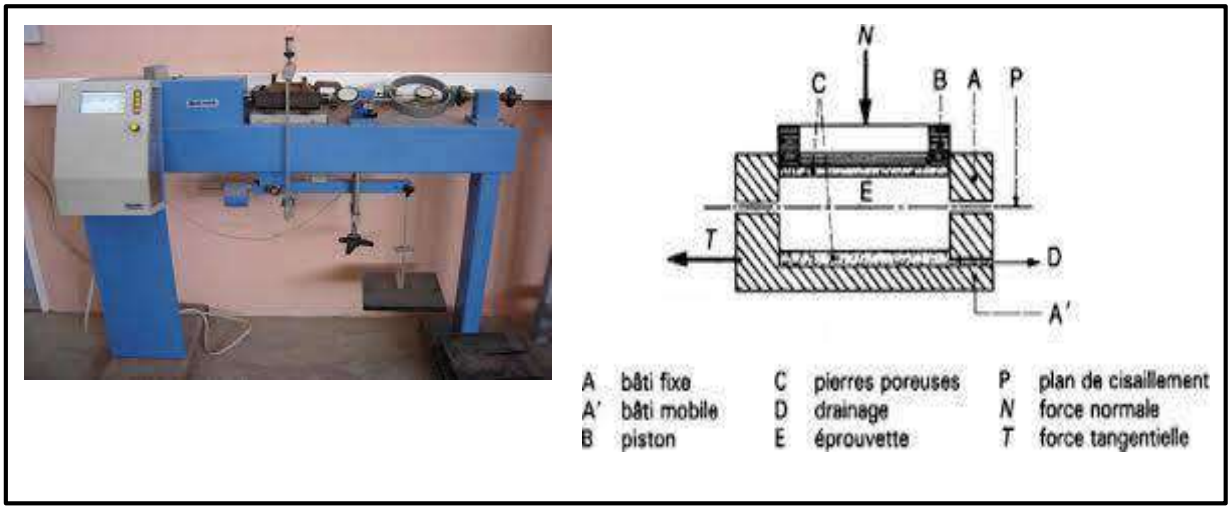


Figure III.12 Appareil de cisaillement

Tableau III. 3 Paramètres à court terme des différentes couches de sol déduites à partir des résultats desrapports de sol des laboratoires

Nature du sol ou lithologie	γ_h (kN/m^3)	γ_d (k N/m^3)	Cuu (kN/m^2)	φuu (°)
Remblais	20	18	0	30
Argil marneuse sableuse à graveleuseet argile marneuse schisteuse verdâtre	19,8	18,9	60	17
grisâtre à aspect schisteuxgrisâtre à bleuâtre	22,5	19,4	90	12

Tableau III. 4 Paramètres à long terme des différentes couches de sol déduites à partir des résultats desrapports de sol des laboratoires EMSEG et LBB&TP.

Nature du sol ou lithologie	γ_h (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	CCD (kN/m^2)	φCD (°)	Esol (MPa)
Remblais	20	18	0	30	10
Argile marneuse sableuse à graveleuse et argile marneuse schisteuse verdâtre	19,8	18,9	7	22,66	7,15
grisâtre à aspect schisteuxgrisâtre à bleuâtre	22,5	19,4	25	27	35,5

III.5.2.2 Interprétation des résultats des essais laboratoire :

Sur la base des coupes lithologiques des sondages carottés réalisés, on peut subdiviser le sol en trois (02) formations géologiques :

- Formation 01 : Argile marneuse sableuse à graveleuseet argile marneuse sableuse
- Formation 02 : Marne à grisâtre

Formation d'Argile marneuse sableuse à graveleuseet argile marneuse sableuse

Densités sèches

La valeur de la densité sèche est comprise entre 1.53 et 20.2 kN/m3 et traduit en général des sols de densités moyennes à élevés, non saturés.

Limites d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg indiquentun sol peu à moyennement plastique.

Essais de Cisaillement

La résistance au cisaillement rectiligne obtenu dans ces argiles marneuses schisteuses est assez variable. Les caractéristiques non consolidé et non drainé (UU) obtenues dénotent des sols fermes à l'état sec, s'expriment une cohésion variante de 46 à 88 kPa et un angle de frottement compris entre 13.6 et 21.4°. Cependant, les caractéristiques consolidées et drainées (CD), s'expriment une cohésion variante de 7 à 20 kPa et un angle de frottement compris entre 22.64 et 25.66°.

- **Formation du sous sol Marne à grisâtre**

Densités sèches

Cette formation est caractérisée par une densité sèche de 1.52 et 20.3 kN/m3 traduisant en général un sol dense à très dense, non saturé.

Limites d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg indiquent unsol peu à moyennement plastique.

Essais de Cisaillement

La résistance au cisaillement obtenue est assez variable. Les valeurs caractéristiques d'angle de frottement sont compris entre 3.6 et 29.3º avec des cohésions entre 6 et 66 kPa pour le type non consolidé non drainé (UU). Cependant, les caractéristiques consolidées et drainées (CD) pour cette formation, ont été estimés à une cohésion de 25 kPa et un angle de frottement del'ordre de 27°.

CHAPITR IV

CALCUL DE STABILITE

Chapitre IV : Calcul De Stabilite

IV.1. Introduction

Il existe plusieurs façons de calculer le facteur de sécurité Caractéristiques géotechniques des différentes couches qui composent le terrain (cohésion c, angle Frottement interne φ, densité humide, etc.) et géométrie de pente instable.

Le choix de la méthode de calcul dépend du type de glissement constaté. Dans notre cas, nous commencerons par analyser manuellement les deux fichiers de configuration différent, le facteur de sécurité est calculé en appliquant la méthode des tranches Fellenius, nous utiliserons ensuite le logiciel de calcul "Talren" pour l'analyse, en utilisant trois Méthodes : Fellinius, Bishop et Perturbation. Facteurs de sécurité obtenus à l'aide de ces méthodes seront comparés et expliqués.

IV.2 Calcul de stabilité en rupture circulaire

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire, parmi elles on utilisera dans notre cas la méthode des tranches de Fellenius.

La méthode des tranches de Fellenius développée en 1916 par Peterson pour les ruptures circulaires perfectionnées par Fellenius en 1927 puis par Bichop en 1954 enfin étendu à la rupture non circulaire par Nouveiller en 1965.

IV.3. Le principe de la méthode des tranches de Fellinius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques **ci**, $\boldsymbol{\varphi i}$, **γi .**

Soit un cercle de centre O et de rayon R dont on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement circulaire découpant le volume du sol intéressé à un certain nombre de tranche limité par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches **(Figure IV.1).**

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le sol à un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

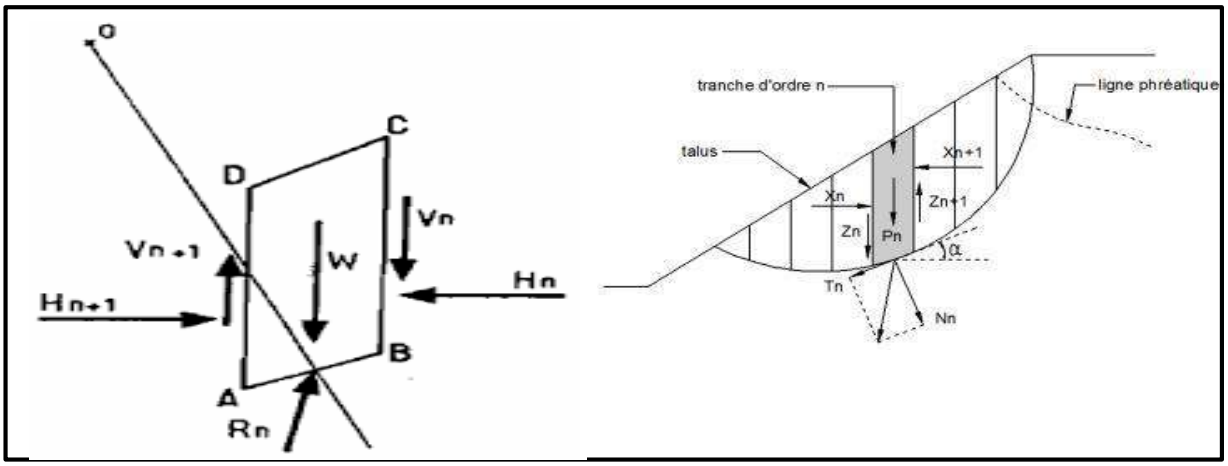


Figure IV.1 : Découpage en tranches d'un talus (G.Philipponnat, 1998)

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Le poids W .
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc (AB).
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions verticales et réactions horizontales, il s'agit des forces internes au massif étudié.

On définit par rapport au centre O :

❖ Le moment moteur : c'est le moment tendant à provoquer le glissement ce qui fait basculer le sol.

❖ Le moment résistant qui s'oppose au glissement.

Le coefficient de sécurité sera défini comme suit :

$$\boldsymbol{Fs = \frac{\sum Moment\ resistance}{\sum Moments\ moteures}}$$

$$\boldsymbol{Fs = \frac{\sum_i^n [Ci.Li + (Wi.cos\alpha i - Ui.Li)tan\varphi i]}{\sum_i^n (Wi\ sin\alpha i)}}$$

$$\boldsymbol{L_i = \frac{bi}{cos\ \alpha i}}$$

- Les moments moteurs sont dus aux poids et les surcharges éventuelles.
- Les moments résistants sont dus aux frottements et la cohésion
- n : nombre total de tranche
- ci et φi : caractéristiques mécaniques de la tranche

- bi : la largeur de tranche.
- αi : angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale .
- Wi : le poids propre du sol de la tranche considérée.
- Ui : la pression interstitielle.

IV.4 Application de la méthode des tranches sur les cas étudiés :

IV.4.1 Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN

Talren est un logiciel convivial sous Windows© permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, en utilisant les méthodes suivantes : la méthode de bishop, la méthode de fellenius, la méthode de perturbation et la méthode du calcul à la rupture avec ou sans renforcements .

a. L'interface du logiciel Talren

Fichier : ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

Edition : permet de copier le dessin dans le presse-papier du Windows

Affichage : définir les paramètres de la grille, zoom,

Données : Les menus "Données" d'une part, "Phases et situations" et "Calcul et résultats" d'autre part permet d'introduire automatiquement des à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonné et couches) constituant le talus, les conditions complémentaire nécessaire pour le calcul.

Application au glissement étudié

- **Description générale du projet :**

Une fois le Talren est lancé on crée un nouveau fichier, alors une boîte de dialogue apparait (description générale du projet), Les données à compléter dans cette boîte sont les suivantes :

- Numéro d'affaire, Titre du calcul, Lieu et commentaires (facultatifs).
- Xmin, Xmax et Ymax : limites en X pour la définition du modèle, et cote maximale du modèle (ces valeurs sont obligatoires elles correspondent aux abscisses minimale et maximale du modèle)
- Système d'unités et poids volumique de l'eau.

- Méthode de calcul par défaut et pondérations par défaut.

