

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme
De Master Académique
Option : géotechnique

Thème

**Etude géotechnique de stabilisation de
glissement de terrain dans la région Arafrac
Beni Mimoune commune Ouled Yahia
Khadrouche Wilaya de Jijel.**

Présenté par :

❖ **Abdou Chemseddine**

Encadré par :

❖ **Mr : Bouraoui Hicham**

Devant le jury composé de :

❖ **Président :**

❖ **Examineur :.....**

Promotion : juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr HICHEM BOURAOUI, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Pour son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve.

Nos profonds remerciements vont également à tous mes collègues et les personnes qui nous ont aidés et soutenue de près ou de loin.

Chemsseddine

Dédicace

Je dédie ce travail

A la femme, ma défunte mère, ce précieux cadeau de DIEU, qui a soufferte sans pourtant me laisser souffrir, elle qui n'a jamais dit non à mes exigences, et par son amour sa douceur et son éducation qui ont fait de moi l'homme que je suis.

A mon père, qui a été toujours à mes côtés pour me soutenir, me conseiller et m'encourager tout au long de mes études.

A ma sœur et mon petit frère pour leur encouragement.

A toute ma famille, voisins, amis et collègues qui m'ont soutenu à mener mon projet à bon port.

Je vous adresse toute mes marques de reconnaissances et que Dieu vous bénisse.

Chemsseddine

Résumé :

Le glissement de terrain faisant l'objet de notre étude, le site d'étude fait partie de la commune Ouled Yahia khedrouch dont son territoire se situe au sud-est de la wilaya de Jijel d'une superficie de 4 hectares.

Ce travail vise à réaliser une étude géotechnique du phénomène. Pour cela, nous avons commencé par une étude des aspects géotechniques et autres du mouvement du sol, puis par une étude des glissements de terrain et des méthodes de calcul de coefficient de sécurité.

La stabilité de la pente a ensuite été évaluée en calculant la sécurité de la pente à l'aide de deux logiciels, PLAXIS 2D et GEOSLOPE 2007, afin de déterminer le facteur de sécurité. Cela nous a permis de juger de l'instabilité d'un terrain avec différents types de Renforcement.

Mots clés : Glissement, coefficient de sécurité, méthodes de calculs, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2007.

Abstract:

The landslide that is the subject of our study is located in the village of Ouled Yahia khedrouch which is located in the south-est of the wilaya of Jijel with an area of 4 hectare

This work aims to achieve a geotechnical study of the phenomenon. To that, we began our study with illustrating the geotechnical acknowledge and the different kinds of the ground motion, then a detailed study of the landslides and calculation's methods of safety factor

After the slope stability was evaluated by calculating the safety of the slope with two, PLAXIS 2D and collection GEOSLOPE 2007 to determine the safety factor. This allowed us to judge the instability of land with different types of reinforcement.

Keywords: Safety factor, Landslides, methods of calculations, PLAXIS 2D, GEOSLOPE 2007.

الملخص:

انزلاق التربة الذي هو موضوع دراستنا , موقع الدراسة هو جزء من بلدية أولاد يحي خدروش التي تقع جنوب غرب ولاية جيجل بمساحة 4 هكتار.

يهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة جيوتقنية لهذه الظاهرة. لذلك ، بدأنا بدراسة الجوانب الجيوتقنية وغيرها من جوانب حركة التربة ، ثم دراسة الانهيارات الأرضية وطرق حساب معامل الأمان

ثم تم تقييم ثبات المنحدر من خلال حساب معامل الأمان بالاعتماد على البرنامجين PLAXIS 2D و GEOSLOPE 2007 , هذا سمح لنا للحكم على استقرار الموقع باستخدام أنواع مختلفة من التعزيز.

الكلمات الرئيسية: انزلاق التربة, معامل الأمان, طرق الحساب, PLAXIS 2D , GEOSLOPE.

TABLES DES MATIÈRES

Remerciment	i
Didicace.....	ii
Résumé.....	iii
Tables des matieres	iv
Liste des figures	ix
Liste des tableaux.....	xiii
INTRODUCTION GENERALE.....	xiv

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains

I.1 Introduction	1
I.2 Les mouvements lents est continus :.....	1
I.2.1 l'affaissement :.....	1
I.2.2 Le Tassement :	2
I.2.3 Le Fluage :	2
I.2.4 La Solifluxion :.....	3
I.3 Les Mouvements Rapides et Discontinus :	4
I.3.1 L'effondrement :	4
I.3.2 L'érosion du Littorale :.....	5
I.3.3 L'éboulement :.....	5
I.3.4 Le Fauchage :	6
I.4 Glissement de terrain :	6
I.4.1 Les caracteristiques d'un glissement de terrain :.....	7
I.4.2 Types de glissements :.....	8
I.4.2.1 Le glissement plan :	9
I.4.2.2 Le glissement circulaire ou rotationnel:	9
I.4.2.3 Glissement quelconque :	11
I.5.1 La géométrie du terrain :.....	11
I.5.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches :	11
I.5.3 Facteurs climatique et anthropiques :.....	11
I.6 Conclusion :.....	12

Chapitre II : Caractéristiques du site

II.1 Introduction :	13
II.2 Situation géographique :	13
II.3 Géologie :	14
II.3.1 Géologie de la région de Béni mimoune :	14
II.3.2 La géologie de site :	16
II.4 Géomorphologie :	16
II.5 Hydrologie et hydrogéologie :	17
II.5.1 Hydrologie et Hydrogéologie de la région :	17
II.5.2 Hydrologie et hydrogéologie de site :	17
II.6 Sismicité de la région :	18
II.7 Climat :	19
II.8 Description des désordres :	19
II.8.1 Désordres sur le terrain :	19
II.8.2 Désordres sur les constructions :	20
II.9 Etude géotechnique :	21
II.9.1 Les essais in-situ :	21
II.9.1.1 Le sondage.....	21
II.9.1.2 Résultats des sondages carottés :	23
II.9.2 Essais d'identifications géotechniques réalisées au laboratoire :	24
II.9.2.1 Paramètres physiques:	24
II.9.2.2 Paramètres Mécaniques:	26
II.9.3 Interprétation des résultats des essais au laboratoire :	28
II.9.3.1 Résultats des essais physiques:	28
II.9.3.2 Résultats des essais mécaniques :	29
II.10 Conclusion :	30

Chapitre III : Méthode de calcul

III.1 Introduction :.....31

III.2 Notion sur le coefficient de sécurité :.....31

III.3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :.....31

III.4 Les méthodes de calcul.....32

 III.4.1 Méthode globale:32

 III.4.2 Méthode des tranches :.....33

 III.4.3 Méthode de FELLENIUS :.....33

 III.4.4 Méthode de bishop simplifiée :.....34

 III.4.5 méthode de JANBU simplifiée :.....34

 III.4.6 Méthode de Taylor (1948) :.....34

 III.4.7 Méthode suédoise (1912) :.....35

 III.4.8 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :.....35

III.5 Conclusion :36

Chapitre IV : Étude de stabilité

IV.1 Introduction :37

IV.2 Présentation du logiciel PLAXIS 2D :.....37

 IV.2.1 L'interface du logiciel PLAXIS :.....38

 IV.2.2 Déroulement du logiciel PLAXIS :.....39

 IV.2.3 Les caractéristiques géotechniques de talus :.....40

 IV.2.4 Les caractéristiques de la charge :.....42

 IV.2.5 Les étapes de calculs :.....43

 IV.2.5.1 Présentation du modèle étudié :.....43

 IV.2.5.2 Maillage du talus en éléments finis :.....44

 IV.2.5.3 Position de la nappe phréatique :.....45

 IV.2.5.4 Les phases de calculs :.....45

 IV.2.5.5 A l'état naturel :.....46

 IV.2.5.6 Avec la charge :.....47

 IV.2.5.7 Après l'excavation :.....48

 IV.2.6 Interprétation :49

IV.3 Présentation du logiciel Géoslope :.....49

IV.3.1 Le fonctionnement du logiciel :.....	50
IV.3.1.1 Define	50
IV.3.1.2 Solve :	52
IV.3.1.3 Contour :	52
IV.3.2 Déroulement du logiciel Géoslope :	53
IV.3.3 Les caractéristiques géotechniques de talus :	54
IV.3.4 Les caractéristiques de la charge :	54
IV.3.5 Modélisation de profil étudié :	55
IV.3.6 Calcul de coefficient de sécurité :	56
IV.3.7 Interprétation :	59
IV.4 Conclusion :	59

Chapitre V : Méthode de confortement

V.1 Introduction :	60
V.2 Méthodes de confortement :	60
V.2.1 Terrassement :	60
V.2.1.1 Chargement en pied :	60
V.2.1.2 Allègement en tête :	61
V.2.1.3 Substitution totale ou partielle :	61
V.2.1.4 Reprofilage :	62
V.2.1.5 Purge :	63
V.3. Dispositifs de drainage :	63
V.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface :	64
V.3.2 Tranchées drainantes :	64
V.3.3 Drains subhorizontaux :	65
V.3.4 Drain verticaux :	65
V.3.5 Masques et éperons drainants :	66
V.4. Les ouvrages de soutènement :	66
V.4.1 Gabion :	66
V.4.2 La terre armée :	66
V.4.3 Les géotextiles :	67
V.4.4 Tirants d’ancrage :	68

V.4.5 Le clouage :69
V.4.6 Pieux :69
V.4.7 Mur de soutènement70
V.5 Conclusion :70

Chapitre VI : étude de confortement

VI.1 Introduction :71
VI.2 Méthode de confortement et de stabilisation :71
VI.3 Confortement avec logiciel PLAXIS :71
 VI.3.1 Les caractéristiques de pieu :71
 VI.3.2 Les caractéristiques de mur de soutènement :72
 VI.3.3 Talus modélisé avec un mur de soutènement et 7 pieux :72
 VI.3.4 les phases de calcul :73
 VI.3.5 cercle du glissement :74
 VI.3.6 coefficient de sécurité :74
 VI.3.7 Estimation des coûts :75
VI.4 Conclusion :75
CONCLUSION GENERALE76
BIBLIOGRAPHIE78

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Affaissement dû à une exploitation minière.	2
Figure I.2 : Phénomène de tassement latéral.	2
Figure I.3 : Phénomène de fluage.	3
Figure I.4 : Phénomène de solifluxion.	3
Figure I.5 : Schéma explicatif de l’effondrement des cavités souterraines.	4
Figure I.6 : L’effondrement.	4
Figure I.7 : Schéma Explicatif des phénomènes : L’érosion littorale.	5
Figure I.8 : Schéma explicatif d’un éboulement.	5
Figure I.9 : Phénomène de fauchage.	6
Figure I.10 : Phénomène de glissement de terrain.	7
Figure I.11 : Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.	7
Figure I.12 : Glissement plan.	9
Figure I.13 : Glissements rotationnelles.	9
Figure I.14 : Glissement rotationnel simple.	10
Figure I.15 : Glissements successifs emboîtés.	10
Figure II.10 : Semelle de la maison.	20
Figure II.11 : Des fissures apparus sur les murs de la maison.	20
Figure II.12 : Des fissures sur les longrines des fondations.	21
Figure II.13 : Affaissement et détérioration des plates formes autour des maisons.	21
Figure II.14 : Détermination du poids volumique sec	25
Figure II.15 : Cisaillement rectiligne à la boite	26
Figure III.1 : Méthode global.	32
Figure III.2 : Les forces agissant sur une tranche.	33

Figure III. 3 : Représentation des forces sur une tranche.....	34
Figure III.4 : Méthode suédoise.....	35
Figure III.5 : Représentation graphique des forces sur une tranche.	36
Figure IV.1 : Déroulement du logiciel PLAXIS.....	39
Figure IV.2 : Les caractéristiques d’argile.	40
Figure IV.3 : Les caractéristiques d’argile.	41
Figure IV.4 : Les caractéristiques de la marne	41
Figure IV.5 : Les caractéristiques de la marne.	42
Figure IV.6 : Les caractéristiques de la charge.....	42
Figure IV.7 : Modélisation de talus à l’état naturel.....	43
Figure IV.8 : Modélisation de talus avec la charge.....	43
Figure IV.9 : Modélisation de talus après l’excavation.....	44
Figure IV.10 : Maillage en éléments finis du talus.	44
Figure IV.11 : Position de la nappe phréatique.....	45
Figure IV.12 : Les phases de calculs.....	45
Figure IV.13 : Cercle de talus a l’état naturel.	46
Figure IV.14 : Coefficient de sécurité du talus a l’état naturel (FS=1,222).	46
Figure IV.15 : Cercle de glissement avec la charge.....	47
Figure IV.16 : Coefficient de sécurité du talus avec la charge (FS=1,122).	47
Figure IV.17 : Cercle de glissement après l’excavation.....	48
Figure IV.18 : Coefficient de sécurité du talus après l’excavation (FS =1,046).	48
Figure IV.19 : Présentation du logiciel GEOSLOPE.....	50
Figure IV.20 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.	52
Figure IV.21 : Déroulement du logiciel Géoslope.	53
Figure IV.22 : Les caractéristiques de la charge.....	54
Figure IV.23 : Modélisation de talus a l’état naturel.....	55

Figure IV.24 : Modélisation de talus avec la charge.....	55
Figure IV.25 : Modélisation de talus après l’excavation.....	55
Figure IV.26 : Cercle de rupture a l’état naturel.	56
Figure IV.27 : Cercle de rupture avec la charge.	56
Figure IV.28 : Cercle de rupture après l’excavation.	56
Figure IV.29 : Cercle de rupture a l’état naturel.	57
Figure IV.30 : Cercle de rupture avec la charge.	57
Figure IV.31 : Cercle de rupture après l’excavation.	57
Figure IV.32 : Cercle de rupture a l’état naturel.	58
Figure IV.33 : Cercle de rupture avec la charge.	58
Figure IV.34 : Cercle de rupture après l’excavation.	58
Figure V.1 : Schéma de butée en pied d’une pente.	61
Figure V.2 : Schéma de principe d’allègement en tête d’une pente.	61
Figure V.3 : Schéma de principe de substitution totale d’une pente.	62
Figure V.4 : Schéma de principe de substitution partielle d’une pente.	62
Figure V.5 : Représentation de Reprofilage	63
Figure V.6 : Exemple de purge.	63
Figure V.7 : Tranchées drainantes.....	64
Figure V.8 : Schéma de principe des drains subhorizontaux.	65
Figure V.9 : Mur en gabions	66
Figure V.10 : Principe de la technique terre armée.....	67
Figure V.11 : Renforcement des talus par nappe géotextiles.....	68
Figure V.12 : Représentation d'un modèle de soutènement par tirants d'ancrages réalisé à l'aide d'un logiciel CAO.	68
Figure V.13 : Mur cloué.	69
Figure V.14 : Clouage par des pieux.	70

Figure V.15 : Mur de soutènement.....	70
Figure VI.1 : Les caractéristiques de pieu.	71
Figure VI.2 : Les caractéristiques de la semelle et le voile.	72
Figure VI.3 : Talus modélisé avec un mur de soutènement et 7 pieux.	72
Figure VI.4 : mur de soutènement.....	73
Figure VI.5 : Les phases de calcul.	74
Figure VI.6 : Cercle de glissement après confortement.	74
Figure VI.7 : Coefficient de sécurité du talus après confortement (FS=1,501).....	74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Classification des sols selon l'indice de compressibilité C_c	27
Tableau II.2 : Classification du sol selon l'indice de gonflement C_g	28
Tableau II.3 : Teneur en eau naturelle.....	28
Tableau II.4 : Masse volumique sèche.	28
Tableau II.5 : Degré de saturation.	29
Tableau II.6 : Résultats d'essai Limites d'atterberg.....	29
Tableau II.7 : Résultats d'essai cisaillement à la boîte et d'essai œnométrique.	29
Tableau II.8 : Résultats de la relation $C_c/1+e_0$	30
Tableau IV.1 : Valeurs de coefficient de sécurité FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.	32
Tableau IV.1 : Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.....	40
Tableau IV.2 : Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.....	54
Tableau IV.2 : Les résultats obtenus par le logiciel geoslope	59
Tableau VI.1 : Devis quantitatifs estimatifs des solutions	75

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes et rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les glissements de terrain sont des accidents graves, parfois de grande ampleur, se produisent soudainement ou peuvent durer plusieurs mois. Ils affectent aussi bien des ouvrages construits par l'homme que des pentes naturelles. Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction. Ces phénomènes d'instabilité de terrain s'est fortement accru ces dernières décennies, (changement climatique) surtout en raison des dégâts occasionnés par divers événements catastrophiques.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la surface de rupture dont le risque de glissement est le plus élevé, et d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité, afin de proposer des solutions de confortement techniquement fiables et économiquement raisonnables de la région Arafrac Béni Mimoune commune Ouled Yahia Khadrouche wilaya de Jijel d'une superficie de 04 hectares a l'aide de deux logiciels de calcul de stabilité des talus

PLAXIS et Geoslope

C'est pourquoi, la méthodologie suivie et comme suit :

- Une observation sur les généralités des différents types des mouvements de terrain, les méthodes de calculs et les méthodes de confortement.
- Une consultation des travaux et des études antérieures en rapport avec le sujet d'étude que se soit sur le plan géologique, hydrologique ou géotechnique et observations des désordres.
- Les causes des dommages étant cernés, nous préconisons d'adopter une stratégie adéquate pour la stabilisation du site et le confortement du site.