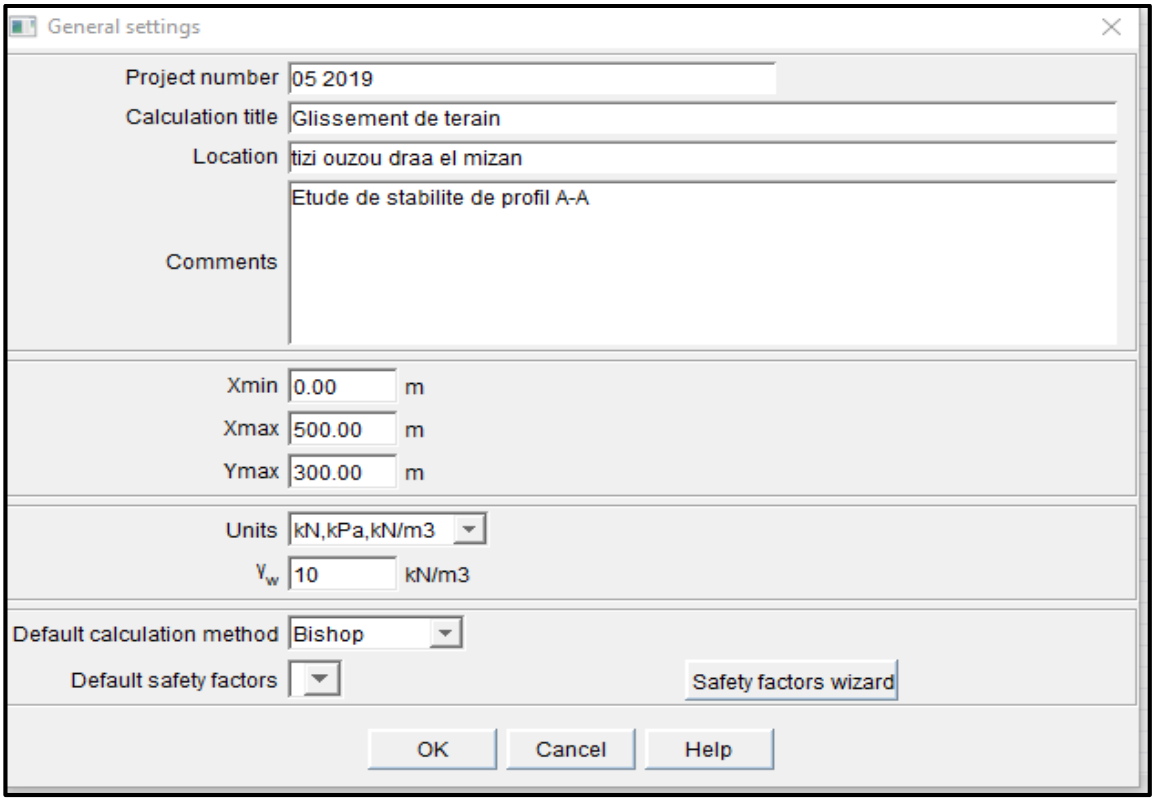


Figure IV.2 : Description générale du projet.

b. Définition de la géométrie

La définition de la géométrie est à fin de dessiner le talus dans le cas étudié en introduisant dans la boite de dialogue géométrie pour :

- L'onglet points : les coordonnés X (distances en m) et Y (altitudes en m) de tous les points de la géométrie.
- L'onglet segments : Numéros des segments (ceux-ci sont attribués automatiquement et ne sont pas modifiables).

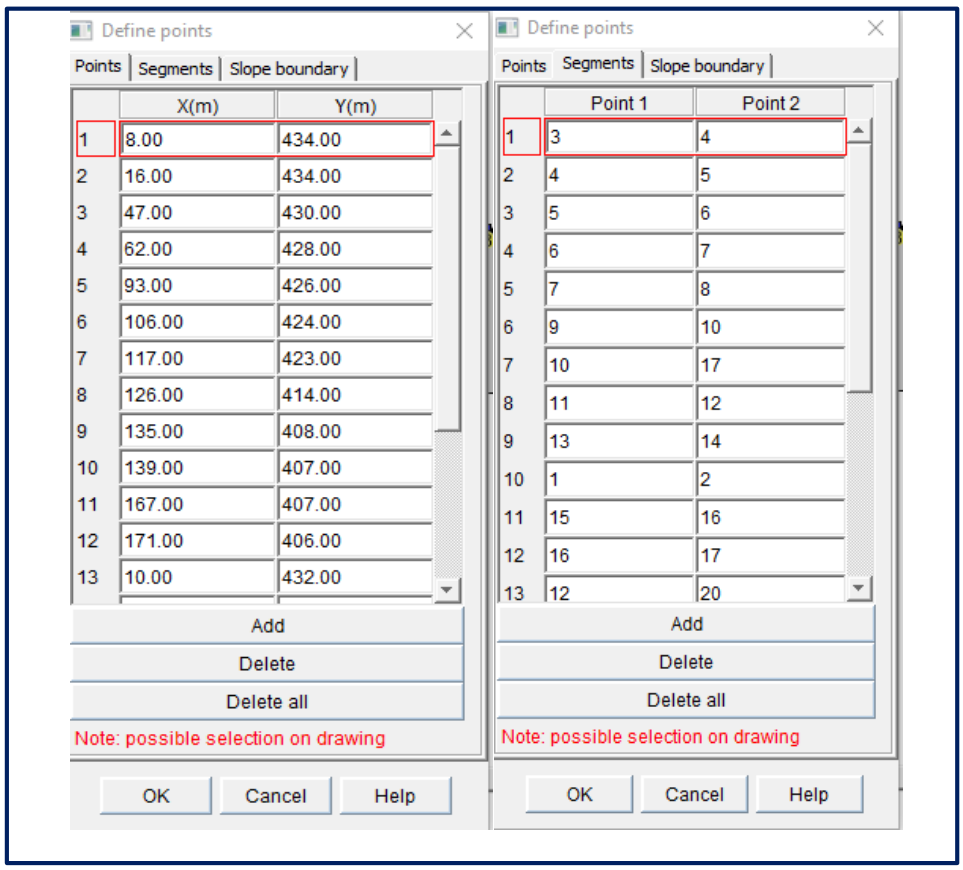


Figure IV. 3 : Définition de la géométrie.

c. Caractéristiques des sols

La définition des caractéristiques des sols n'est possible que via une boîte de dialogue, accessible par le menu « Données », option « Caractéristiques des sols », les donnés introduites pour chaque couche sont : Poids volumique γ et case à cocher action favorable, Couleur ou motif, Case à cocher anisotropie et type de cohésion.

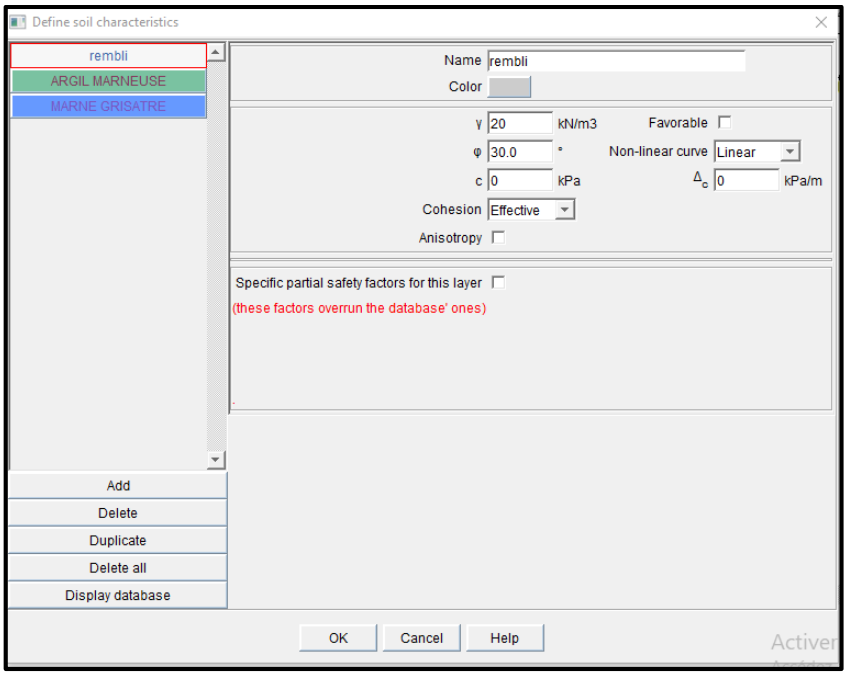


Figure IV.4: Définition des caractéristiques des sols.

d. Le mode phasage/calculs

Dans le menu phasage/calculs On accède à :

- la définition des conditions hydrauliques par le bouton Une boîte de dialogue s'ouvre et plusieurs types de définition sont possibles, on choisit l'option nappe phréatique et on définit le toit de la nappe.
- La définition de la situation sélectionnée pour définir les surfaces de rupture .

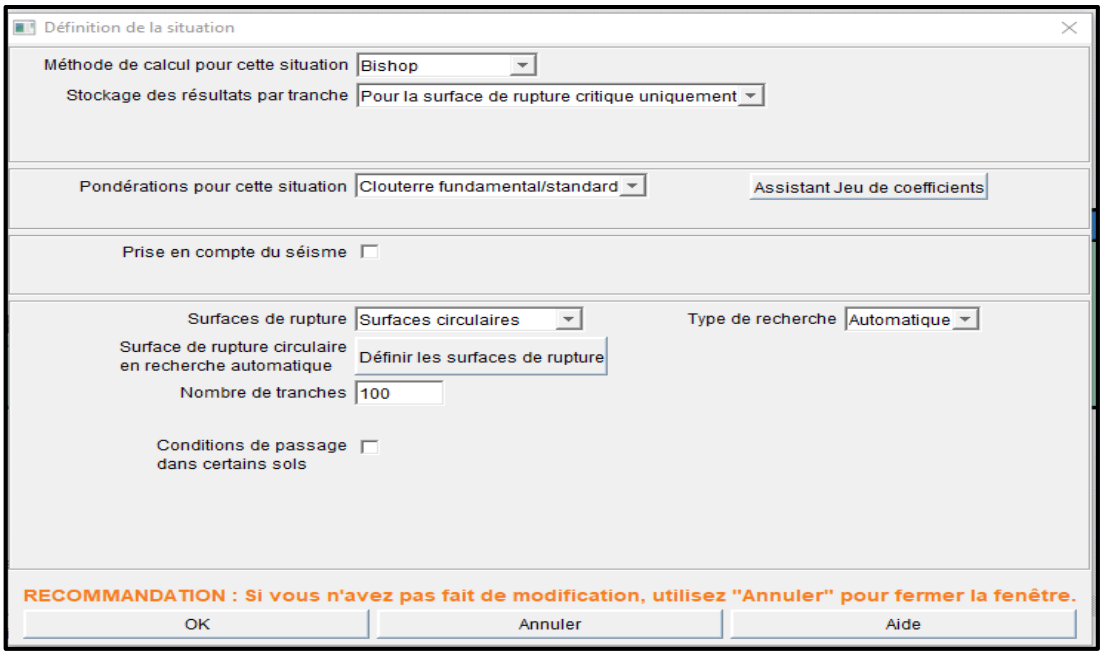


Figure IV.5 : Définition de la situation.

Une fois les donnés sont bien introduits on passe ou calcul de la situation sélectionnée par le bouton ∑.

Les paramètres géotechniques introduits dans Talren pour la modélisation du profil A-A sont :

Tableau IV.1 : paramètres géotechniques des couches de sol

Nature du sol ou lithologie	γ_h (kN/m³)	C_{uu} (kN/m²)	φ_{uu} (°)
Remblais	20	0	30
Argile marneuse sableuse à graveleuseet argile marneuse schisteuse verdâtre	19,8	60	17
grisâtre à aspect schisteuxgrisâtre à bleuâtre	22,5	90	12

IV 4.1.1Analyse à court terme sans séisme

la coefficient de sécurité à court terme sans séisme Fs > 1, 3 c'est vérifie

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode bishop sans séisme**

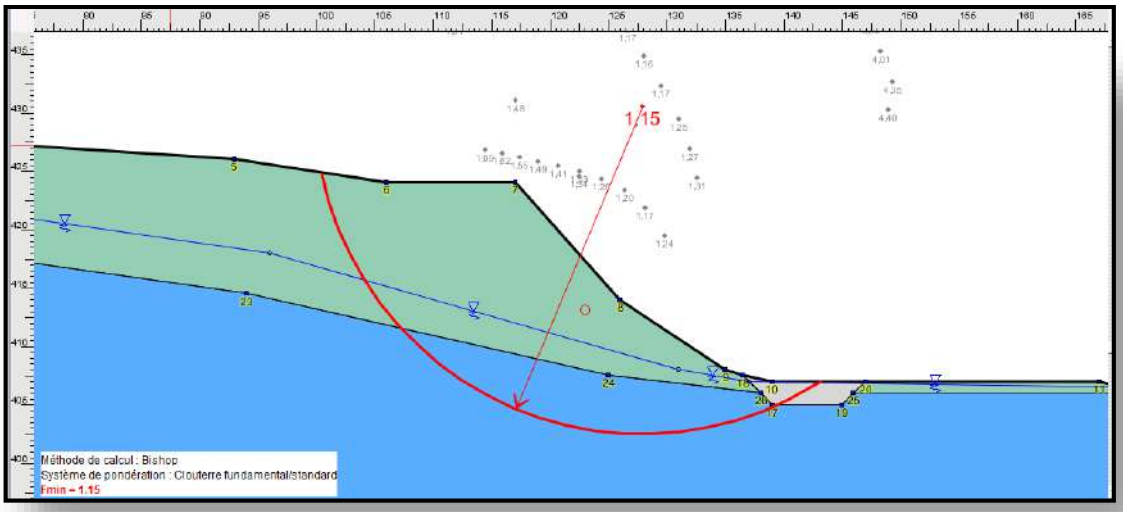


Figure IV.6 : Methode de calcul Bishop sans séisme

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode fellenius sans séisme**

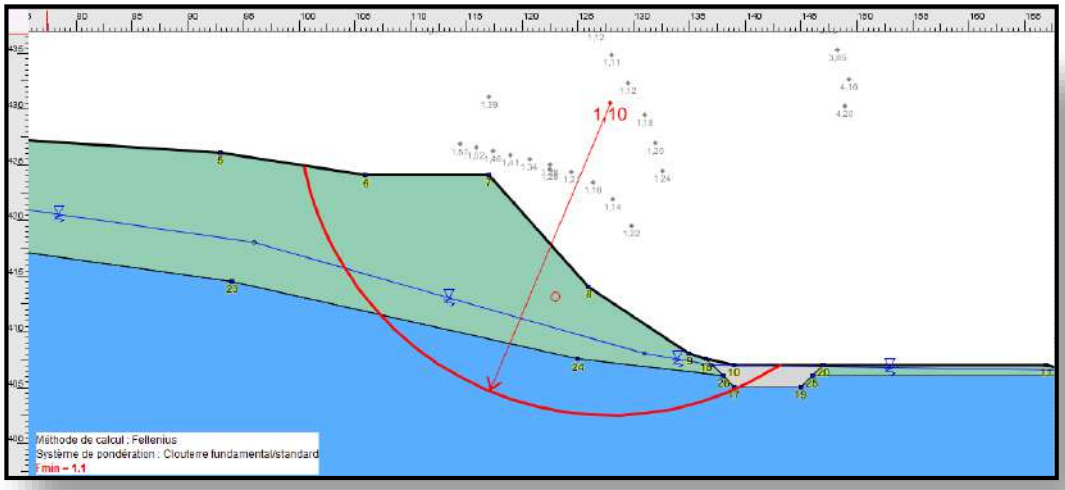


Figure IV.7 : Methode de calcul fellenius sans séisme

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode perturbations sans séisme**

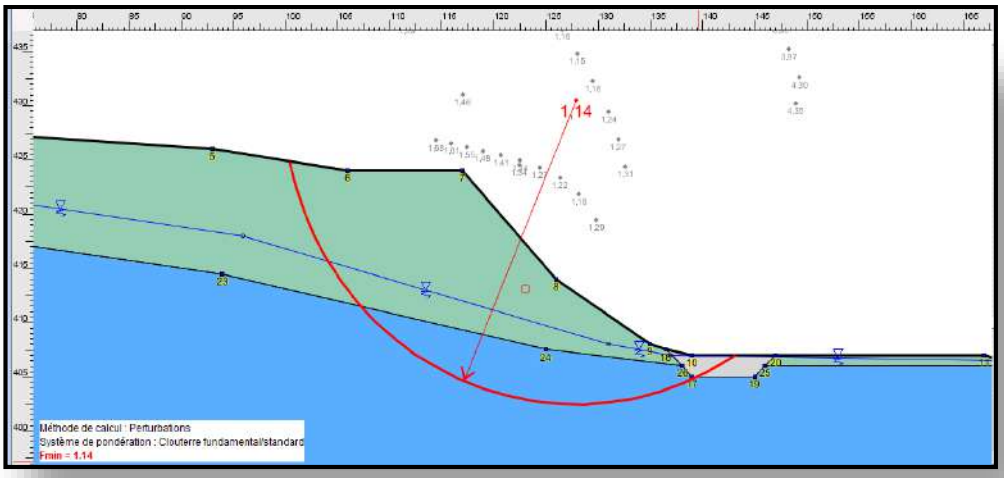


Figure IV.8 : Méthode de calcul perturbations sans séisme

Tableau IV.2 : résultat du la coefficient de sécurité sans séisme

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	1,15
Fellenius	1,10
Perturbations	1,14

IV 4.1.2Analyse à court terme avec séisme

la coefficient de sécurité à court terme sans séisme Fs > 1 c'est vérifie

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode bishop avec séisme**

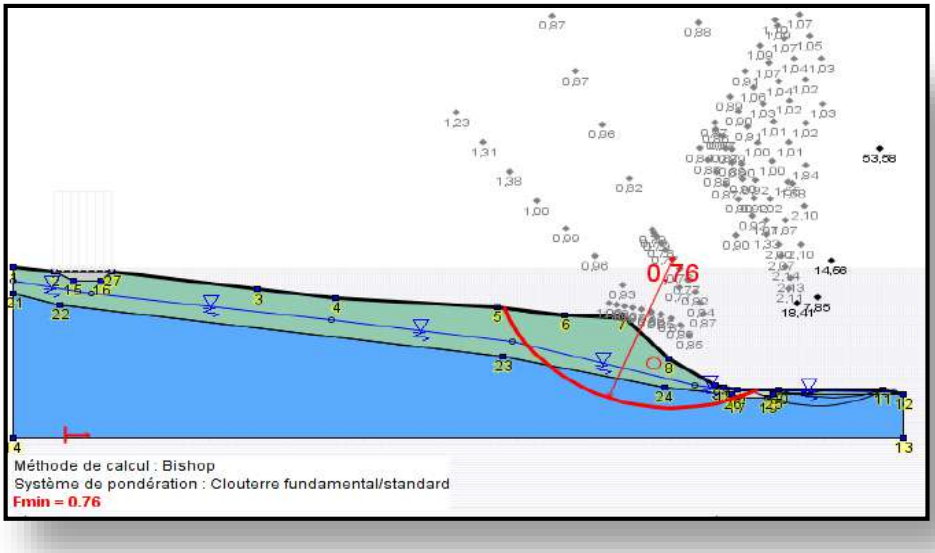


Figure IV.9 : Methode de calcul Bishop

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode fellenius avec séisme**

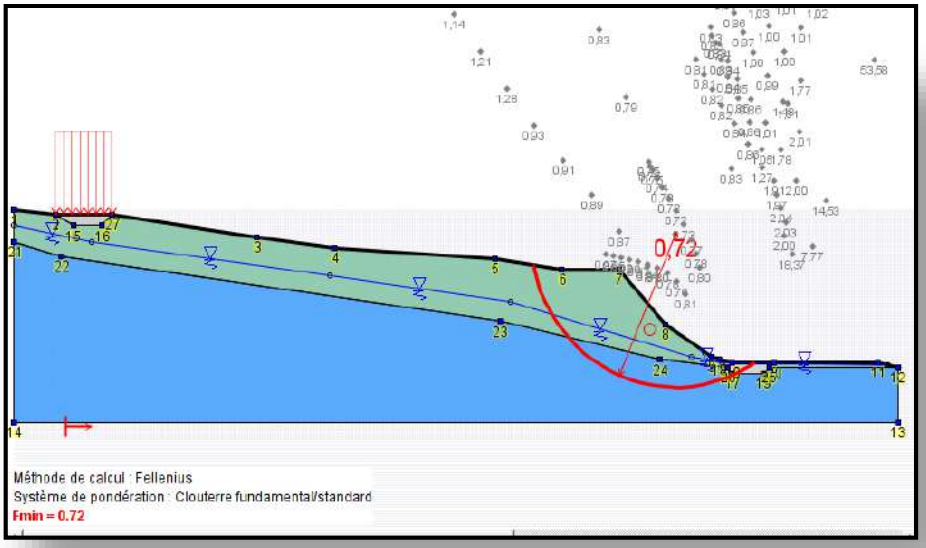


Figure IV.10 : Méthode de calcul fellenius

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode perturbations avec séisme**

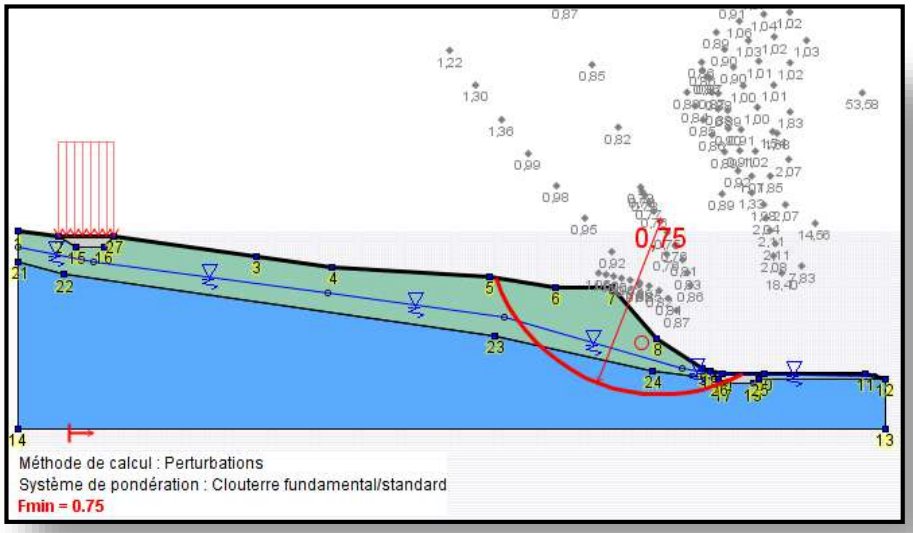


Figure IV.11 : Méthode de calcul perturbation

Tableau IV. 3 le résultat du coefficient de sécurité avec séisme

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	0,76
Fellenius	0,72
Perturbations	0,75

La Caractéristiques des sols a long terme

La définition des caractéristiques des sols n'est possible que via une boîte de dialogue, accessible par le menu « Données », option « Caractéristiques des sols », les donnés introduites pour chaque couche sont : Poids volumique γ et case à cocher action favorable, Couleur ou motif, Case à cocher anisotropie et type de cohésion.