Chapitre I :

Généralités sur les

mouvements de

terrains

I.1 Introduction :

Tous les terrains sont confrontés à des phénomènes naturels susceptibles pouvant causer des catastrophes immenses y compris pour les pertes humaines. Ceux-ci sont des phénomènes qui sont étroitement liés à la force gravitaire terrestre. Ces derniers rassemblent les déplacements des terrains et peuvent être aussi bien d'origine naturelle (comme les tremblements de terre, forte avalanche de neige, les éruptions volcaniques, les cyclones et tempêtes, les inondations, et ...) .Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes.

On distingue deux sortes de mouvements :

- ❖ Les mouvements lents et continus sont : les affaissements, les tassements, le fluage et la solifluxion.
- ❖ Les mouvements rapide et discontinus sont : les effondrements, l'érosion du littorale, l'éboulement et le fauchage.

On peut citer outre le glissement de terrain qui fait partie des mouvements lents et continus ; ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raid.

I.2 Les mouvements lents et continus :

On distingue, d'une part, des mouvements lents et continus. Elle permet généralement d'anticiper et ainsi de prévenir plus efficacement de l'effet indésirable. Leur déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Les mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ils regroupent: les affaissements, les tassements, le fluage et la solifluxion. Ces mouvements sont imperceptibles par l'homme.

I.2.1 L'affaissement :

L'affaissement est un phénomène lent et progressif qui se caractérise par l'établissement d'une surface suite à une perte de soutien. L'affaissement se produit sans ouverture de cavité, même si des failles et des fissures peuvent apparaître. [19]

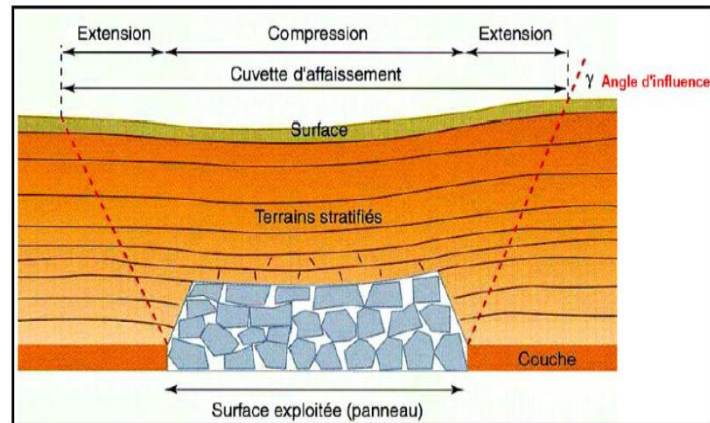


Figure I.1 : Affaissement dû à une exploitation minière.[28]

I.2.2 Le Tassement :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telle que les remblais, les fondations ou son propre poids. Le tassement est une diminution de volume de certain sol sous l'effet des charges appliqués et de l'assèchement. [19]

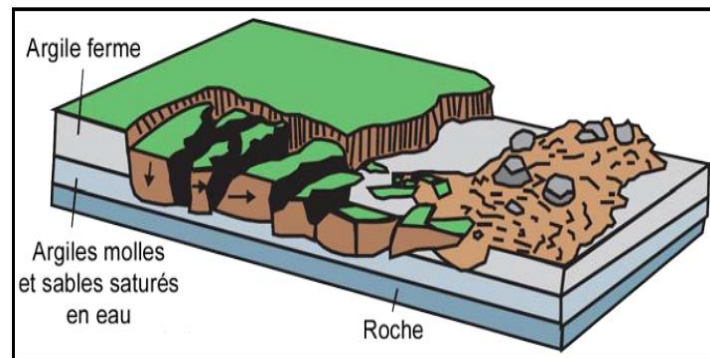


Figure I.2 : Phénomène de tassement latéral. [28]

I.2.3 Le Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus mais à des vitesses faibles. Les mouvements se produit généralement sans modifications des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture. [19]

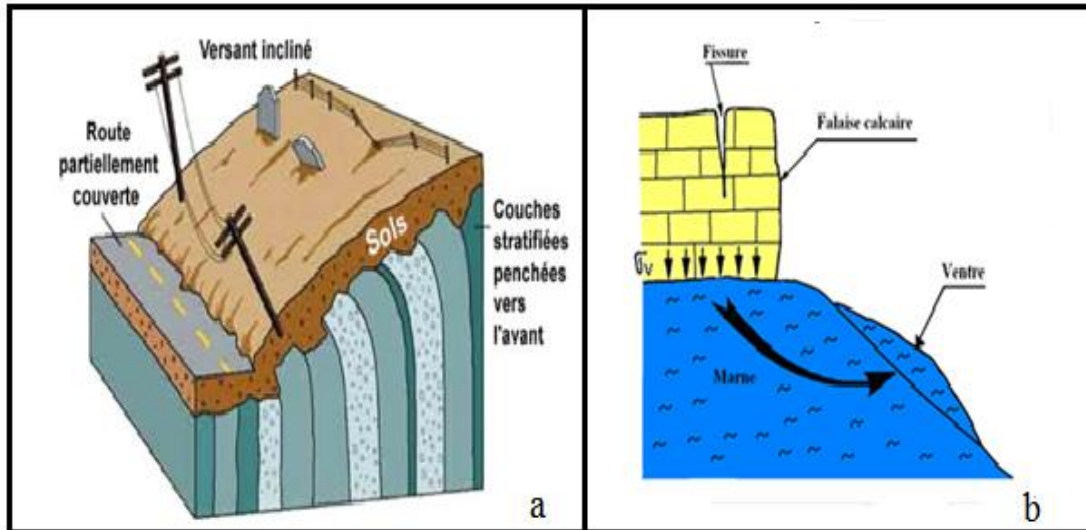


Figure I.3 : Phénomène de fluage.[19]

I.2.4 La Solifluxion :

La solifluxion est un cas particulier de fluage. Elle est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles. La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. [19]

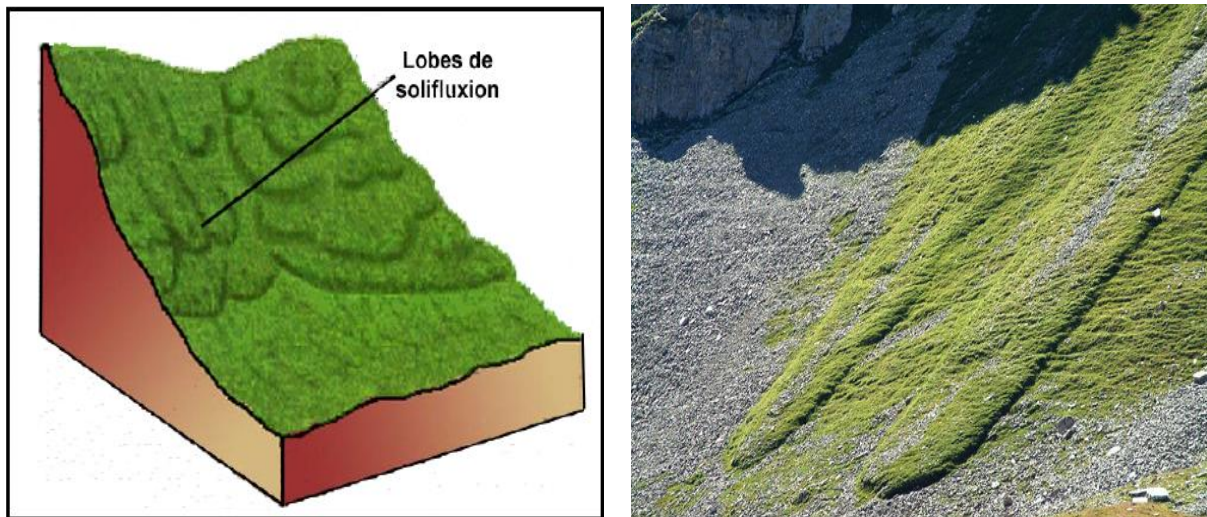


Figure I.4 : Phénomène de solifluxion.[28]

I.3 Les Mouvements Rapides et Discontinus :

Ils Se propagent de manière brutale et soudaine. Ces mouvements touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Les mouvements rapides et discontinus se regroupent : en effondrements, l'érosion du littorale, l'éboulement et le fauchage.

I.3.1 L'effondrement :

L'effondrement se manifeste par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines), et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. [19]

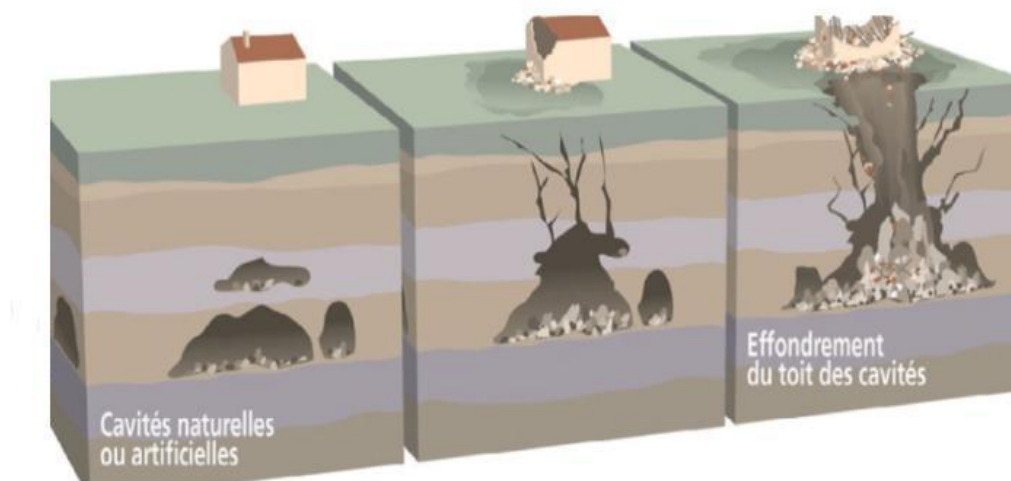


Figure I.5 : Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines.



Figure I.6 : L'effondrement.[28]

I.3.2 L'érosion du Littorale :

L'érosion est un phénomène naturel trouvant son origine dans les changements climatiques et l'élévation du niveau de la mer. Les processus et les formes de l'érosion côtière décrits précédemment conduisent donc à une perte de terrain au profit de la mer. Les plages s'amincissent, les dunes et les falaises reculent, les marais maritimes sont plus souvent ennoyés. [19]

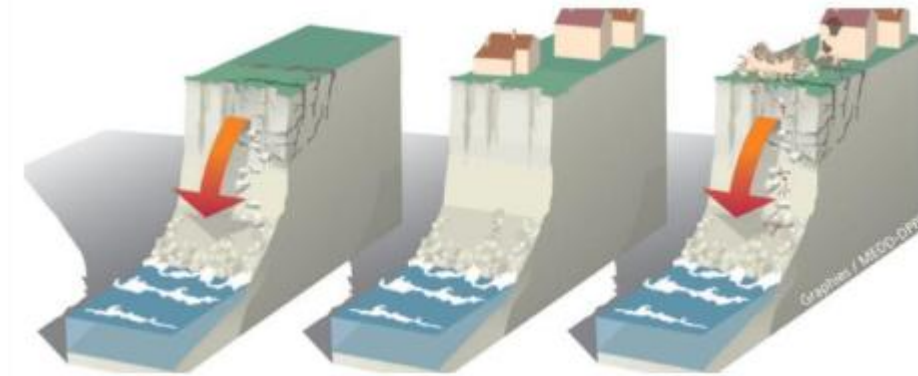


Figure I.7 : Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.[19]

I.3.3 L'éboulement :

L'éboulement est un mouvement rapide de masse, dans lequel le volume de roche important se fragmente plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule sur la surface, compris entre 100 et 100 000 mètres cubes, avec une vitesse de transport de 10 à 40 m/s. [19]

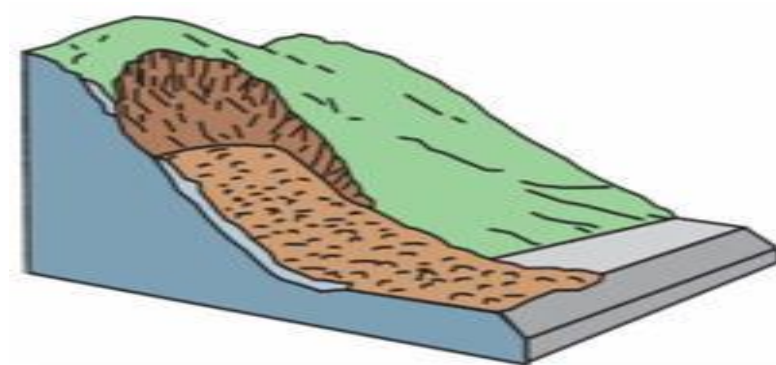


Figure I.8 : Schéma explicatif d'un éboulement.[28]

I.3.4 Le Fauchage :

Le fauchage est un basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure. Il affecte des roches ou des terres stratifiées à la verticale. Ces facteurs sont : la gravité, les forces exercées par des blocs adjacents et les pressions de fluides. L'épaisseur du fauchage est très variable. Les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. [19]



Figure I.9 : Phénomène de fauchage.[19]

I.4 Glissement de terrain :

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles, ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, des forces extérieures (hydraulique, ou sismique). Il se produit dans des circonstances très variées (en particulier sol argileux et sensible), affectant des ouvrages construits par l'homme ou tout simplement des pentes naturelles. Il peut affecter seulement les couches les plus superficielles (solifluxion) ou être profond et peut aussi se produire lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices telles que le poids excèdent la résistance du sol le long de la surface et s'accélèrent jusqu'à la rupture.

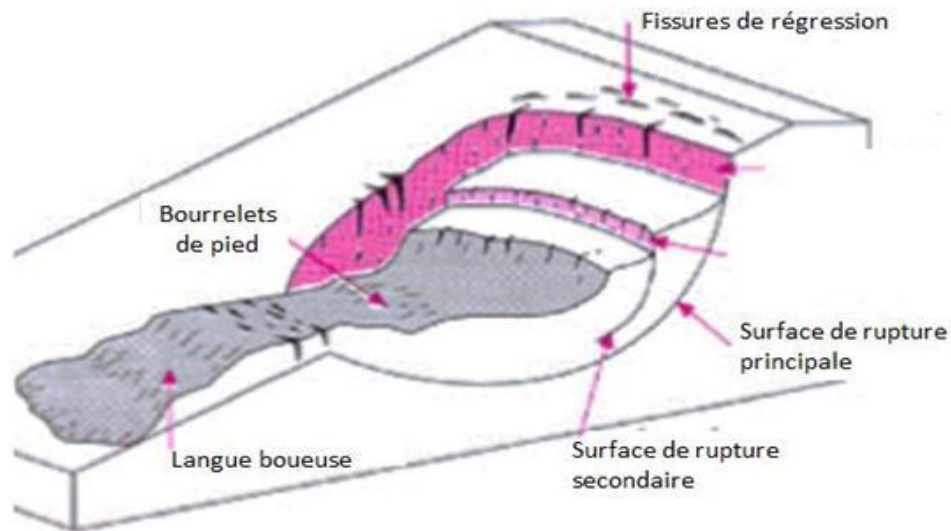


Figure I.10 : Phénomène de glissement de terrain.[28]

I.4.1 les caractéristiques d'un glissement de terrain [1] :

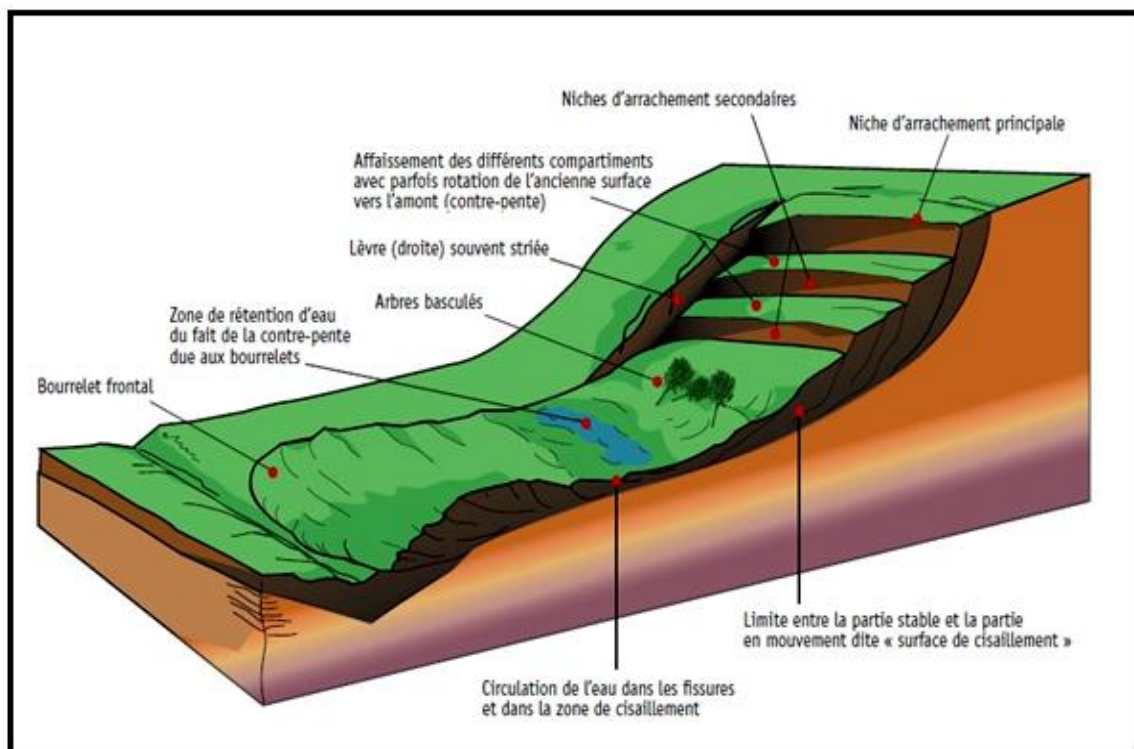


Figure I.11 : Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.[28]

L'ensemble des éléments morphologiques composant un glissement de terrain type comme suit :

- **Couronne** : Zone située au-dessus de l'escarpement principal.
- **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale souvent concave.
- **Sommet** : Limite amont du glissement, point le plus élevé où le matériau glissé.
- **Tête** : Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : Cicatrice semblable à l'escarpement principal
- **Corps** : Partie du matériau glissée en amont du pied de la surface de glissement.
- **Pied** : Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.
- **Front** : Partie la plus aval du matériau glissé.
- **Surface de glissement** : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.
- **Pied de la surface de glissement** : L'intersection avale de la surface topographique initiale et la surface de glissement.
- **Matériau glissé** : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement** : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal.
- **Accumulation** : Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface topographique originale.

I.4.2 Types de glissements :

Les glissements de terrain apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes et dans tous types de matériaux. Surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissement :

I.4.2.1 Le glissement plan :

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ». [4]

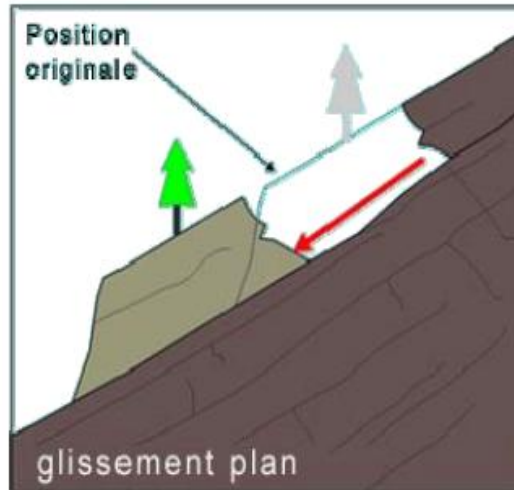


Figure I.12 : Glissement plan.[28]

I.4.2.2 Le glissement circulaire ou rotationnel:

Dans ce cas le mouvement de la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué, le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. [4]

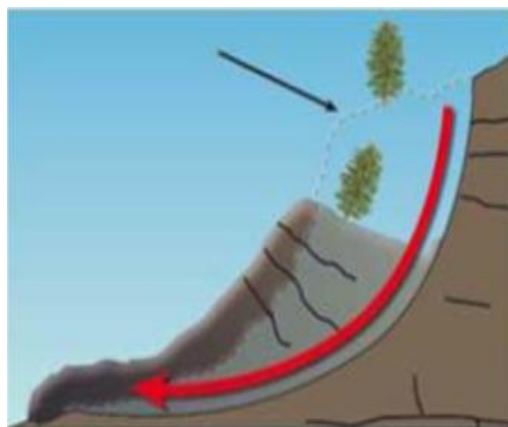


Figure I.13 : Glissements rotationnelles.[4]

Dans le glissement circulaire on distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

❖ **Le glissement rotationnel simple :**

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. [9]

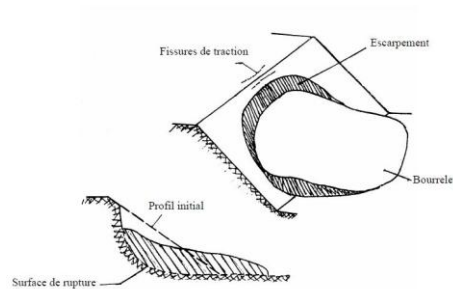


Figure I.14 : Glissement rotationnel simple.[28]

❖ **Le glissement rotationnel complexe :**

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. [1]

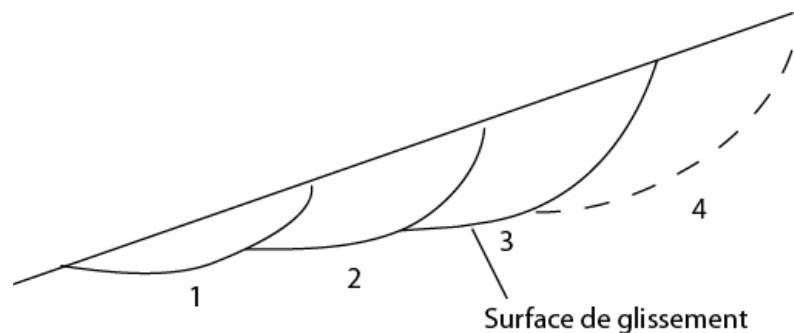


Figure I.15 : Glissements successifs emboîtés.[28]

I.4.2.3 Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section vellicale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. [4]

I.5 Les différentes causes provoquant les glissements de terrain :

Quelle que soit l'état de terrain toutes les inclinaisons naturellement se déplacent vers le bas, on citera ci-dessous les causes déclenchant les glissements :

I.5.1 La géométrie du terrain :

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. [10]

I.5.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique,...). [10]

I.5.3 Facteurs climatique et anthropiques :

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements. [10]

I.6 Conclusion :

Après avoir analysé les mouvements de terrain nous avons constaté qu'il existe deux sortes de mouvements qui sont : les mouvements lents et continus et les mouvements rapides et discontinus et leur effet (cités plus haut). On pourrait témoigner que la nature des mouvements de terrain mystérieusement variée. Ce phénomène provoque le glissement imprévu et dangereux causant des dégâts considérables que se soit pour les biens matériaux, pour la vie humaine et même animal.

Chapitre II :

Caractéristiques du

site

II.1 Introduction :

Après avoir visité la localité Arafrac, douar Béni Mimoune, notre projet a pour but de représenter cet endroit et afin d'exposer notre sujet concernant l'étude et l'état de ses terrains.

C'est pourquoi notre projet et d'expliquer dans le chapitre suivant .Sa situation géographique, sa géologie, sa géomorphologie, hydrologie et hydrogéologie, climat et enfin celle des désordres et l'étude géotechnique.

II.2 Situation géographique :

La wilaya de Jijel est située au Nord de l'Algérie. Elle est limitée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Ouest par la wilaya de Bejaïa, à l'Est par la wilaya de Skikda, au Sud-Ouest la wilaya de Sétif, au Sud par la wilaya de Mila et enfin au Sud-Est par la wilaya de Constantine.

Le site d'étude fait partie de la localité de terrain de la région Arafrac Béni Mimoune commune Ouled Yahia Khadrouche wilaya de Jijel d'une superficie de 04 hectares, il est limité au Nord par une route carrossable menant vers la localité Arafrac, à l'Est par un chaaba, à l'Ouest et au Sud par des terrains vagues.



Figure II.1 : Situation du site d'après la photo de Google Earth..

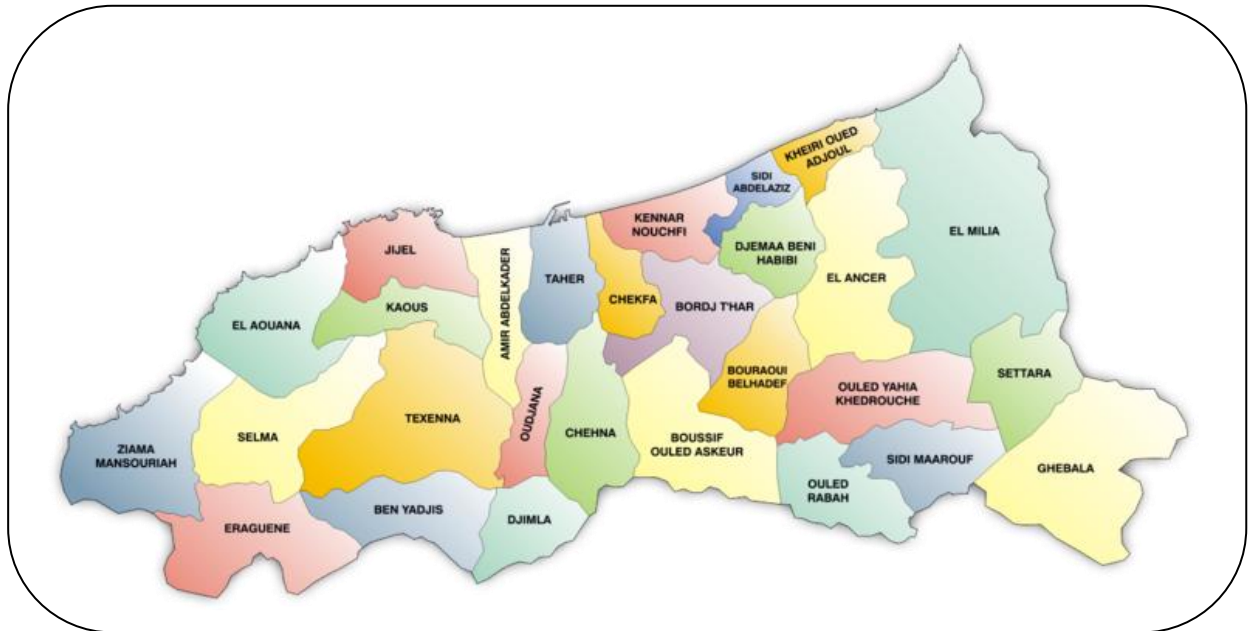


Figure II.2 : Carte administrative montrant la situation de la commune d'Ouled Yahia Khedrouche.

II.3 Géologie :

II.3.1 Géologie de la région de Béni mimoune :

D'après la notice de la carte géologique d'El Milia feuille n°29 à l'échelle 1/50 000, la région de Béni mimoune est couverte par les différentes formations géologiques suivantes:

b: éboulis de grès numidiens et brèches consolidés : les éboulis de grès glissent sur les pentes en recouvrant partiellement les argiles sahéliennes ou numidiennes.

e²⁻³_b: grès : grès quartzeux, grès tendres, friables, sableux s'intercalant à différents niveaux minces de lits argilo-sableux. Ces grès qui reposent sur les argiles inférieures sont nettement transgressifs jusque sur le paléozoïque.

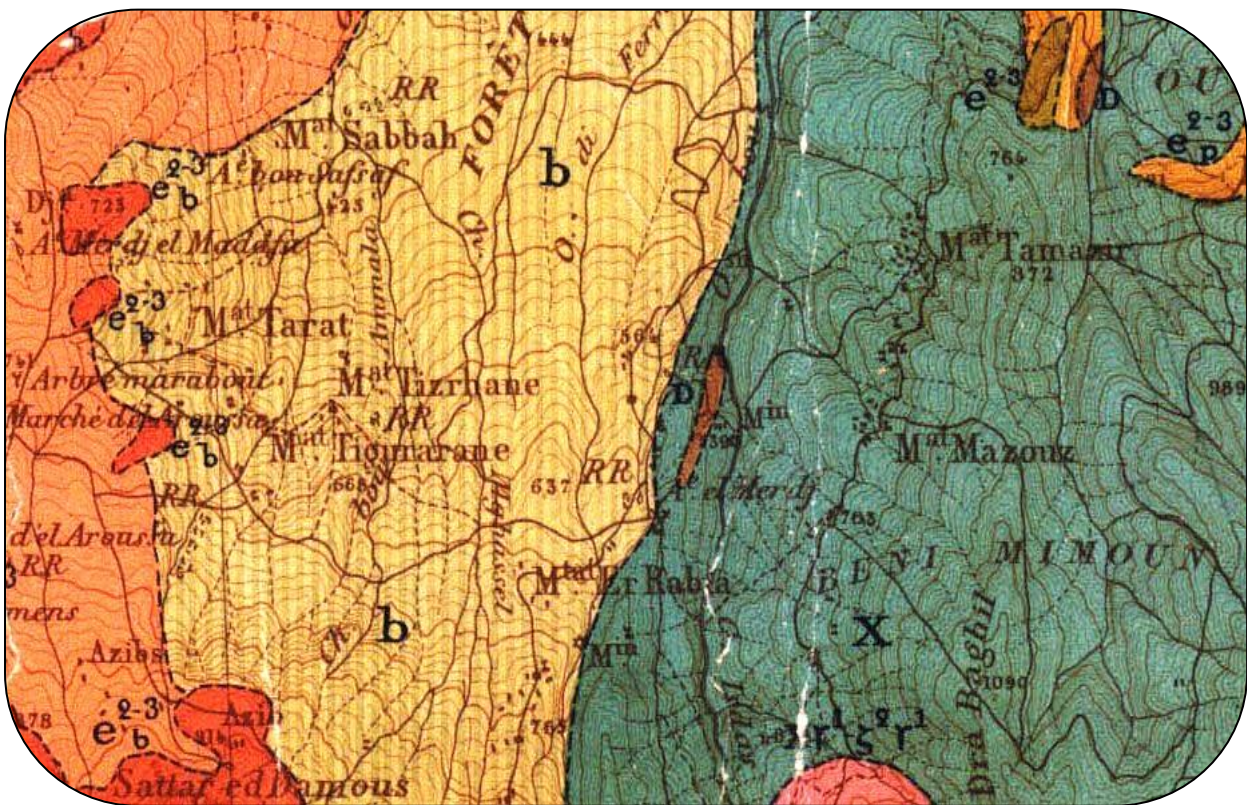
e²⁻³_a: éocène supérieur : argiles et grès : numidien inférieur : puissance assise d'argiles schisteuses noires, brunes, verdâtres, parfois violacées, s'intercalant de lits de grès bruns ou jaunâtres, de quartzites noirs craquelés, présentant souvent en surface des reliefs attribués à des pistes de vers. On y trouve aussi intercalés de petits bancs de calcaires marneux au voisinage desquels on trouve de petites nummulites. Cette assise transgressive qui couronne les grès numidiens est bien développée au sud de chekfa.