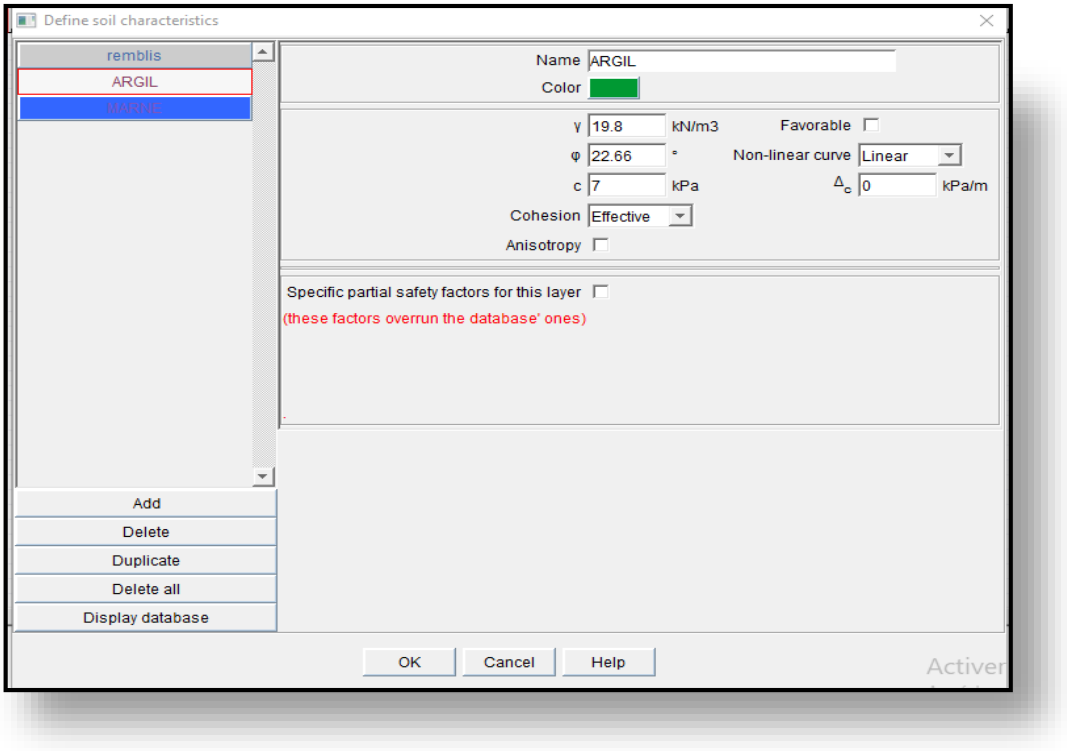


Figure IV.12: Définition des caractéristiques des sols a court terme.

Les paramètres géotechniques introduits dans Talren pour la modélisation du profil A-A sont :

TableauIV.4 : paramètres géotechniques des couches de sol a long terme

Nature du sol ou lithologie	γ_h (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	C_{CD} (kN/m^2)	φ_{CD} (°)	E_{sol} (MPa)
Remblais	20	18	0	30	10
Argil marneuse sable use à graveleuse et argile marneuse schisteuse verdâtre	19,8	18,9	7	22,66	7,15
Marne à grisâtre à aspect schisteux grisâtre à bleuâtre	22,5	19,4	25	27	35,5

4.1.3 Analyse à long terme

la coefficient de sécurité à court terme sans séisme Fs > 1,5 c'est vérifie

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode bishop a long terme**

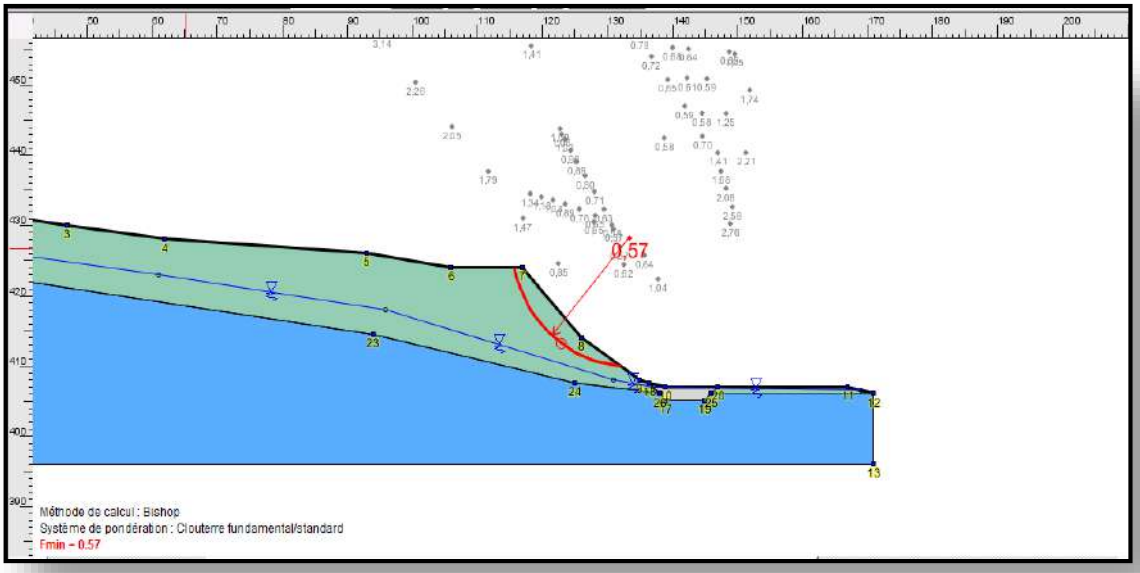


Figure IV.13 : Méthode de calcul Bishop a long terme

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode fellenius a long terme**

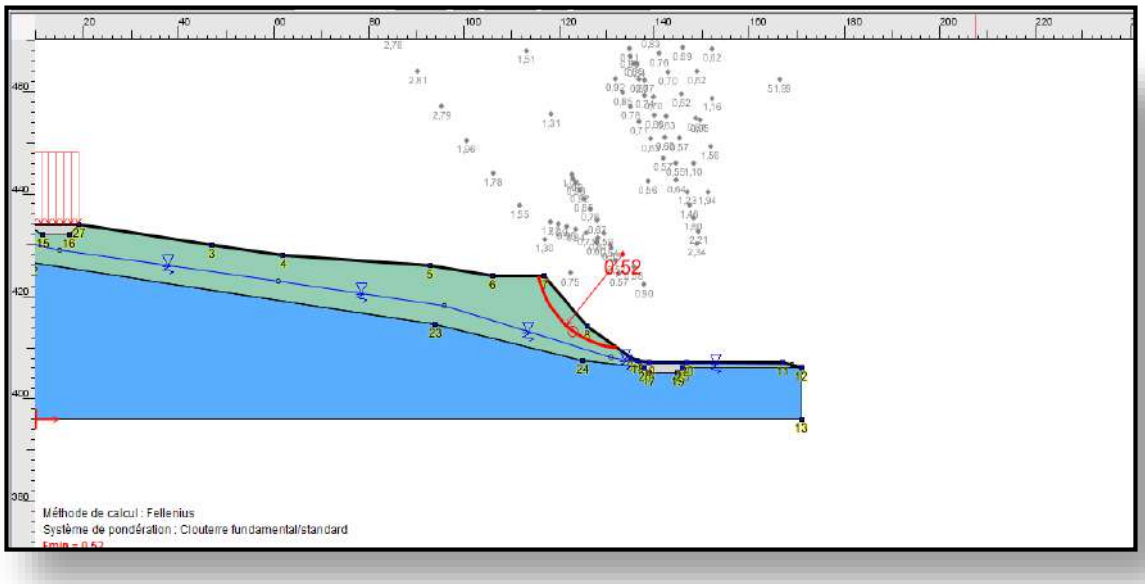


Figure IV.14 : Méthode de calcul fellenius a long terme

- **Calcul le coefficient de sécurité pour la méthode perturbations a long terme**

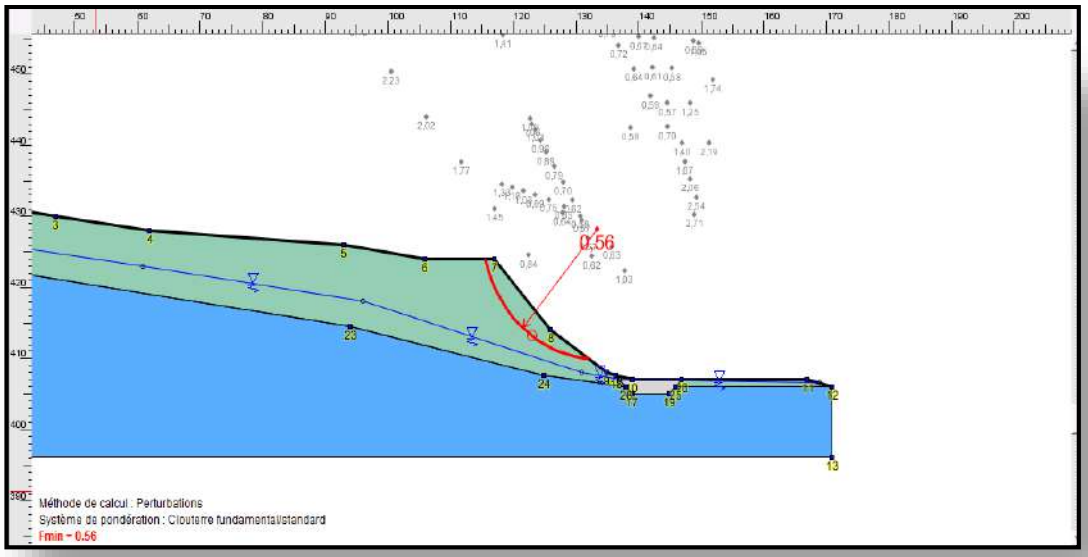


Figure IV.15 : Méthode de calcul perturbation

Tableau IV.5 le résultat du la coefficient de sécurité a long terme

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	0,57
Fellenius	0,52
Perturbations	0,56

Donc âpres le calcul le coefficient de sécurité dans logiciel talren terrain instable

IV.5.2 Détermination du coefficient de sécurité avec PLAXIS

IV.5.1 Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme d'éléments fins en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechnique. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

IV.5.2. Exploitation des résultats :

PLAXIS permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée du maillage
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- Les déformations
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)

- Les contraintes totales
- Les contraintes effectives
- Le coefficient de sur-consolidation
- Les points de déformation plastique
- Le degré de saturation
- Le champ d'écoulement
- Le niveau de l'eau
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

✓ de vecteurs

✓ d'iso-valeur par zone (« shading »)

✓ courbe contour des différentes zones

IV.5. 3 Etapes de modélisation

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous programme (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problèmegéotechnique.

➢ le programme d'entrée de donnée input : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.

➢ le programme calculation : permet de définir les différentes phases de calcul du model.

➢ le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (Déformation de maillage).

➢ le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

- **Type de comportement des matériaux** :

En principe dans PLAXIS tous les paramètres de modélisations sont en espérés entre les caractéristique effective du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraint est la déformation pour les quelle solide, une caractéristique importante des sols et présence d'eau interstitielle ; les pressions interstitielle influencent significativement la réponse du sol:

- Comportement drainé: c'est le cas des solssecsou avecune forte imperméabilité.

- Comportement non drainé: c'est le cas des sols fins qui on tune faible perméabilité.
- Comportement non poreux :applicable à la modélisation des bétons et des roches.

Modélisation du talus

Pour tracer la géométrie du talus on a besoin d'introduire les paramètres obtenus dans les essais aulaboratoire et les essais in-situ.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et des types de chargement se font dans lesous-programme **'Input'**.

Le sous-programme **'calculations'** permet de définir les différentes phases de calcul du modèle. La visualisation des résultats et donné par le sous-programme **'output'** qui nous les donne sousdifférentes formes (maillage déformé, une carte de iso-valeurs etc..).

Le sous-programme **'curves'** permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

lité de talus à l'état initial

(La figure IV.9) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial (sans traitement), il est de 171 m de largeur et 39 m de hauteur, formé de schiste altéré a friable grisâtre avec des passages des schistes argileux surmonté sur un remblai. Un système de charge de 10 kPa a été utilisé pour simuler les bâtiments. La plate-forme n'affecte pas la stabilité du talus, donc nous n'avons pas besoin de la modéliser.

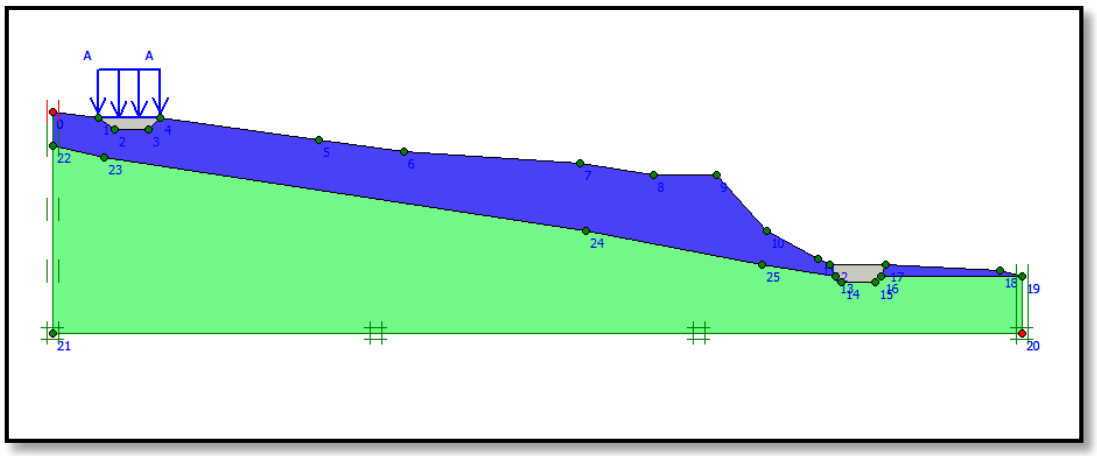


Figure IV.16 Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d.

Avant de définir les couches, on doit appliquer les conditions aux limites, le plaxis2d va bloquer le modèle dans les lignes verticaux au sens horizontal et en bas, il va bloquer en vertical et en horizontal pour laisser la liberté de cette géométrie bouge tranquillement.

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique, on utilise Mohr-coulomb parce qu'il donne des bons résultats et des estimations proches à la réalité avec les roches, les sols…etc.

Dans Le type de comportement matérial type, on choisit drained parce que le piézomètre a montré qu'il a une nappe phréatique très loin de notre terrain. Même si le sol est saturé, le schiste est perméable donc on va choisir toujours un comportement drainé.

Les caractéristiques physiques et mécaniques ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais in-situ. Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil :

TableauIV.7: Caractéristiques physico-mécanique de glissement

Mohr-coulomb		Remblais	Argile	Marne
Paramètre	Unités			
Γ_{unsat}	KN/m^3	18	19.8	22 .5
Γ_{sat}	KN/m^3	18	19.8	22.5
E_{ref}	KN/m^2	1,000E+04	7150.00	3,550E+04
V	/	0,30	0,35	0,30
C_{ref}	KN/m^2	0	60	90
Φ	[°]	30	17	12

IV 5.5.1 Analyse à court terme sans séisme

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité Fs=1,35.Le talus est par conséquence classé précairement stable. Cela signifie qu'une petite modification de l'angle de talutage entraîne un glissement. **Figure IV.17**représente la courbe de facteur sécurité en fonction de déplacement.

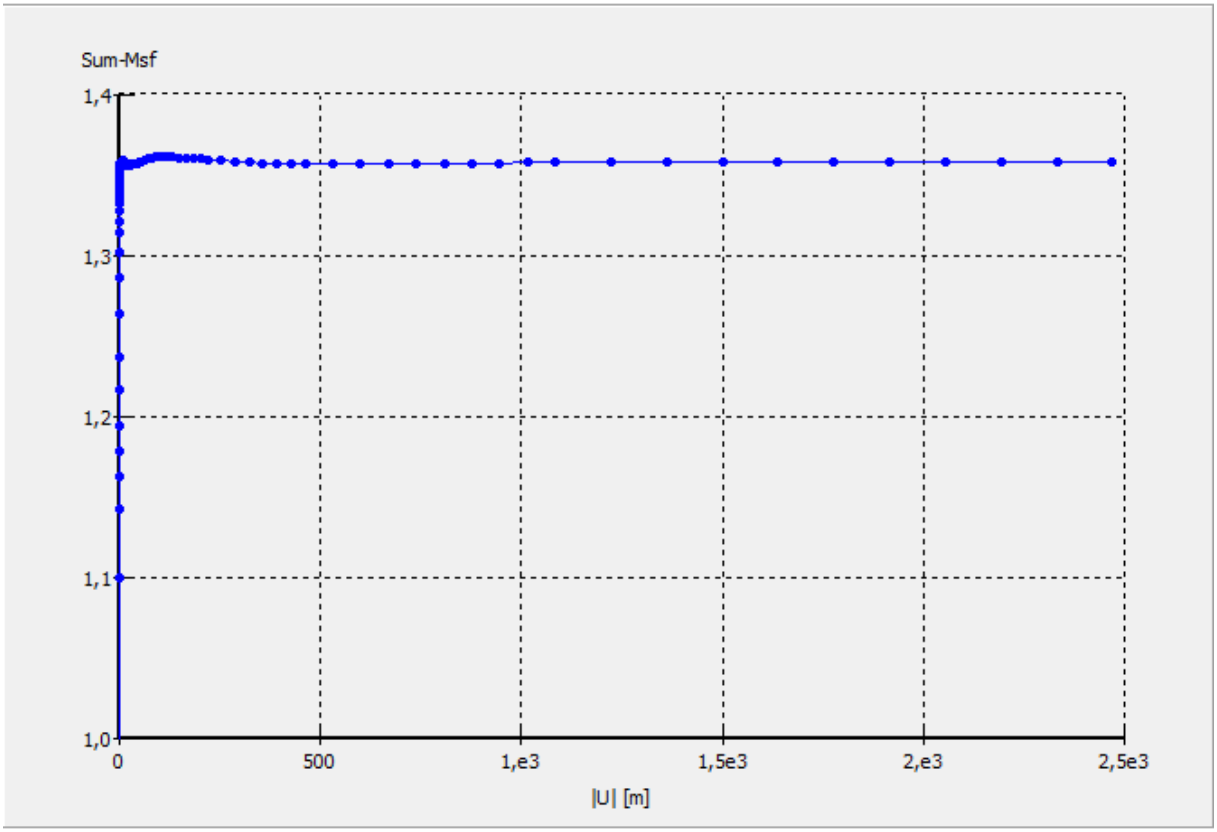


Figure IV.17 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis 2D.

IV 5.5.2Analyse à court terme avec séisme

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité Fs=0,82.Le talus est par conséquence classé précairement stable. Cela signifie qu'une petite modification de l'angle de talutage entraîne un glissement. **Figure IV.18**représente la courbe de facteur sécurité en fonction de déplacement.

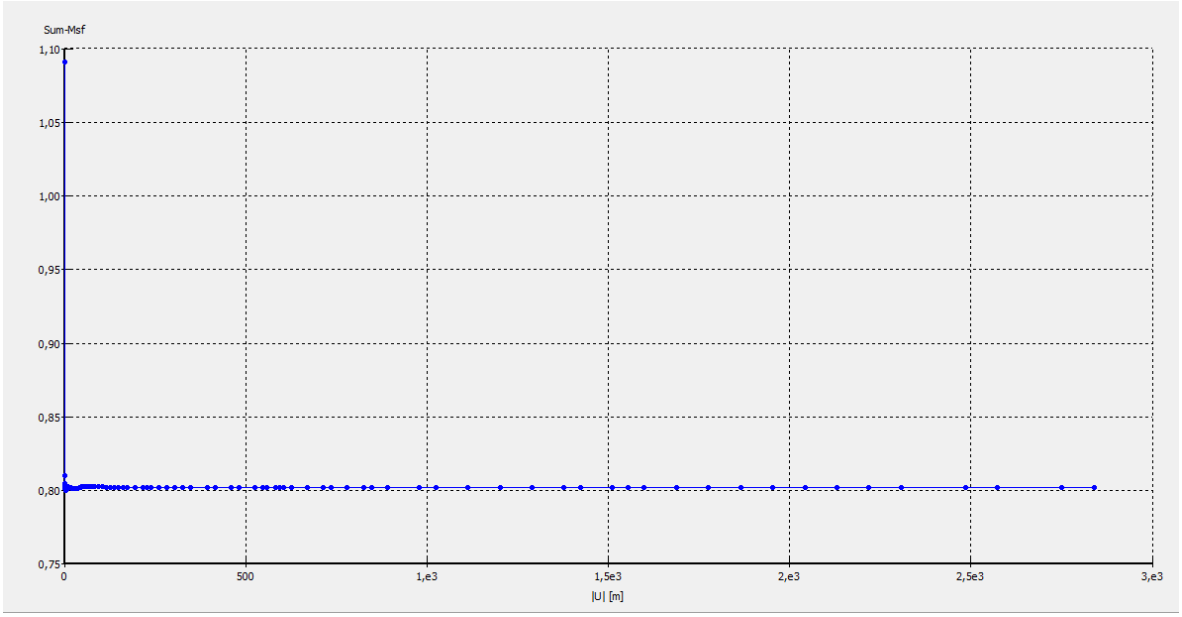


Figure IV.18 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D avec séisme .

IV 5.5.3 Analyse à long terme

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité Fs=0,8à.Le talus est par conséquence classé précairement stable. Cela signifie qu'une petite modification de l'angle de talutage entraîne un glissement. **Figure IV.19**représente la courbe de facteur sécurité en fonction de déplacement.