X : micaschistes, schistes à séricite ou à chlorite accompagnés de phyllades ocre ou verdâtre, de cornéennes et d'amphibolites qu'il est impossible de séparer sur la carte.

Au microscope : bandes parallèles de quartz en grains ou en fragments anguleux plus ou moins tordus ou étirés entre lesquelles la muscovite en longues lamelles et la séricite en fines paillettes allongées, fréquemment chloritisée dessinent un feutrage à structure fluidale. Contiennent souvent des trainés noirâtres de matières carbonneuses.

L'extinction onduleuse des quartz et la structure cataclastique témoignent des plissements intenses auxquels ont été soumis ces sédiments.

Des schistes graphiteux s'intercalent assez fréquemment dans la partie supérieure de la série sans qu'il soit possible de distinguer de ce fait un horizon bien défini.







-  **b** : éboulis de grès et brèches consolidés.
-  **e²⁻³_b** : grès.
-  **e²⁻³_a** : éocène supérieur : argiles et grès.
-  **X** : schistes, phyllades

Figure II.3 : Extrait de la carte géologique d'El Milia feuille n°29, échelle 1/50 000.

II.3.2 La géologie de site :

L'établissement de la carte géologique du site d'après notre visite, montre que le terrain est couvert par des éboulis de pente représentés par des blocs de grès d'un diamètre varie de 0.50m à 5m noyés dans une matrice argileuse varicolore. Les blocs gréseux sont détachés de la nappe numidienne de Djebel Bouchitane qui surplombe le site du côté Sud ayant subi un déplacement sur des centaines de mètres en recouvrant les argiles numidiennes et sahéliennes sous jacentes.



Figure II.4 : Les blocs de grès.



Figure II.5 : Les blocs gréseux.

II.4 Géomorphologie :

La région de Jijel appartient à la Kabylie des Babors qui est une des plus merveilleuses régions naturelles de l'Algérie.

La plaine est située au nord, le long de la bande littorale allant des petites plaines de Jijel, les plaines d'El Aouana, le bassin de Jijel, les vallées de Oued Kébir, Oued Boussiaba et les petites plaines de Oued Z'hour.

Dans cette région, la montagne tombe souvent à pic dans la mer et forme une côte très découpée appelée Corniche jijelienne, où l'on admire caps, falaises, presqu'îles et promontoires. On y trouve aussi de très belles grottes et des gouffres encore inexplorés. Le bassin versant culmine à 1 589 m d'altitude avec une altitude moyenne de 406,02 m. Les principales cimes montagneuses sont : Tamazgida, Tababort, Seddat, Bouazza.

Quant au site d'étude, il est caractérisé par une morphologie irrégulière représentée par des pentes moyennes à accentuée de direction vers le Nord.

II.5 Hydrologie et hydrogéologie :**II.5.1 Hydrologie et Hydrogéologie de la région :**

Les eaux de pluies sont réparties dans de très nombreux ravins et constituent un régime torrentiel par suite de l'imperméabilité relative du sol et du sous sol formé presque exclusivement de schistes plus ou moins métamorphiques du paléozoïque.

Les sources qui émergent du massif ancien sont irrégulièrement situées à différents niveaux le long des vallées ou ravins qui entaillent profondément ces terrains. Les sources les plus abondantes sont en relation avec les affleurements de calcaires cristallins et leur débit est plus régulier.

Les calcaires liasiques qui n'affleurent que sur la bordure Est de la région jouent un faible rôle aquifère mais par contre avec le grand développement des grès numidiens se montrent de très nombreuses sources qui émergent soit au contact des argiles inférieures du numidien soit des terrains anciens imperméables.

Les eaux qui émergent des éboulis au contact des argiles numidiennes sont en général très peu abondantes et séléniteuses.

II.5.2 Hydrologie et hydrogéologie de site :

De point de vue hydrologique, le terrain est limité du côté Est par un cours d'eau d'un écoulement vers le Nord, il est raviné aussi par des petits cours d'eau.

Sur le plan hydrogéologique, deux puits d'eau domestiques ont été observé sur le site, le premier est situé au Nord de site le long de la route devant la mosquée et le deuxième est localisé au centre de site, il est construit en brique où le niveau d'eau est de 20 cm, il a subi des déformations suite au poussée des parois. Nous avons constaté aussi des résurgences d'eau au Sud de la mosquée sur le talus de terrassement.



Figure II.6 : Le puits détérioré prise en 24/02/2016.

II.6 Sismicité de la région :

La région de Jijel est située dans la région sismique classée d'après (BOCKEL;1999) comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 08, les épicentres de la plupart des secousses ressentis sont localisées entre Bejaia et Sétif dans la région des Babors et les Bibans.

II.7 Climat :

Comme toutes les régions du littoral algérien, la Wilaya de Jijel bénéficie d'un climat tempéré avec un hiver doux caractéristique des zones méditerranéennes et d'une pluviométrie de l'ordre de 1 200 mm/an. Elle est parmi les régions les plus arrosées d'Algérie.

II.8 Description des désordres :

Lors de notre visite à la localité d'arafrac douar beni mimoune, nous avons observé des différents désordres dans ce site :

II.8.1 Désordres sur le terrain :

Au cours de la visite du site, nous avons constaté une ligne de rupture qui délimite une masse importante de terrain qui glisse vers le Nord.



Figure II.8: Ligne de rupture.



Figure II.9 : La ligne de rupture.

II.8.2 Désordres sur les constructions :

Ce glissement touche plusieurs maisons basées sur cette masse glissante ;

(Exemples de quelques photos ci-dessous).



Figure II.10 : Semelle de la maison.



Figure II.11 : Des fissures apparus sur les murs de la maison.



Figure II.12 : Des fissures sur les longrines des fondations.



Figure II.13 : Affaissement et détérioration des plates formes autour des maisons.

II.9 Etude géotechnique :

Suite à la convention N°68/2015 en date du 20/12/2015 reliant la Direction d'Urbanisme, d'Architecture et de Construction (D.U.A.C) de la wilaya de Jijel et le laboratoire de géologie et de géotechnique BOUIBAOUNE Lakhdar (L.G.G Sétif) ayant pour objet de l'étude géotechnique de stabilisation de glissement de terrain, le programme de l'investigation géotechnique consiste à réaliser ce qui suit :

- 20 sondages carottés de 15.00 m de profondeur soit 300 mètre linéaire.
- 40 séries d'essais de laboratoire (essais physiques, mécaniques et chimiques) à différentes profondeurs de sondages.

II.9.1 Les essais in-situ :

II.9.1.1 Le sondage :

Un sondage consiste à forer un trou dans un sol. Les matériaux extraits peuvent l'être de deux manières : [24]

- Soit sans précaution on a alors des échantillons remaniés.
- Soit avec précaution, en utilisant un carottier à prise d'échantillon, pour obtenir un matériau intact.

Le sondage désigne l'exécution du trou proprement dit ou la technique utilisé. Les buts des sondages peuvent être divers c'est-à-dire: [21]

- Etablir une coupe lithologique.
- Prélever des échantillons de sol, non remaniés ou remaniés.
- Permettre la réalisation d'essais in-situ (préssiométrie, essais de perméabilité ...etc.).

Lors d'une campagne de reconnaissance, des sondages mécaniques sont programmés sur plusieurs points. Le coût du sondage étant important, ce dernier doit être exploité pour tirer le maximum d'informations aussi bien qualitatives que quantitatives sur le sol.

En générale une étude géologique faite au cours de l'étape de la reconnaissance préliminaire, permet d'avoir une idée sur la disposition des couches du sol, et par conséquent de fixer judicieusement les points de sondage. Au préalable, un minimum de sondages est réalisé, et des sondages intermédiaires sont ajoutés en cas de constat d'hétérogénéité des couches. [3]

Les sondages sont habituellement classés en fonction de la qualité des informations recueillies pour la reconnaissance visuelle des sols, on distingue deux catégories de sondage :

- Sondage destructif.
- Sondage non destructif.

II.9.1.1.1 Sondage destructif :

Il s'agit de prélever des échantillons remaniés pour l'identification des couches du sol. Il importe de ne pas perturber la teneur en eau du sol prélevé. L'état naturel de l'échantillon étant remanié (détruit), l'échantillon ne peut par conséquent être sujet à des essais mécaniques ou de compressibilité. On utilise en pratique les moyens suivants : [3]

- La tarière à main.
- La tarière mécanique.
- Sondage par puits, tranchée.
- Sondage mécanique.
- La tarière seaux rotatif.

II.9.1.1.2 Sondage non destructif :

On utilise en pratique les carottiers, qui sont composés d'un outil d'attaque qui permet de découper le matériau (trousse, tranchante,...) et d'un ensemble de tubes.

L'échantillon découpé doit remonter à la surface dans l'état où il a été découpé.

Le diamètre intérieur du carottier varie entre 28 et 120 mm, et a pour longueur de 0,5 à 3,00 m. le carottier peut pénétrer dans le sol par battage, rotation ou pression suivant le type de sol.

La pénétration par rotation est recommandée pour le sol rocheux dur. L'engin d'attaque est en générale une couronne, souvent diamantée avec une vitesse de rotation de 750 à 1000 tours/min.

On utilise la percussion (ou battage) du carottier dans le cas des sols pulvérulents ou cohérent compact.

Dans le cas d'un sol meuble, il existe un grand nombre de carottier, le carottage doit une part donner les échantillons suffisamment gros pour pouvoir les tailler au laboratoire (de l'ordre de 90 mm), et d'autre part il doit conserver les propriétés naturelles de l'échantillon.

Quand au sol cohérent, il est préférable d'utiliser les carottiers à parois mince pénétrant dans le sol par battage.

Après prélèvement des carottes, ces derniers sont enduits de paraffine afin de conserver la teneur en eau naturel, et transportées en caisses en évitant de leur subir le moindre choc de vibration. [23]

II.9.1.2 Résultats des sondages carottés :

❖ Sondage n° 10 :

- 0.00 – 1.20 m : argile limoneuse et graveleuse brune.
- 1.20 – 5.50 m : formations de pente (argile sableuse et graveleuse jaune à brune avec des blocs de grès).
- 5.50 – 15.00 m : marne schisteuse grise.

❖ Sondage n° 13 :

- 0.00 – 4.10 m : formations de pente (argile sableuse et graveleuse jaune à brune avec des blocs de grès).
- 4.10 – 5.80 m : argile limoneuse varicolore.
- 5.80 – 7.30 m : argile marneuse brune.
- 7.30 – 15.00 m : marne schisteuse grise.

❖ Sondage n° 18 :

- 0.00 – 7.40 m : formations de pente (argile sableuse et graveleuse jaune à brune avec des blocs de grès).

- 7.40 – 15.00 m : marne schisteuse grise.

II.9.2 Essais d'identifications géotechniques réalisées au laboratoire :

Les essais d'identification géotechniques réalisés au laboratoire ont pour but, la détermination des caractéristiques physico-mécaniques des sols étudiés, telles que : la teneur en eau, le poids volumiques du sol, le degré de saturation, les limites d'Atterberg, la compressibilité et la résistance au cisaillement du sol, etc. Ces essais permettent aussi de préciser la nature du sol, sa structure, ces propriétés physique, et l'identification géotechnique des sols rencontrés sur le site.

II.9.2.1 Paramètres physiques:**II.9.2.1.1 La teneur en eau naturelle (w) :**

La teneur en eau qui est le paramètre d'état le plus important dont sa variation modifie toutes les propriétés du sol à été déterminée en utilisant des tares et une étuve à 105°C, car le sol ne contient pas de matières organiques. Elle est définie par la relation suivante : [23]

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_t - W_s}{W_s} \quad (\%)$$

Avec :

W_w : le poids de l'eau.

W_t : le poids total du sol.

W_s : le poids des grains solides.

II.9.2.1.2 Le poids volumiques du sol (γ_h) :

Le poids volumique apparent ou poids volumique humide noté ' γ_h ' c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol : [22]

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t}$$

W_t : Le poids total du sol,

V_t : Le volume total du sol.

Le poids volumique du sol sec noté ' γ_d ', c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s}$$



Figure II.14 : Détermination du poids volumique sec.

II.9.2.1.3 Le degré de saturation (s_r) :

Le degré de saturation noté S_r , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport de volume de l'eau au volume des vides, il s'exprime en % :

[6]

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

Avec :

V_w : volume de l'eau

V_v : volume de vides

II.9.2.1.4 Limites d'Atterberg :

Les limites d'atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre trois états solide, plastique et liquide. L'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau. [3]

- La limite de liquidité W_l : traduit le passage entre l'état liquide et plastique
- La limite de plasticité W_p : correspond au passage entre l'état plastique et l'état solide.

Ces caractéristiques sont complétées par l'indice de plasticité I_p qui s'exprime en % et est donnée par la formule ci-après :

$$I_p = W_1 - W_p$$

II.9.2.2 Paramètres Mécaniques:

II.9.2.2.1 Essai de cisaillement :

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblai, stabilité des talus, etc.), il est nécessaire de connaître la résistance au cisaillement du sol. Le glissement de sol est le phénomène de la rupture au cisaillement. Ce dernier se produit lorsque les contraintes de cisaillement dans le sol dépassent la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut résister. Elle est désignée comme étant la résistance au cisaillement.

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre, un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale déterminée. La demie-boîte inférieure est entraînée à vitesse constante. La force totale de cisaillement (F) est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan horizontal imposé.



Figure II.15 : Cisaillement rectiligne à la boîte.

II.9.2.2.2 Essai oedométrique :

L'essai de compressibilité à l'oedomètre a pour but d'étudier la consolidation d'échantillons de sols intact ou remanié, soumis à des charges verticales, drainées suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide. Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre charge verticales et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation. Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbe :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

A partir de la courbe oedométrique (indice des vides en fonctions du logarithme décimal de la contrainte verticale appliquée), on peut déduire plusieurs paramètres nécessaires pour le calcul du tassement ou dans le but de classifier les sols selon leur compressibilité : l'indice de compressibilité C_c , l'indice de gonflement C_g et la contrainte de pré-consolidations σ_c .

Tableau II.1 : Classification des sols selon l'indice de compressibilité C_c .

L'indice de compressibilité C_c	Classification de sol
$C_c < 0.020$	Incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.10$	Peu compressible
$0.10 < C_c < 0.20$	Moyennement compressible
$0.20 < C_c < 0.30$	Assez fortement compressible
$0.30 < C_c < 0.50$	Très compressible
$C_c > 0.50$	Extrêmement compressible

Tableau II.2 : Classification du sol selon l'indice de gonflement C_g .

l'indice de gonflement C_g	Susceptibilité
$C_g < 0.025$	Faible
$0.025 < C_g < 0.035$	Moyenne
$0.035 < C_g < 0.055$	Forte
$C_g > 0.055$	Très forte

II.9.3 Interprétation des résultats des essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire ont été effectués sur les intervalles argileux dans la couche des formations de pente et sur la partie supérieure de la couche des marnes (argiles marneuses produit d'altération des marnes), et ces essais ont été annulés pour les grès.

II.9.3.1 Résultats des essais physiques:

II.9.3.1.1 Teneur en eau naturelle (W_n %) :

Tableau II.3 : Teneur en eau naturelle.

Valeur max	26.95 %
Valeur min	14.20 %
Valeur moy	20.70 %

Le sol est moyennement humide à humide.

II.9.3.1.2 Masse volumique sèche (γ_d t/m³) :

Tableau II.4 : Masse volumique sèche.

Valeur max	1.88
Valeur min	1.49
Valeur moy	1.69

Le sol est peu dense à très dense.

II.9.3.1.3 Degré de saturation (S_r %) :

Tableau II.5 : Degré de saturation.

Valeur max	100 %
Valeur min	81.24 %
Valeur moy	94.79 %

Le sol est proche de la saturation à saturé notant que certains échantillons sont proches de la saturation.

II.9.3.1.4 Limites d’Atterberg :

Tableau II.6 : Résultats d’essai Limites d’atterberg

	Limite de liquidité WL%	Limite de plasticité WP%	Indice de plasticité IP	Indice de consistance Ic
Valeur max	65.51	30.88	30.46	1.48
Valeur min	28.53	16.64	11.89	0.91
Valeur moy	51.34	25.59	25.44	1.19

D’après la classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande, il s’agit d’une argile consistante peu plastique à très plastique.

II.9.3.2 Résultats des essais mécaniques :

Tableau II.7 : Résultats d’essai cisaillement à la boîte et d’essai œnométrique.

N° de sondage	Profondeur de l’échantillon (m)	Cisaillement à la boîte Casagrande (uu) (Initiales)		Compressibilité à l’odomètre		
		Cu (bar)	ϕ (°)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)
S10	3.30-4.00	0.73	2,32	1.96	23,25	4.00
S13	6.30-7.30	0.78	3,29	2,49	13,95	4,04
S18	4.20-5.00	0,75	3,17	1,91	21,22	4,40

Le sol est moyennement cohérent à cohérent et non frottant à peu frottant.

La relation $C_c/1+e_0$ donne les valeurs suivantes :

Tableau II.8 : Résultats de la relation $C_c/1+e_0$.

Sondage et profondeur	C_c	e_0	$C_c/1+e_0$	Observations
S 10 (3.30-4.00 m)	23.25	0.361	0.17	Sol moyennement compressible
S 13 (6.30-7.30 m)	13.95	0.319	0.11	Sol moyennement compressible
S 18 (4.20-5.00 m)	21.22	0.363	0.16	Sol moyennement compressible

II.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons représenté la situation géographique du site, sa géologie, sa géomorphologie, hydrologie et hydrogéologie, climat et enfin celle des désordres.

L'étude géotechnique doit permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite, donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche.

Chapitre III :

Méthode de calcul

III.1 Introduction :

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, plusieurs méthodes de calcul de la stabilité ont été développées par les chercheurs et ceci pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur du coefficient de sécurité FS. Le fait, est que, l'application de ce coefficient a pour raison de se tenir éloigné de la rupture, autrement dit, il donne pour le talus une marge de sécurité qui le sépare de la rupture (déformation).

III.2 Notion sur le coefficient de sécurité :

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

Le coefficient de sécurité F_S est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme suit :

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

Avec :

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol

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

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour FS=1, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

III.3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude

est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible.

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

Tableau IV.1 Valeurs de coefficient de sécurité FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

FS	Etat de l'ouvrage
< 1	danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

III.4 Les méthodes de calcul :

III.4.1 Méthode globale:

Cette méthode consiste à:

- le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques C , ϕ et γ .
- si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute a ces paramètres.

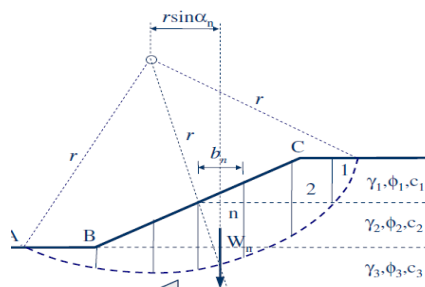


Figure III.1 : Méthode globale.

III.4.2 Méthode des tranches :

C'est une méthode suédoise due à Peterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nouveiller en 1956, la méthode des tranches consiste à diviser un volume instable en un certain nombre verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieurs quelconque (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes. [7]

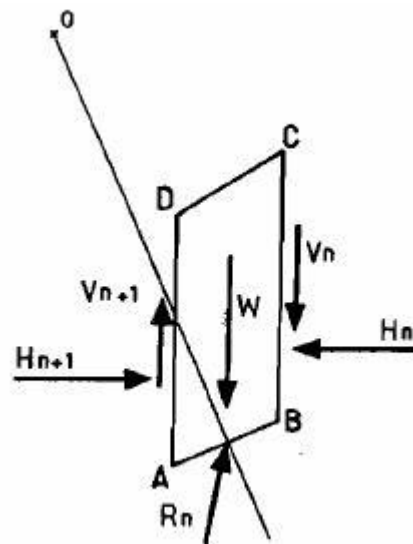


Figure III.2 : Les forces agissant sur une tranche

III.4.3 Méthode de FELLENIUS :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main. [8]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales).

III.4.4 Méthode de bishop simplifiée :

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires, bishop à supposer que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que, pour toute tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

C'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches. Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction. [12]

III.4 .5 Méthode de JANBU simplifiée :

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T).

La base de la force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité. [17]

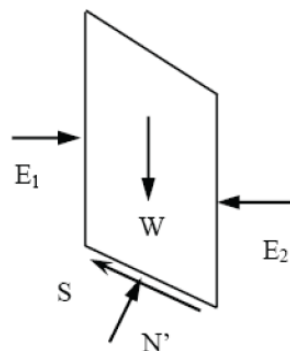


Figure III. 3 : Représentation des forces sur une tranche.

III.4.6 Méthode de Taylor (1948) :

La méthode de Taylor développée dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement, les abaques établie par ce dernier qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème. Elle est encore appelée méthode de « cercle de frottement ». [1]

Hypothèses :

- La ligne de glissement est supposée circulaire,
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène,
- A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas,
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau,
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement.

III.4.7 Méthode suédoise (1912) :

Le cercle a fait son apparition avec Hultin et Petterson c'est l'origine de la « méthode suédoise ».

C'est le cas particulier de la méthode des tranches, Pour $\phi = 0$ et surface circulaire, c'est une méthode simple qui donne F_s de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non homogènes. [11]

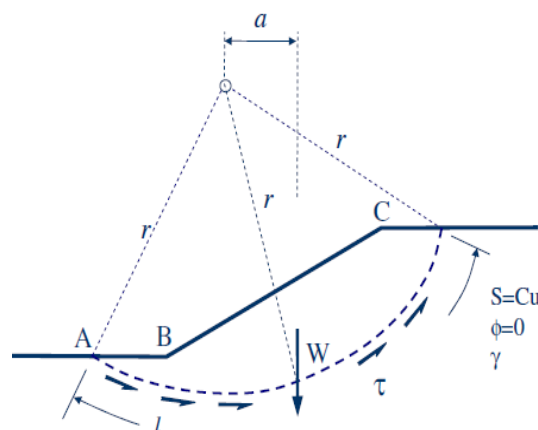


Figure III.4 : Méthode suédoise.

III.4.8 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

En générale cette méthode: [27]

- Considère les deux forces inter tranches,
- suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$,
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches,

- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibre des forces et des moments.

Les forces considérées sont indiquées dans la figure :

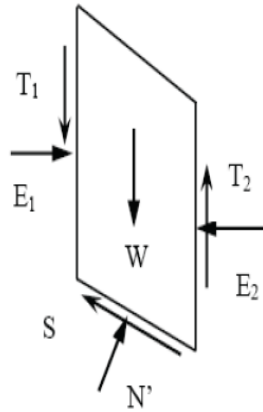


Figure III.5 : Représentation graphique des forces sur une tranche.

III.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté des différentes méthodes de calcul, le principe de chaque méthode, les formules du coefficient de sécurité FS et tout cela pour définir et détecter les zones stables et instables.

Chapitre IV :

Étude de stabilité

IV.1 Introduction :

Comme toute étude de glissement, l'étude de la stabilité est incontournable pour détecter la zone la plus faible probablement responsable de la catastrophe.

Ce chapitre représente la partie la plus importante de notre travail. D'après Les résultats des essais in-situ et laboratoire (chapitre II) ont permis de définir la formation géologique du terrain étudié (présentation les différentes couches et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques).

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité base sur ces résultats et aussi le choix de l'une ou l'autre des méthodes de calcul dépend du type de glissement constaté.

IV.2 Présentation du logiciel PLAXIS 2D :

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique, le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel PLAXIS donne des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel PLAXIS permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds. Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus l'élément triangulaire à 15 nœuds.

IV.2.1 L'interface du logiciel PLAXIS :

L'interface du programme PLAXIS contient :

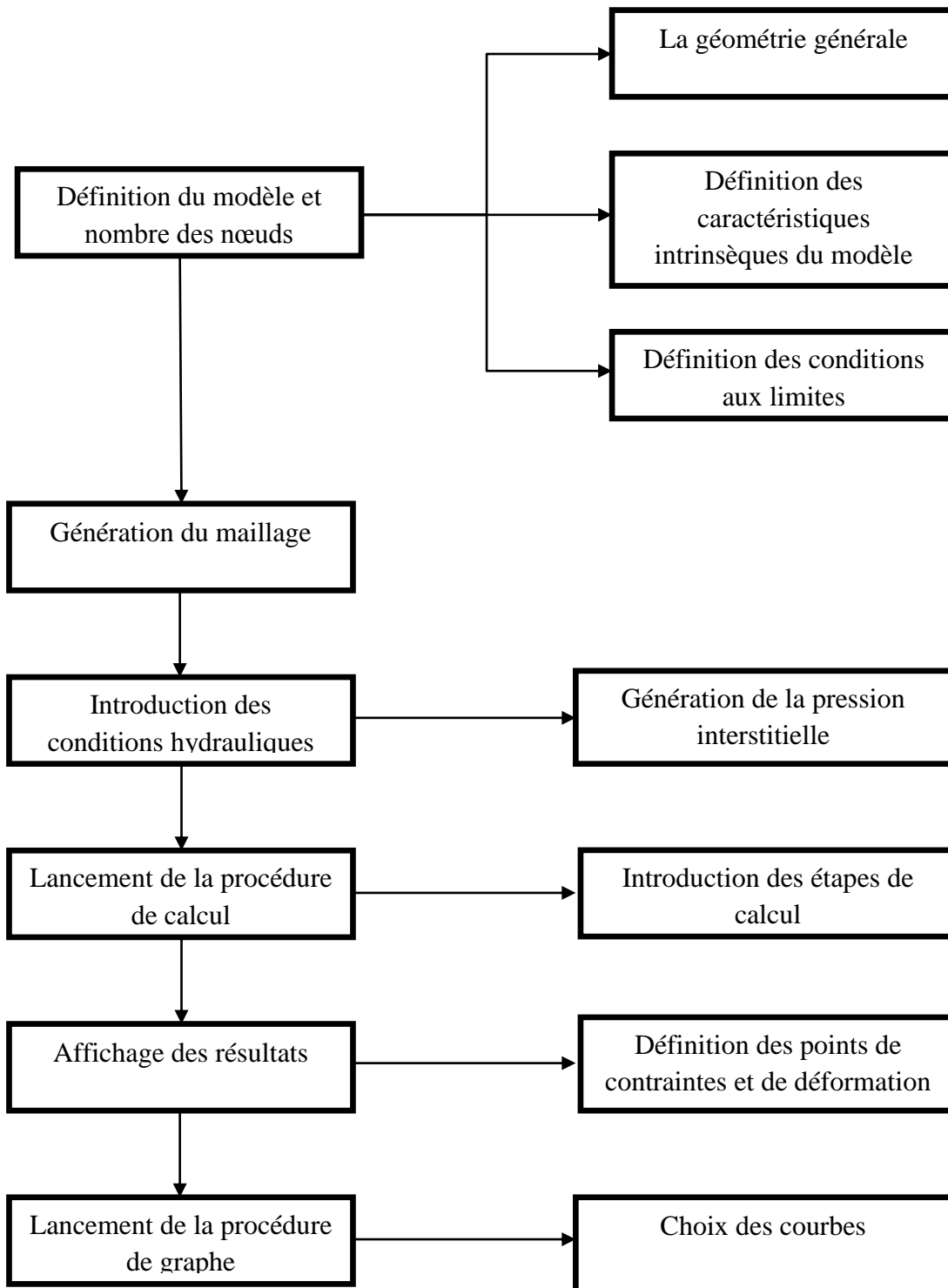
PLAXIS-Input : ou pré-processing, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

PLAXIS-calculation : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.

PLAXIS-Output : programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes).

PLAXIS-Curves : permet de présenter les résultats sous forme de courbes, par exemple : des courbes de déplacements.

IV.2.2 Déroulement du logiciel PLAXIS :

*Figure IV.1 : Déroulement du logiciel PLAXIS.*

IV.2.3 Les caractéristiques géotechniques de talus :

Tableau IV.1 : Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.

Couche	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	φ (°)
Argile	17	40	12
Marne schisteuse grise	18	10	30

1 ère couche :

Mohr-Coulomb - 1er couche

General Parameters Interfaces

Material Set

Identification: 1er couche

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 17,000 kN/m³

γ_{sat} : 18,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1,000E-03 m/day

k_y : 1,000E-03 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Figure IV.2 : Les caractéristiques d'argile.

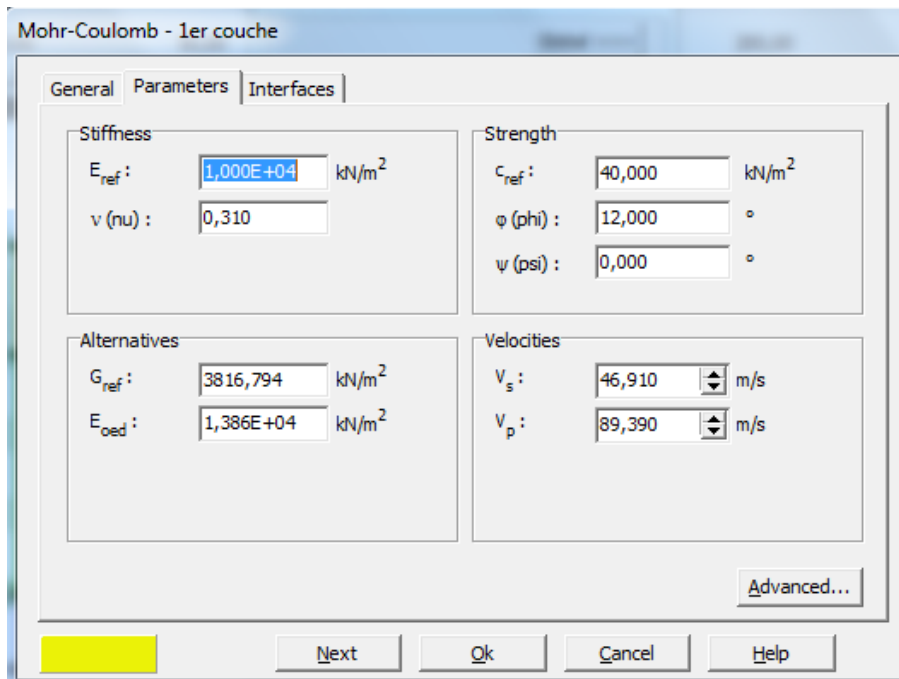


Figure IV.3 : Les caractéristiques d'argile.

2eme couche :

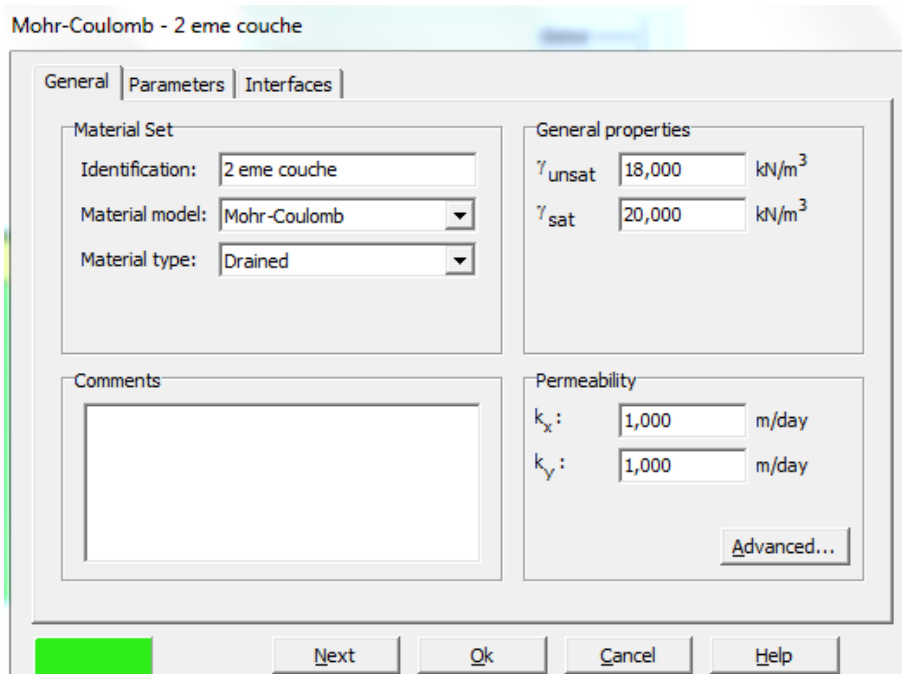


Figure IV.4 : Les caractéristiques de la marne.