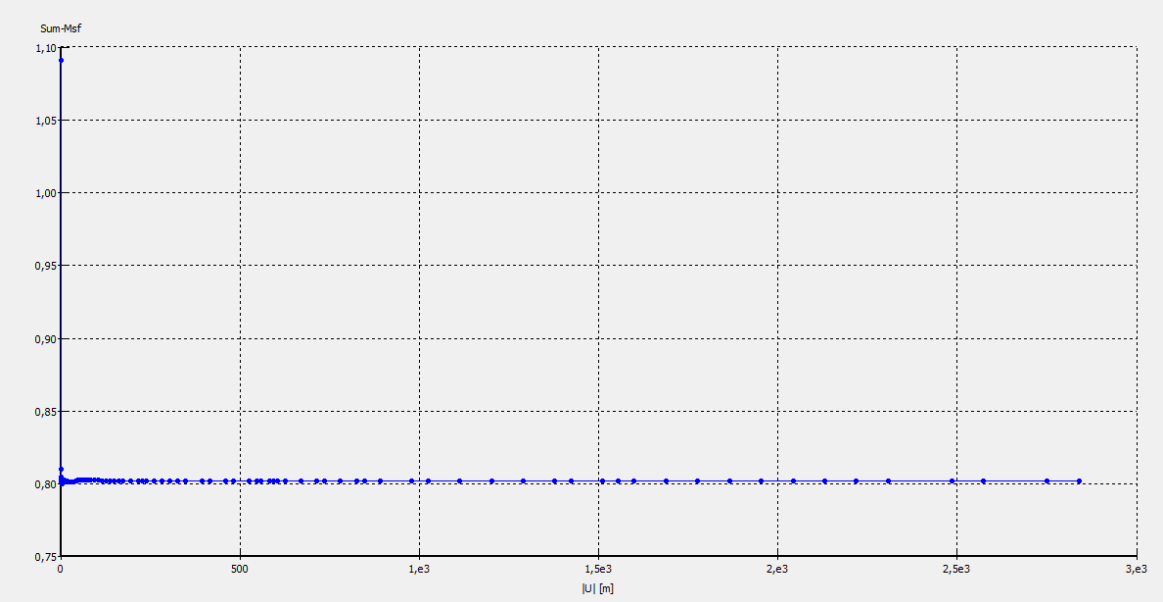


Figure IV.19 : Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D a long terme **.**

IV. 6.1 Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis 2D et Talren, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est inférieure à 1,5. Donc le talus est en équilibre instable.

Ce résultat indique qu'un changement minime de l'angle de talutage peut conduire rapidement à un glissement. Il peut être conclu donc la suppression d'une petite masse de sol en pied du talus entraine le glissement.

Les résultats trouver par les deux logiciels Talren et Plaxis 2D sont relativement en concordance

Il peut être observé aussi que la masse de sol glissée laisse former un talus plus raide, c'est ce qui entraine d'autres glissements par récurrence.

IV .7Conclusion

Un talus est considéré comme stable pour la surface de glissement considérée si le coefficient de sécurité a court terme sans séisme 1,3 et a court terme avec le séisme vaut au moins 1 et a long terme vaut au moins 1,5.

Nous avons calculé le coefficient de sécurité par la méthode des tranches, car cette méthode conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de l'eau.

En variant le rayon du cercle de rupture, on cherche le coefficient de sécurité le plus probable Les résultats obtenus dans le calcul méthode de Fellenius et bishop pour les profils A-A et qui sont respectivement Fs= 0.72 avec séisme et sans séisme égal 1,15 et a long terme égal 0,56 valeurs sont proches de 1 donc le talus est instable.

Les différentes méthodes utilisées par le logiciel Talren pour le profil donne toutes des coefficients de sécurité inférieure à 1.5 et 1,3 ,1 avec des valeurs très proches.

La présence de la nappe a une grande influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

CHAPITREV :
ETUDE DE CONFORTEMENT

Chapitre V : Etude de confortement

V.1. Introduction

Les solutions d'amélioration de la stabilité d'un talus instable sont diverses, elles peuvent être regroupé en quatre familles : celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui agissent sur les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les caractéristiques du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité.

V.2.Renforcement des talus par des pieux

V.2.1. Définition d'un pieu

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

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

V.2.2. Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux réalisés par excavation du sol et les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux forés et dans le second les pieux battus.

- **Pieux forés**

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

- **Pieux battus**

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

V.3 dimensionnement des pieux.

Le diamètre de pieux 0, 6ø m et longueur égal 10,84 m

Tableau V.1 : Paramètre utilisés pour l'élément de confortement

Elément	EA [KN/m]	EI [KN m^2/m]	d [m]	v
Pieu	4600	1642	2,070	0,15

Avec :
EA : la rigidité axiale
EI : rigidité flexionnelle
W : point de l'élément
v: Module de poisson du béton

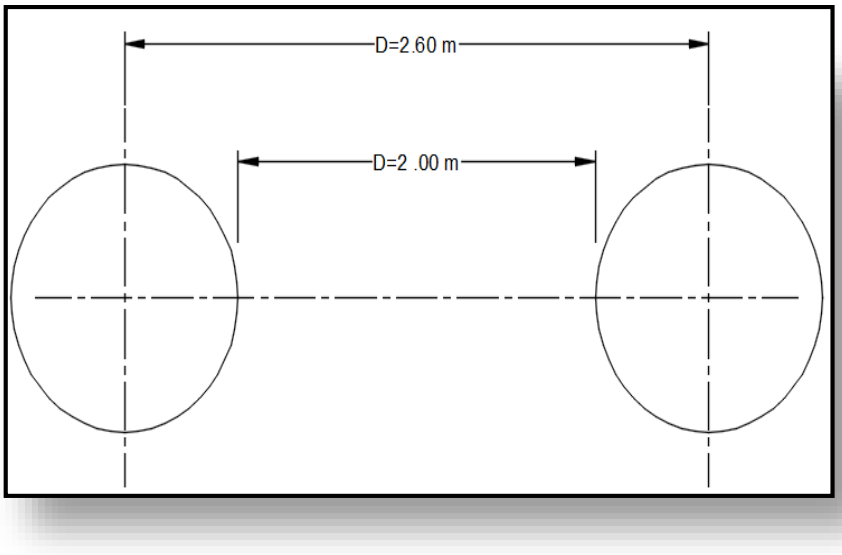


Figure V.1 : Distance entre les pieux.

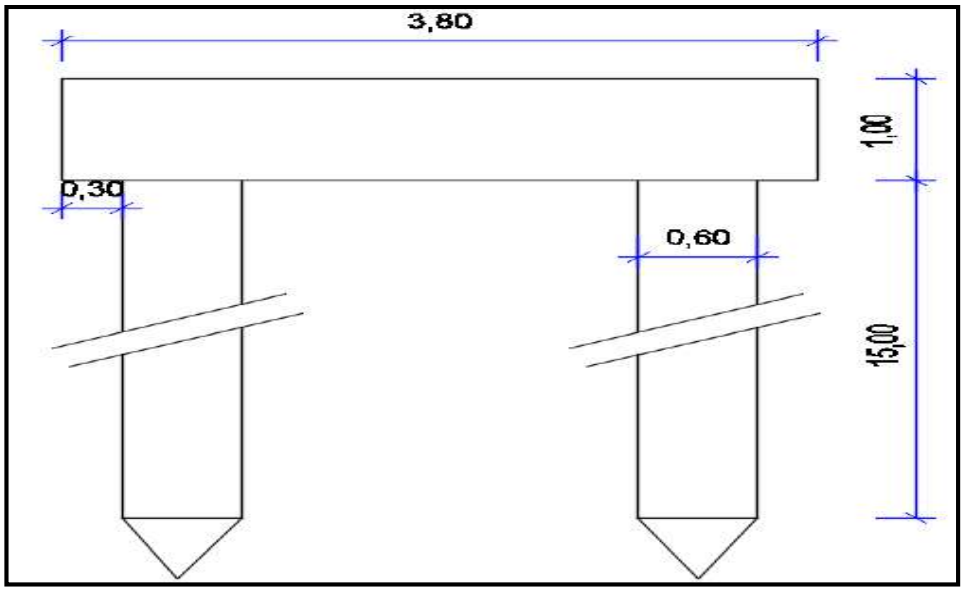


Figure V.2 : Détail d'exécution des pieux de et la poutre de couronnement.

V.4 Modélisation du problème avec confortement par le logiciel Talren

V .4.1 modélisation avec des pieux :

La définition des renforcements de pieux forés avec le tableau suivant :

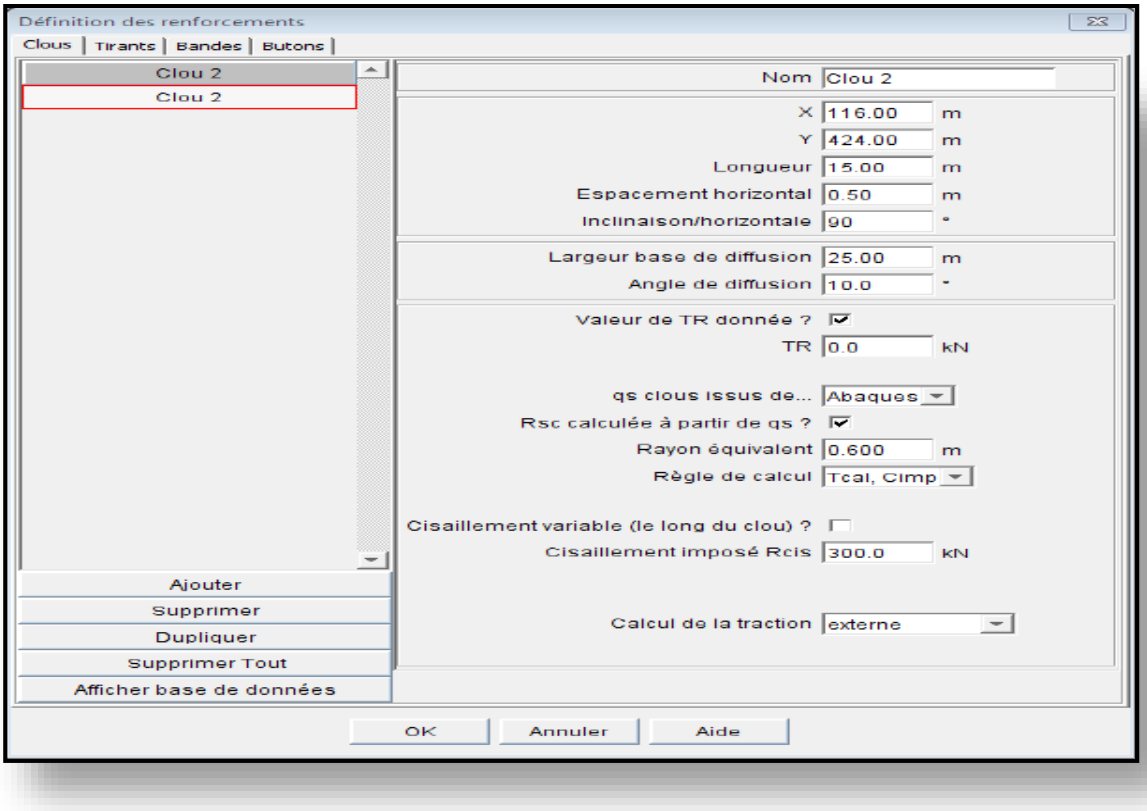


Figure V.3 : Définition des renforcements des pieux fore

V .4.1.1Modélisation du talus par pieux sans séisme

- **Résultat de la Modélisation du talus par pieux sans séisme pour la méthode bishop**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation des les pieux foré égal 1,76