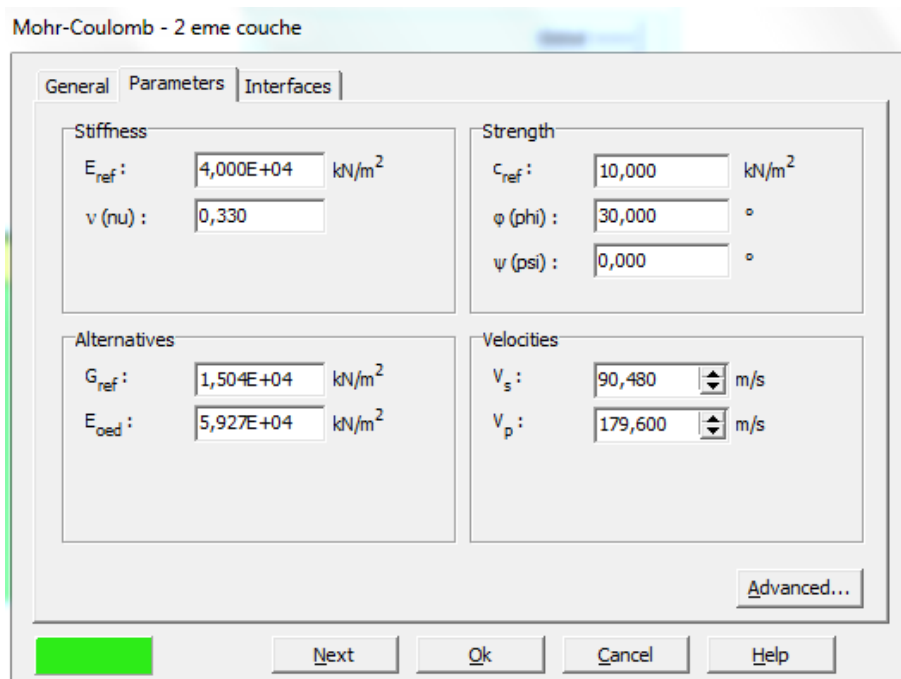


Figure IV.5 : Les caractéristiques de la marne.

IV.2.4 Les caractéristiques de la charge :

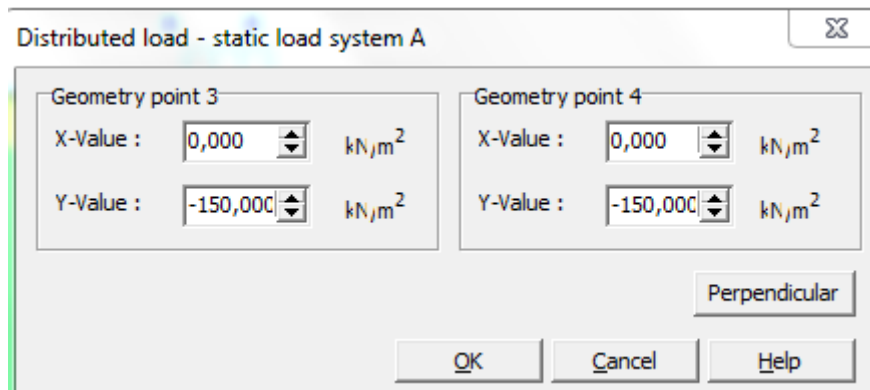


Figure IV.6 : Les caractéristiques de la charge.

IV.2.5 Les étapes de calculs :

IV.2.5.1 Présentation du modèle étudié :

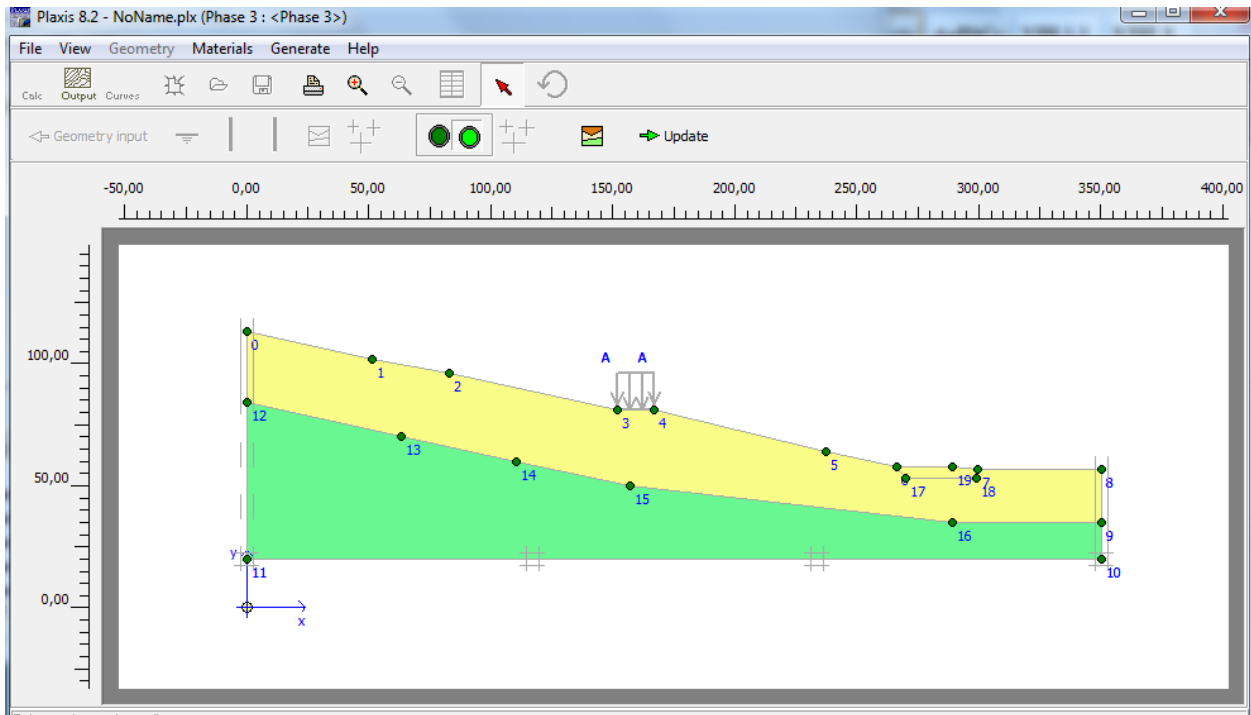


Figure IV.7 : Modélisation de talus à l'état naturel.

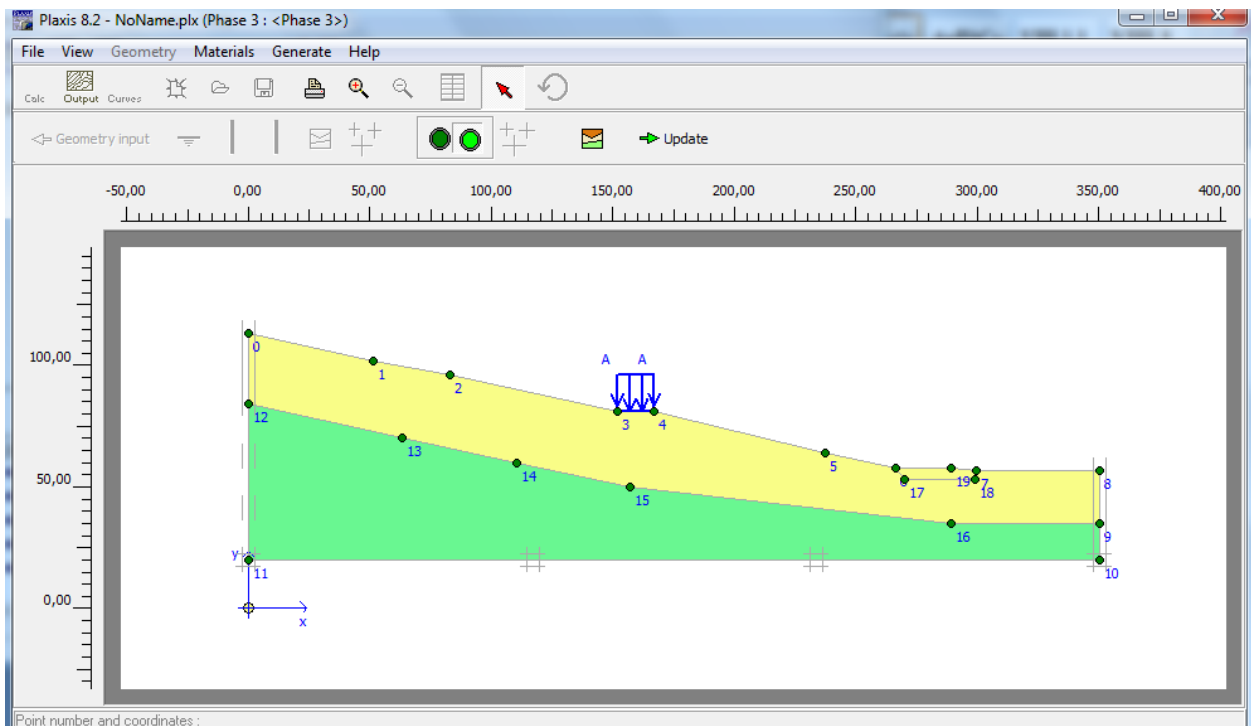


Figure IV.8 : Modélisation de talus avec la charge.

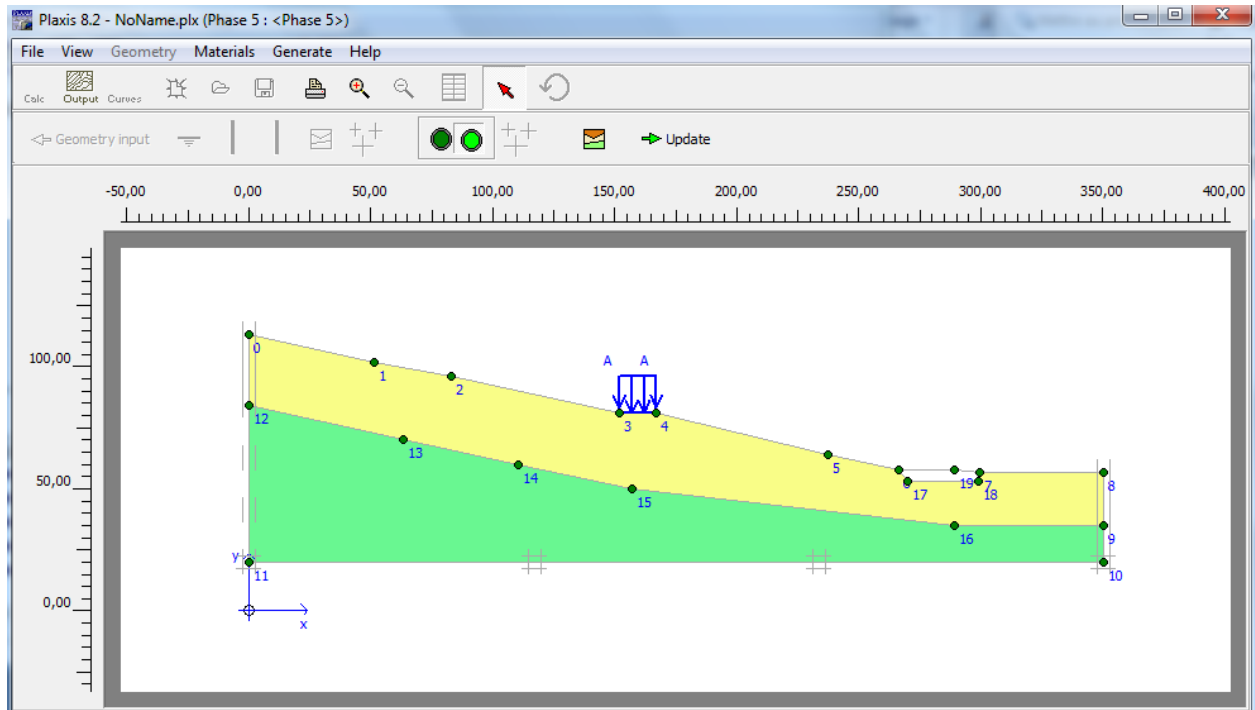


Figure IV.9 : Modélisation de talus après l'excavation.

IV.2.5.2 Maillage du talus en éléments finis :

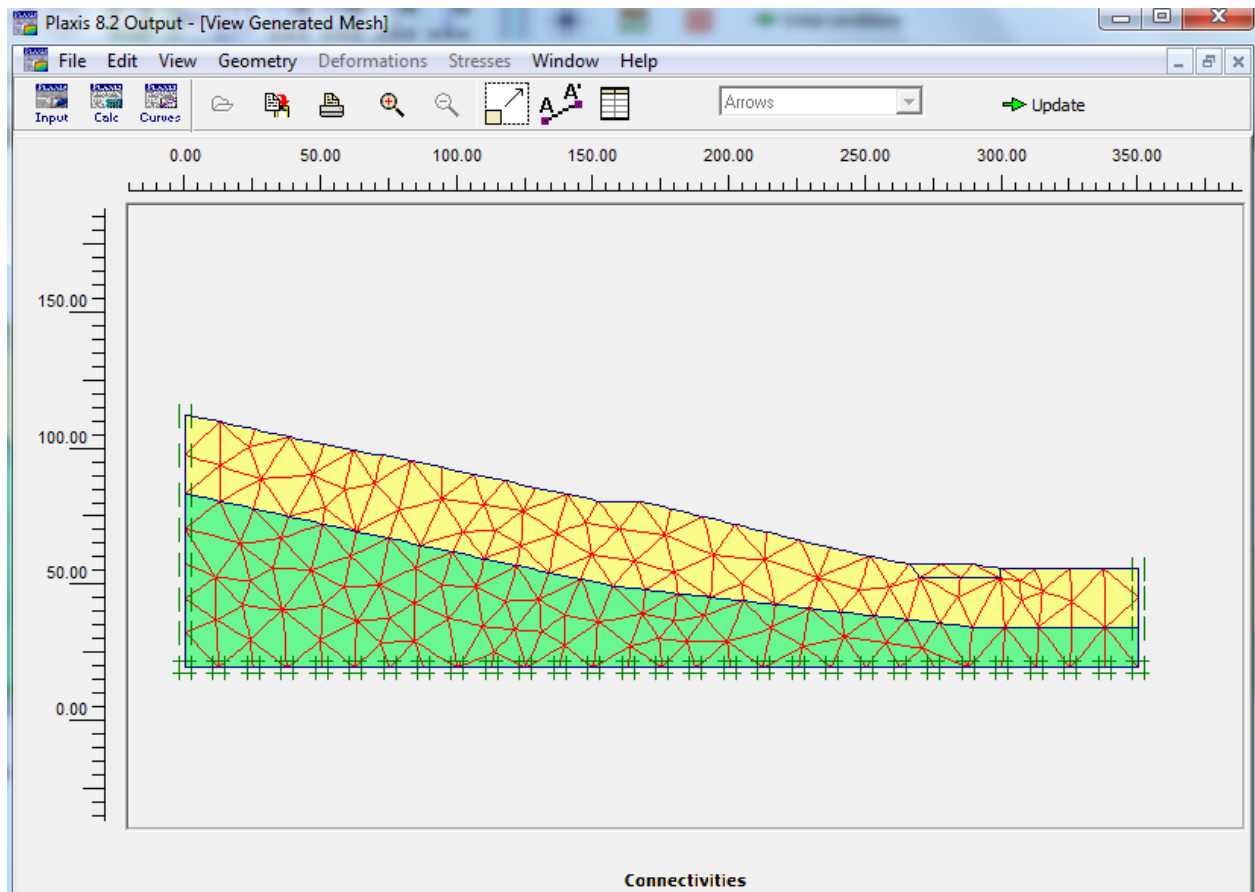


Figure IV.10 : Maillage en éléments finis du talus.