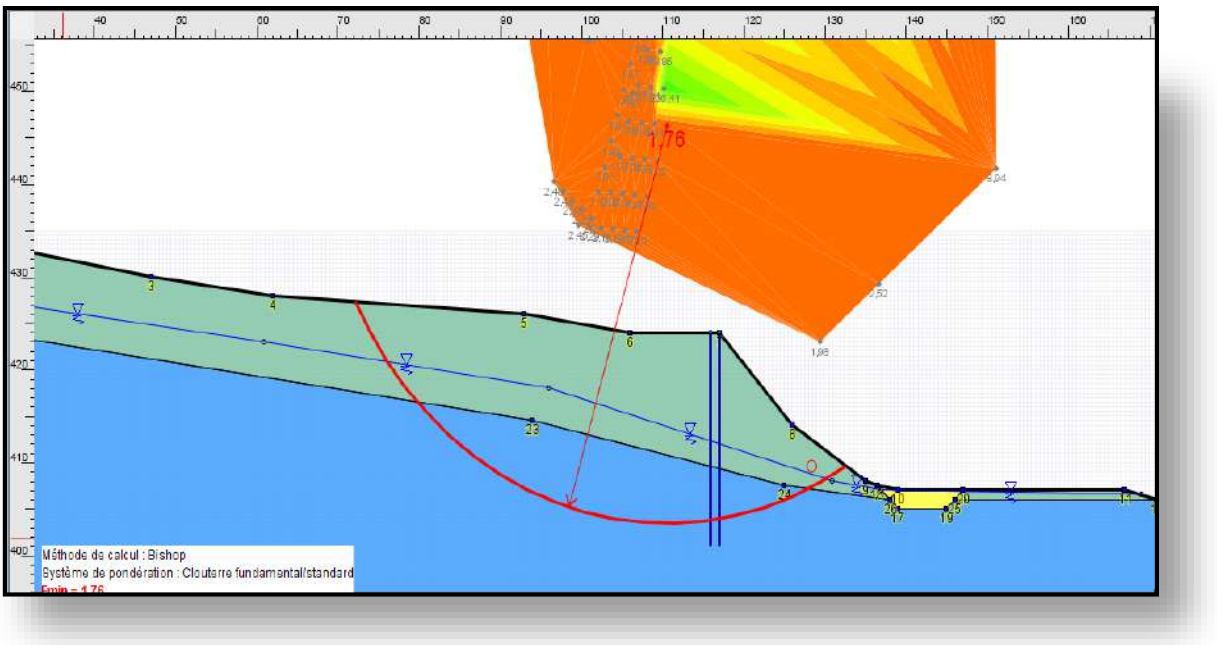


Figure V.4 : La solution des pieux avec la méthode bishop sans séisme

- **Résultat de la Modélisation du talus par pieux avec séisme pour la méthode fellenius**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation des les pieux foré égal 1,67

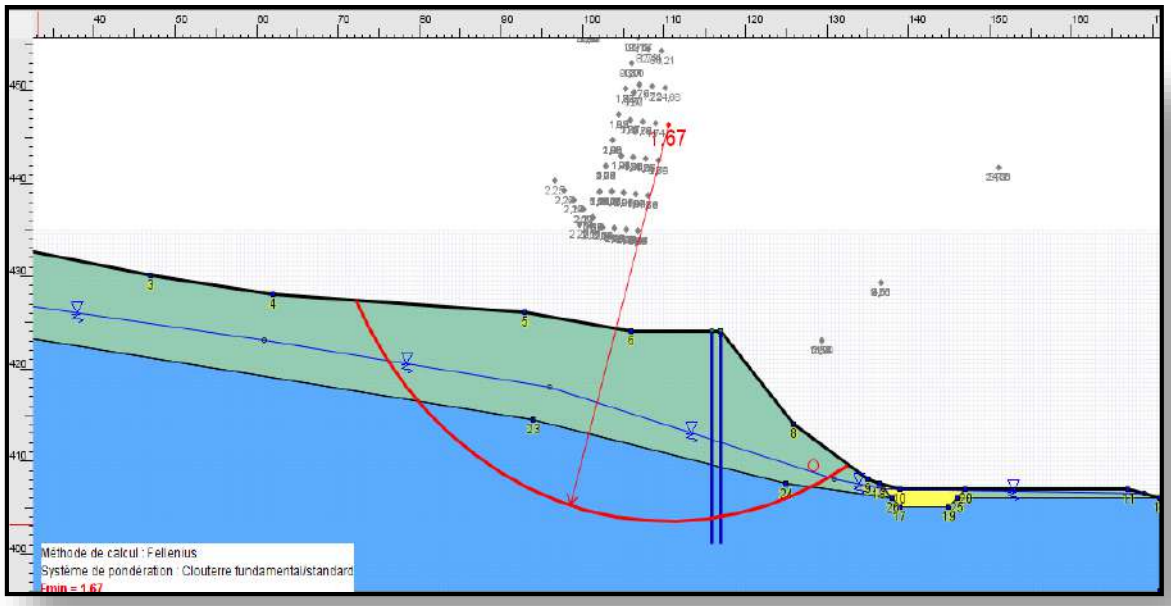


Figure V.3 : la solution des pieux avec la méthode fellenius sans séisme

V .4.1.2 Modélisation du talus par pieux avec séisme

- **Résultat de la Modélisation du talus par pieux avec séisme pour la méthode bishop**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation de les pieux foré égal 1,52

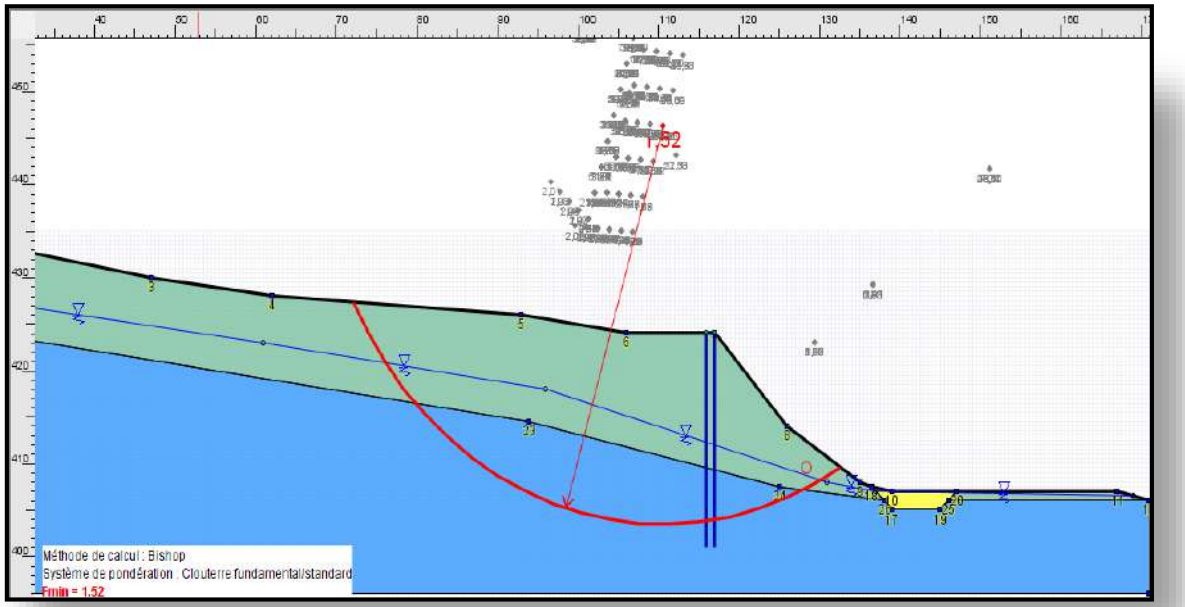


Figure V.4 : la solution des pieux avec la méthode bishop avec séisme

- **Modélisation du talus par pieux pour la méthode fellenius avec séisme**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation des les pieux foré égal 1,47

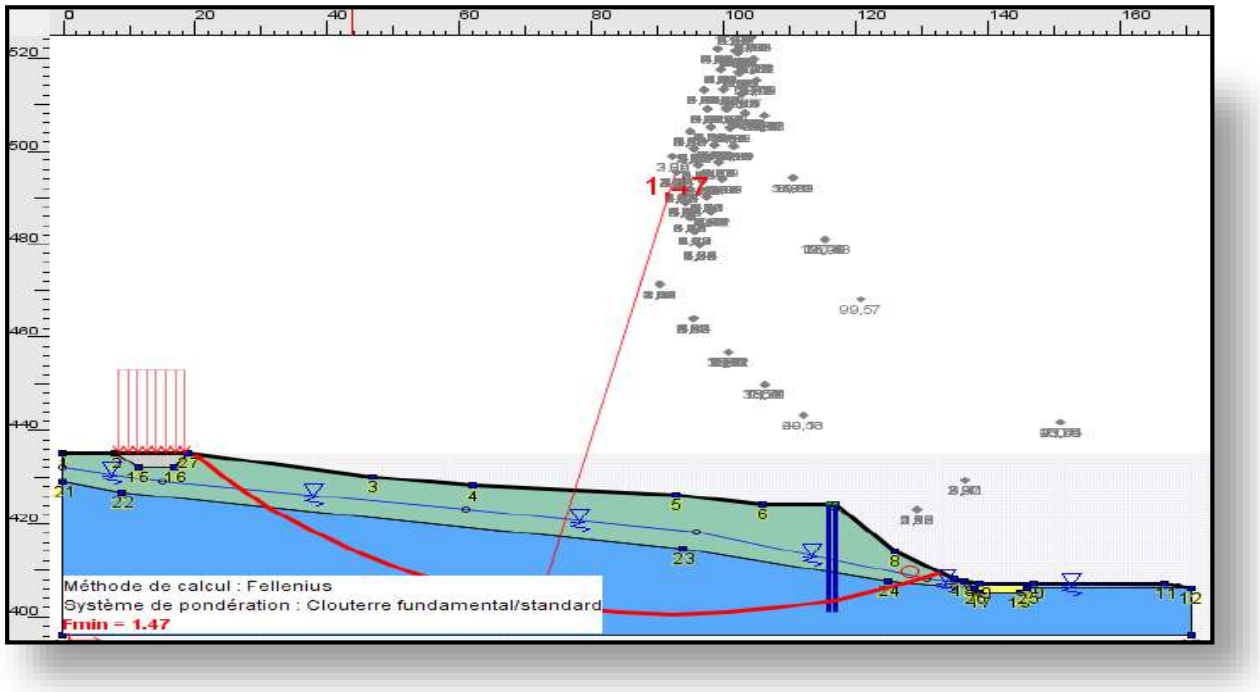


Figure V.5 : la solution des pieux avec la méthode fellenius

V.5 Modélisation du problème avec confortement par le logiciel plaxis 2D

V .5.1 Modélisation du talus par pieux sans séisme

- **Résultat de la Modélisation du talus par pieux sans séisme**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation des les pieux foré égal 1,4

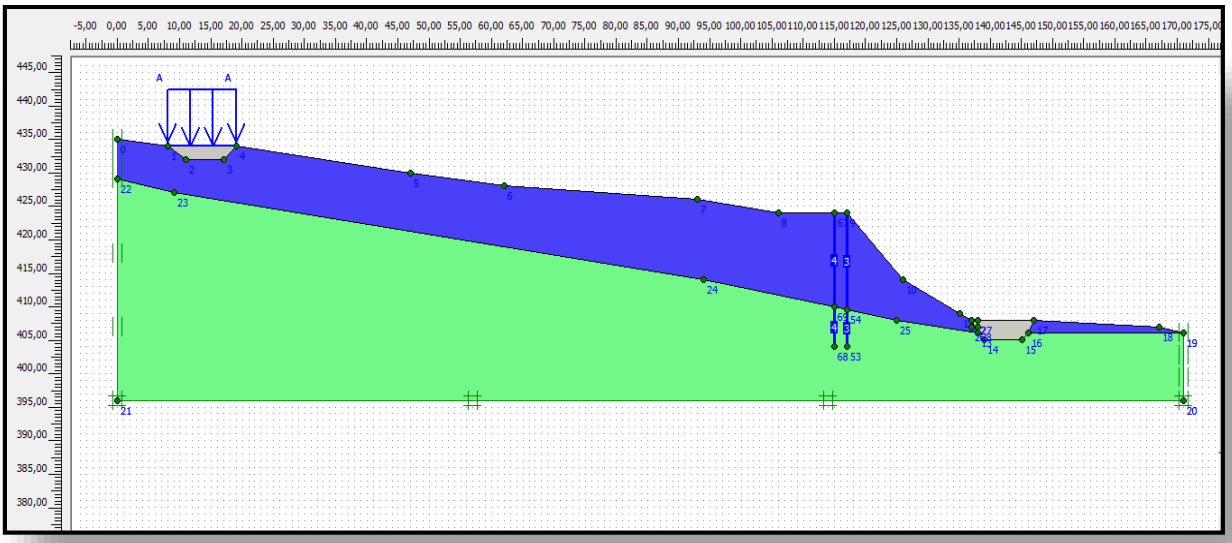


Figure v.6 :la modalisation avec les pieux foré

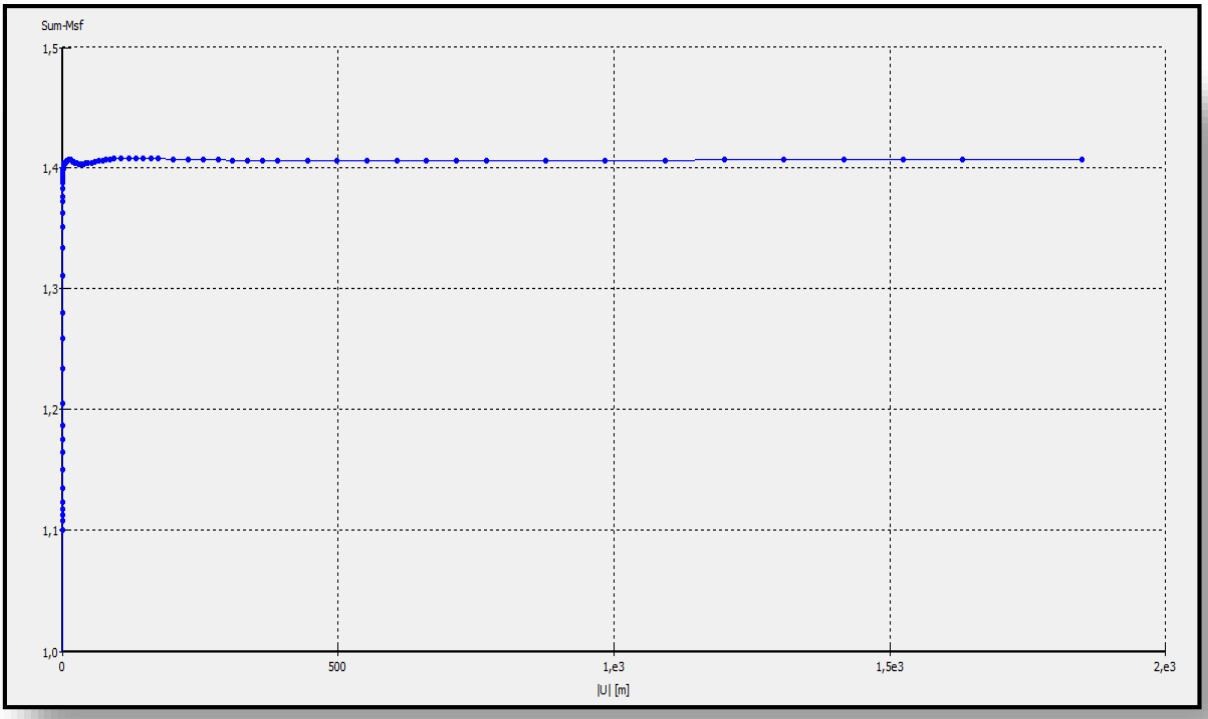


Figure V.7 : le résulta de graphe de la Modélisation du talus par pieux sans séisme

- **Résultat de la Modélisation du talus par pieux avec séisme**

Le résulta de la coefficient de sécurité âpre la modalisation des les pieux foré égal 1,35

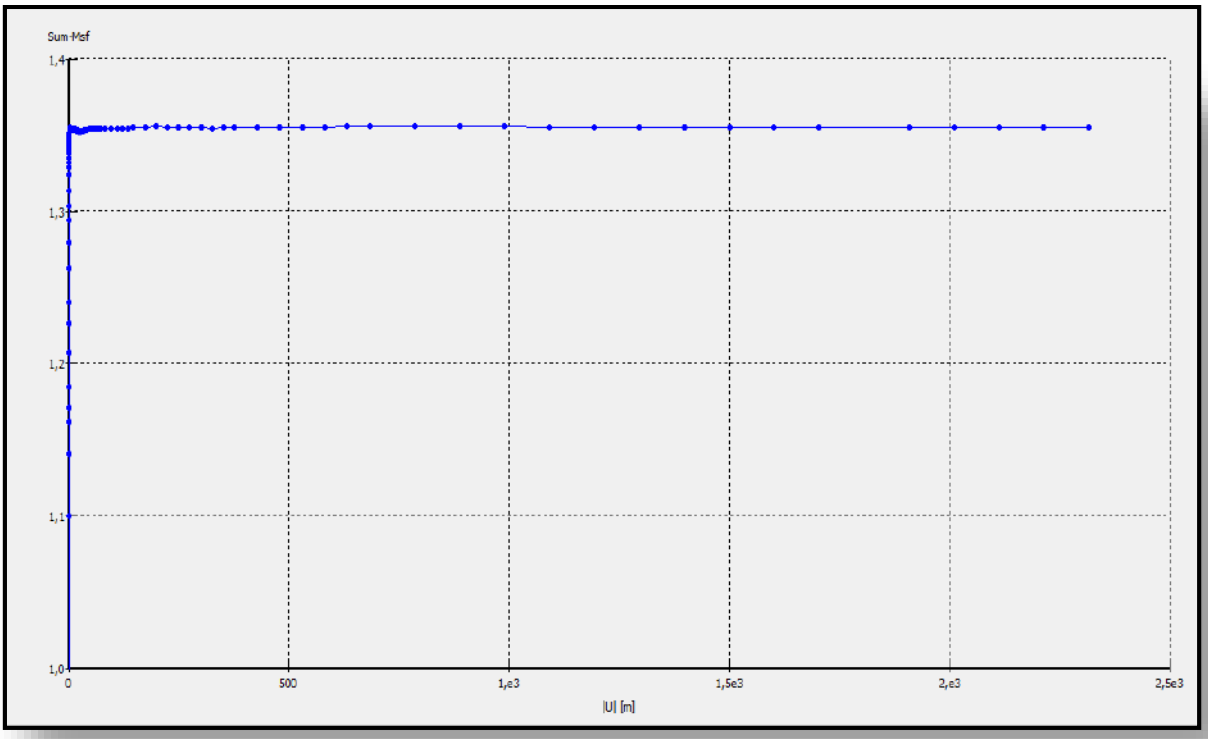


Figure v .8: le résulta de graphe dans la Modélisation du talus par pieux avec séisme

Conclusion

Pour stabiliser la zone affectée par le ce glissement, nous avons proposé un confortement, ce choix de confortement se porte sur les pieux forés en béton armé, cette solution est efficace pour ce type de situation étant donné qu'ils peuvent être mise en place sans aggrave l'équilibre précaire du site.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La région de Draa el Mizan en Tizi Ouzou est caractérisé par des formations superficielles très meubles, des pentes très raides ; par conséquent le phénomène d'instabilité de pente est réccurent.

Les glissements superficiels qui touchent les talus et les routes peuvent par fois se stabiliser par des ouvrages classiques souples tels que les petits murs en béton armé, murs en gabion et les drainages ou le pieux…etc.

En revanche, quand il s'agit de glissements profonds, la ligne de rupture est profonde, ces technique classiques ne s'adaptent pas, les ouvrages de confortement doivent atteindre le bon sol très profond

A l'issue de notre étude de confortement de glissement de Draa el Mizan Tizi Ouzou , objet de ce mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le mouvement du terrain par différentes méthodes, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée analytiquement et à l'aide du logiciel « Plaxis 2D » « Talren» .

D'après les rapports d'étude de sols qui nous ont été confiés, l'étude a été menée d'une manière à donner un aperçu global sur le phénomène de l'instabilité qui règne dans la région.

On a orienté notre travail selon des études géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques, et étude géotechnique.

Le confortement proposé consiste à clouer le sol par deux séries des pieux forés en béton armé, l'étude est faite a l'aide de Conclusion général Talren et analytiquement pour comparer les résultats et s'assurer de la fiabilité de ce confortement.

Au cours de la réalisation de ce projet nous avons acquis de nouvelle connaissance, et du savoir faire et de l'expérience sur chantier qui a été très bénéfique pour notre travail.

Bibliographique:

DURVILLE, J.-L., & SÈVE, G. (1996). tabilité des pentes: glissements en terrain meuble. Article C254.

F, SCHLOSSER; Ph, UNTERREINER;. (1994). Renforcement des sols par inclusions. Techniques. article C245.

F.SCHLOSSER. (1989). Éléments de mécanique de sol. Paris: Presses de l'Ecole national des pont et chaussées .

G. Philipponnat. (1987). Fondations et ouvrages en terre. paris: Ed. Eyrolles.

G.filliat. (1981). La pratique des sols et des fondations. Paris: ED.Moniteur.

G.Philipponnat. (1998). Fondation et ouvrage en terre . Eyrolles.

M.RAT. (1975). Drainage.Rabttment.technique de l'ingenieur.traité costruction.

P.Habib. (1997). .Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches. paris: Ed.Ellipses.

R. (Internet).

R. (Internt).

REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNE(RP). (2003).

https://fr.climate-data.org/afrique/algerie/boumerdes/boumerdes-25750/

https://www.memoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-7.html

https://www.memoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-14.html

https://www.geniecivilstore.com/2018/01/cours-sur-le-murs-de-soutenement.html

https://fr.climate-data.org/afrique/algerie/boumerdes/boumerdes-25750/