IV.2.5.3 Position de la nappe phréatique :

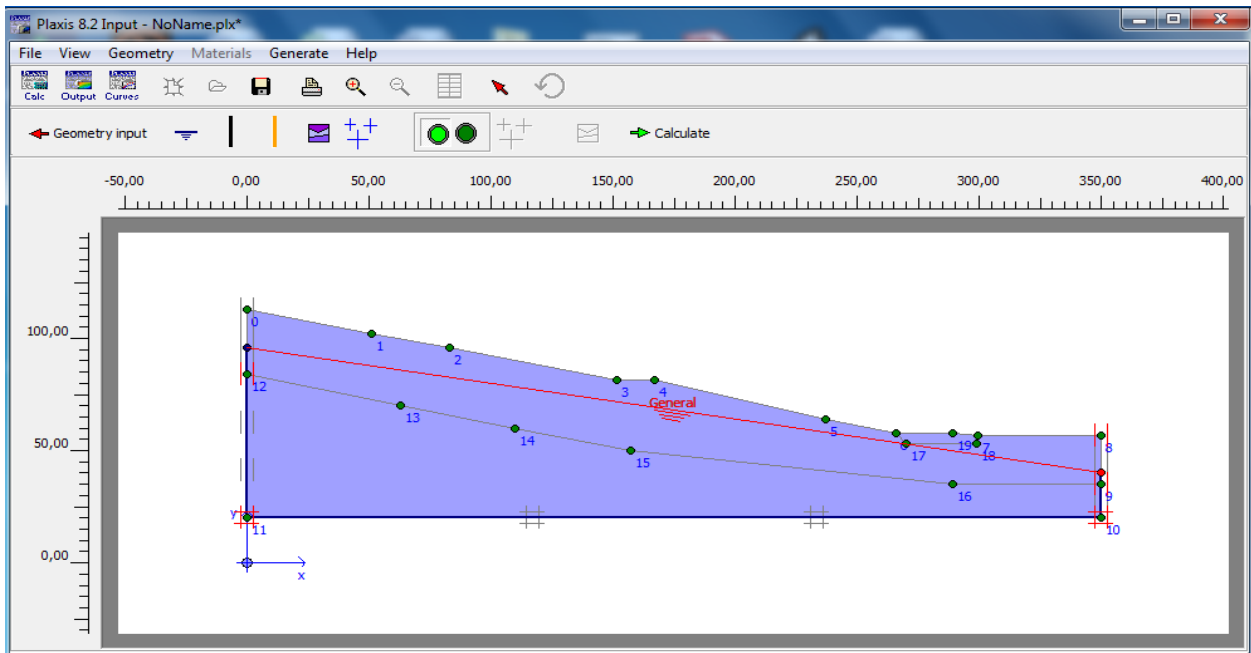


Figure IV.11 : Position de la nappe phréatique.

IV.2.5.4 Les phases de calculs :

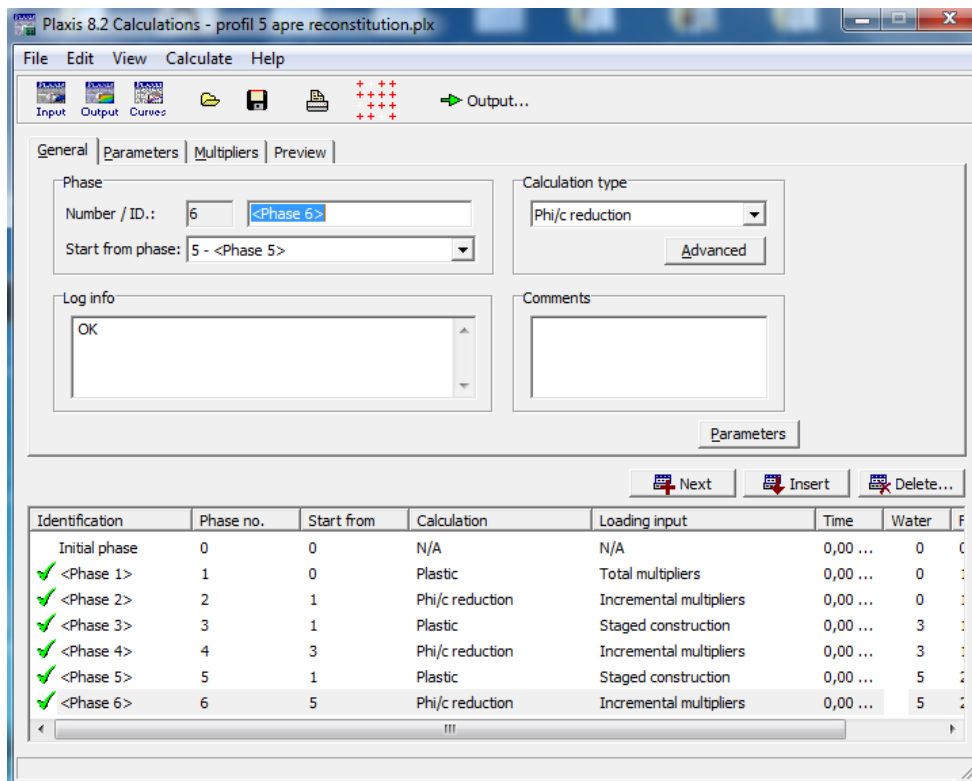


Figure IV.12 : Les phases de calculs.

IV.2.5.5 A l'état naturel :

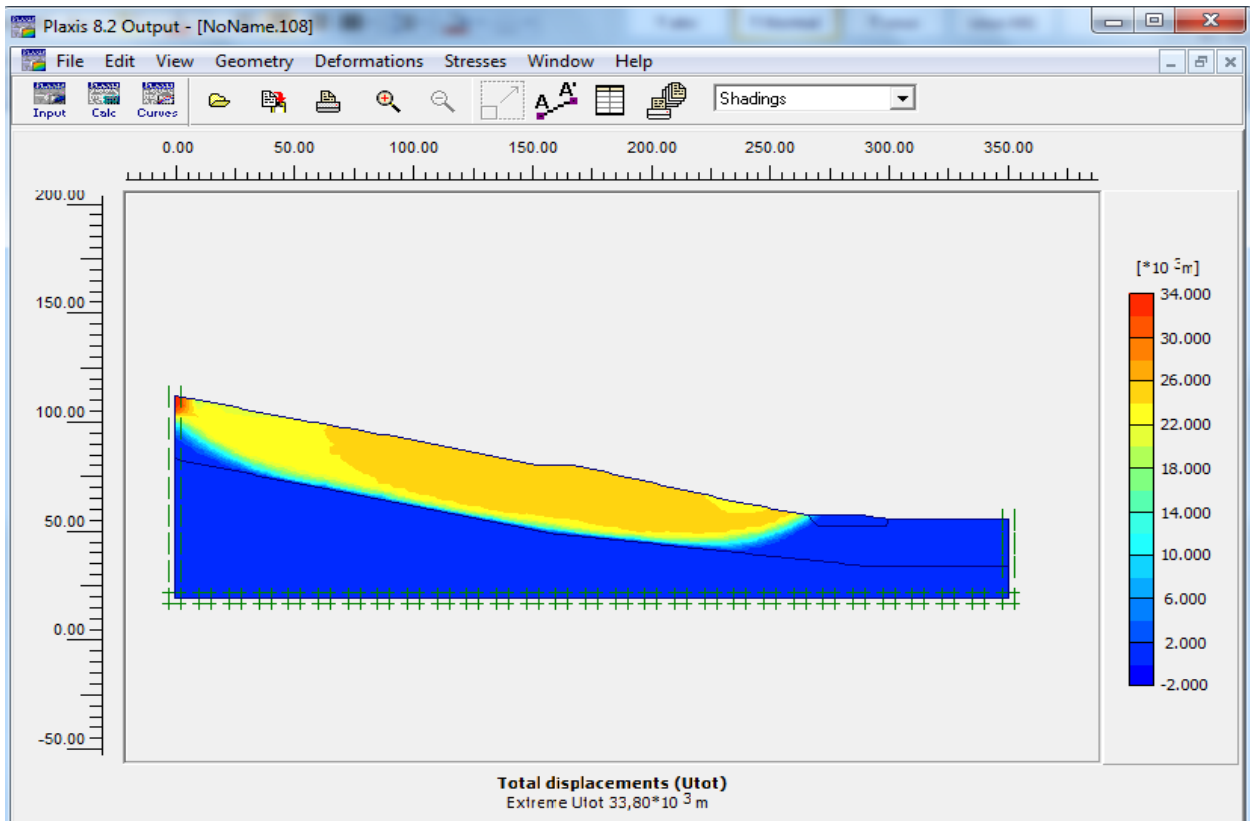


Figure IV.13 : Cercle de talus a l'état naturel.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	108 of 314	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,341
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

OK | Print | Help

Figure IV.14 : Coefficient de sécurité du talus a l'état naturel (FS=1,341).

IV.2.5.6 Avec la charge :

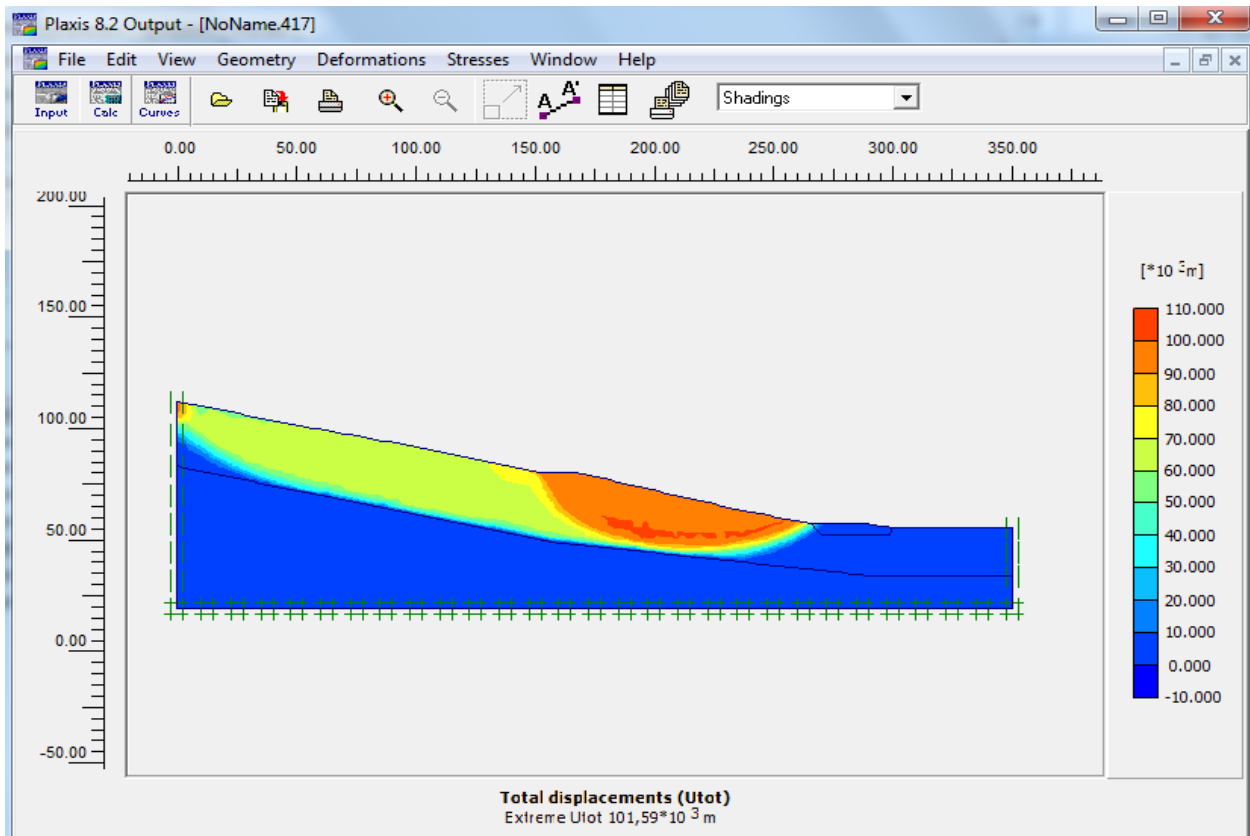


Figure IV.15 : Cercle de glissement avec la charge.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info

Step	417 of 417	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp: 0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA: 0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB: 0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight: 0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel: 0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf: 0,000	Σ -Msf: 1,331
Time	Increment: 0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment: 0,000	End time: 0,000

OK Print Help

Figure IV.16 : Coefficient de sécurité du talus avec la charge (FS=1,331).

IV.2.5.7 Après l'excavation :

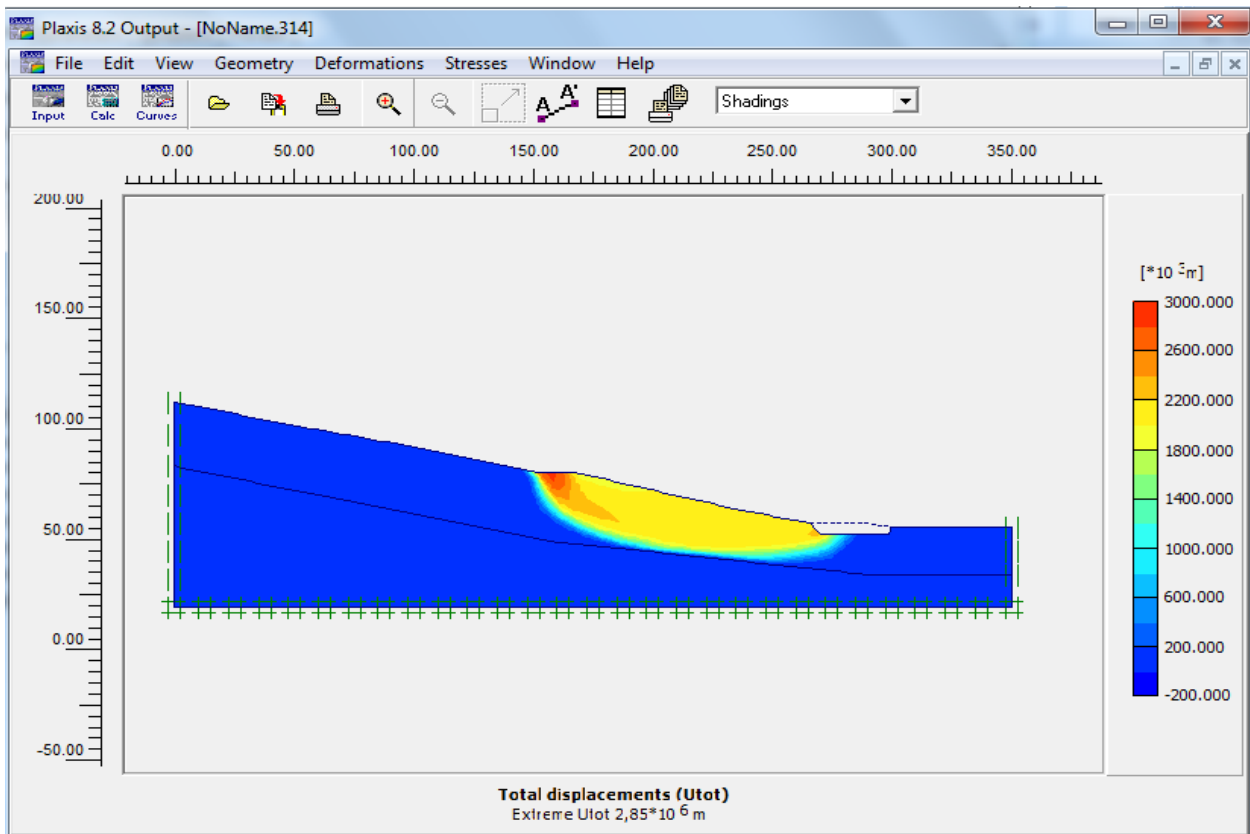


Figure IV.17 : Cercle de glissement après l'excavation.

Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	322 of 322	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,046
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

OK Print Help

Figure IV.18 : Coefficient de sécurité du talus après l'excavation (FS = 1,046).

IV.2.6 Interprétation :

Après l'analyse sur notre logiciel PLAXIS nous avons constaté que :

Le cercle critique du glissement potentiel signale un coefficient de sécurité de 1,341 à l'état naturel, un coefficient de 1,331 avec une charge, et 1,046 avec l'excavation,

- ✓ On remarque donc que le facteur majeur qui déclenche notre glissement est l'excavation

IV.3 Présentation du logiciel Geoslope :

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

SLOPE/W : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ordinaire ...).

SEEP/W : calcul, analyse et évalue, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau.

QUAKE/W : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme.)

SIGMA/W : analyse par éléments finis des problèmes de contraintes - déformations.)

TEMP/W : analyse des problèmes géothermiques des sols.)

CTAN/W : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.)

AIR/W : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.)

VADOSE/W : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la zone non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

❖ Le programme SLOPE/W :

Notre programme SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

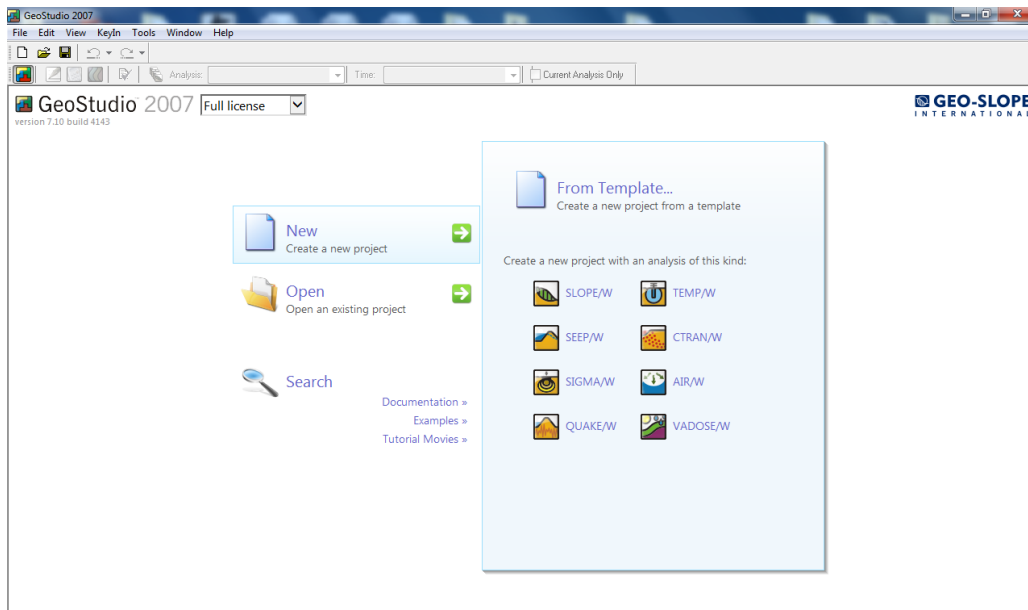


Figure IV.19 : Présentation du logiciel GEOSLOPE.

IV.3.1 Le fonctionnement du logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

IV.3.1.1 Define :

Cette étape est très importante, car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur :

Set:

- La délimitation de la surface du travail.
- La définition de l'échelle.
- La définition des réseaux.
- La détermination du zoom.

-La fixation d'axes.

KeyIn:

-La spécification des méthodes d'analyses.

-La spécification des options d'analyse.

-La définition des propriétés du sol.

Draw:

-Le dessin des points.

-Le dessin des lignes.

- La détermination de ligne piézométrique.

- Le dessin du rayon de la surface de rupture.

-Le dessin des réseaux de la surface de rupture.

Sketch :

-La réalisation de l'esquisse du problème.

- Étiquetage du sol.

-Rajout d'un titre d'identification du problème.

-Éclaircir les ténèbres d'identification.

Modify : cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

Tools : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.

Saving : dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier.

IV.3.1.2 Solve :

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité FS.

IV.3.1.3 Contour :

C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique ; et afficher ces résultats.

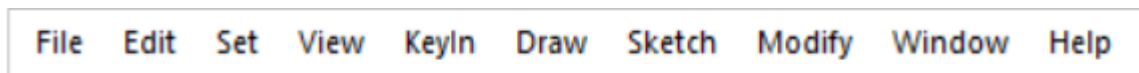
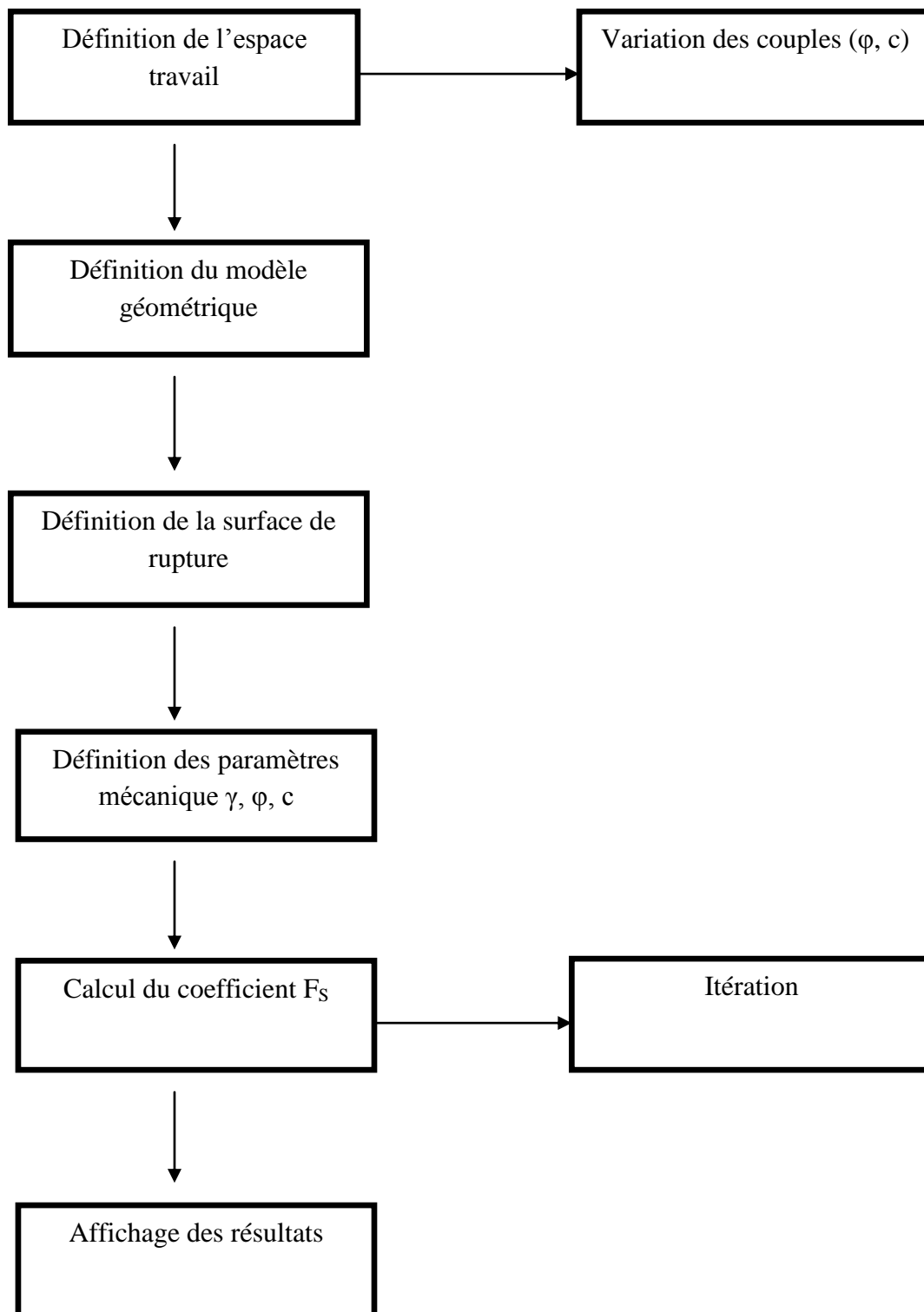


Figure IV.20 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.

IV.3.2 Déroulement du logiciel Géoslope :

*Figure IV.21 : Déroulement du logiciel Géoslope.*

IV.3.3 Les caractéristiques géotechniques de talus :

Tableau IV.2 : Les caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.

Couche	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)
Argile	13	40	12
Marne schisteuse grise	18	10	30

IV.3.4 Les caractéristiques de la charge :

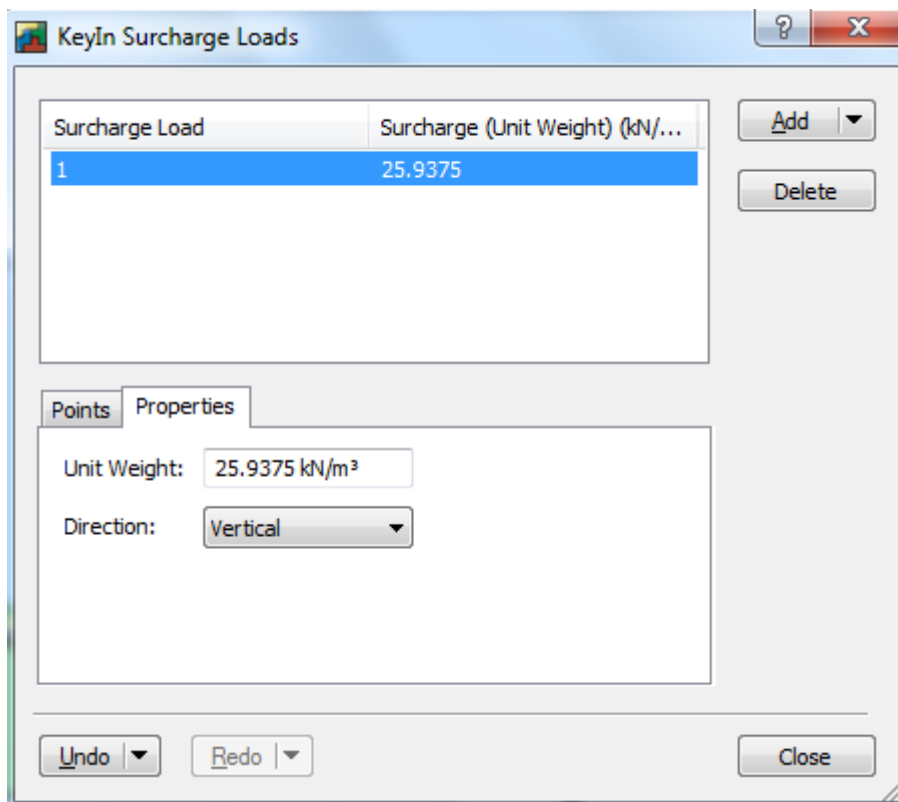


Figure IV.22 : Les caractéristiques de la charge.

IV.3.5 Modélisation de profil étudié :

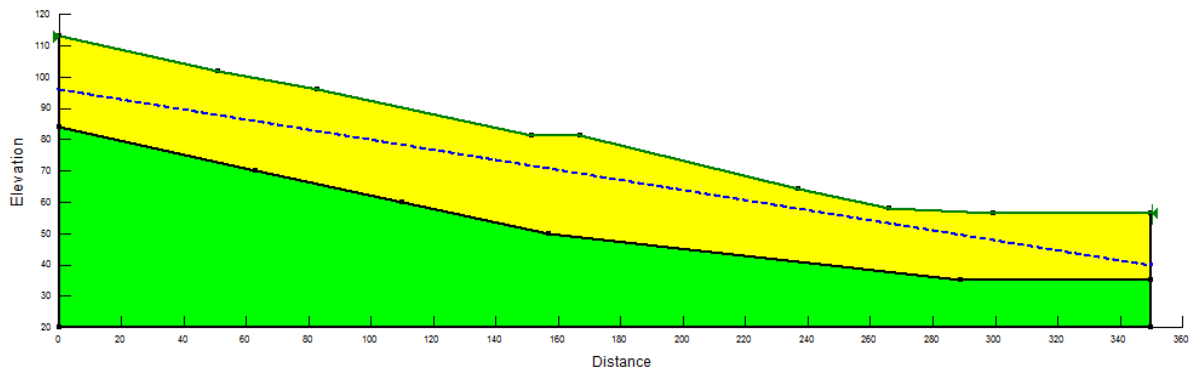


Figure IV.23 : Modélisation de talus à l'état naturel.

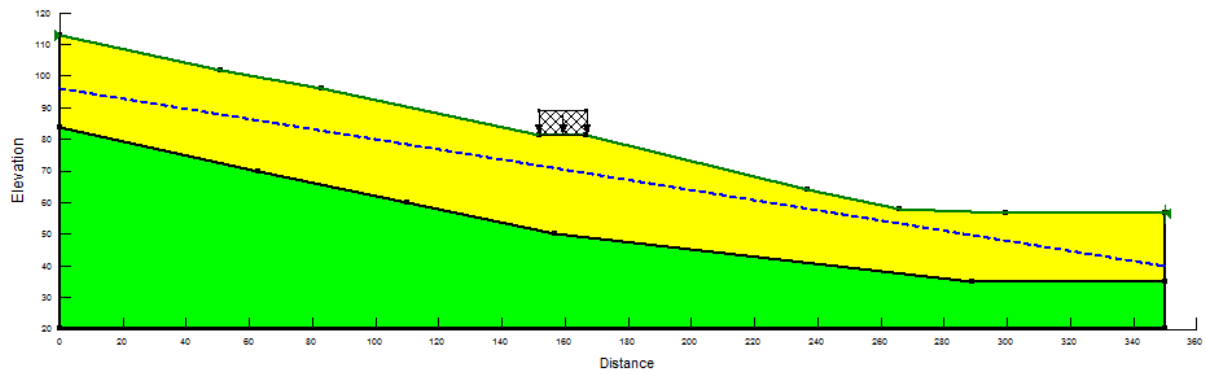


Figure IV.24 : Modélisation de talus avec la charge.

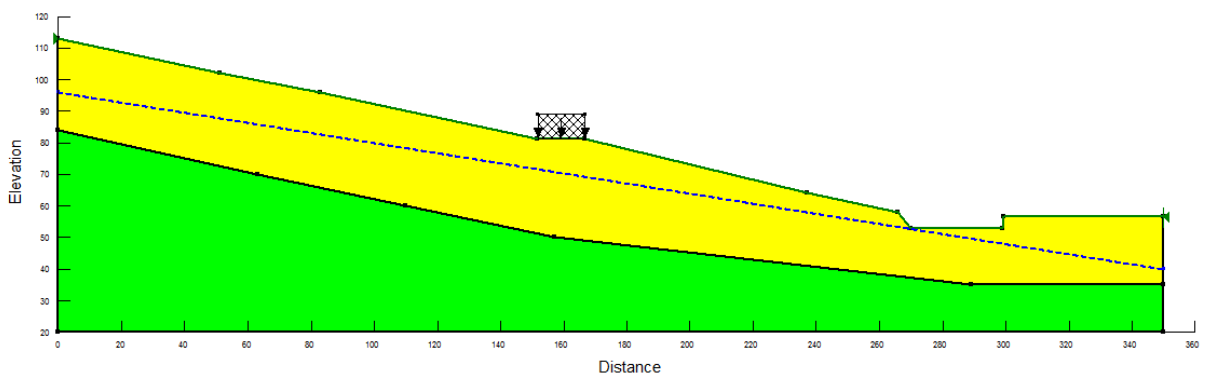


Figure IV.25 : Modélisation de talus après l'excavation.

IV.3.6 Calcul de coefficient de sécurité :

❖ Ordinaire:

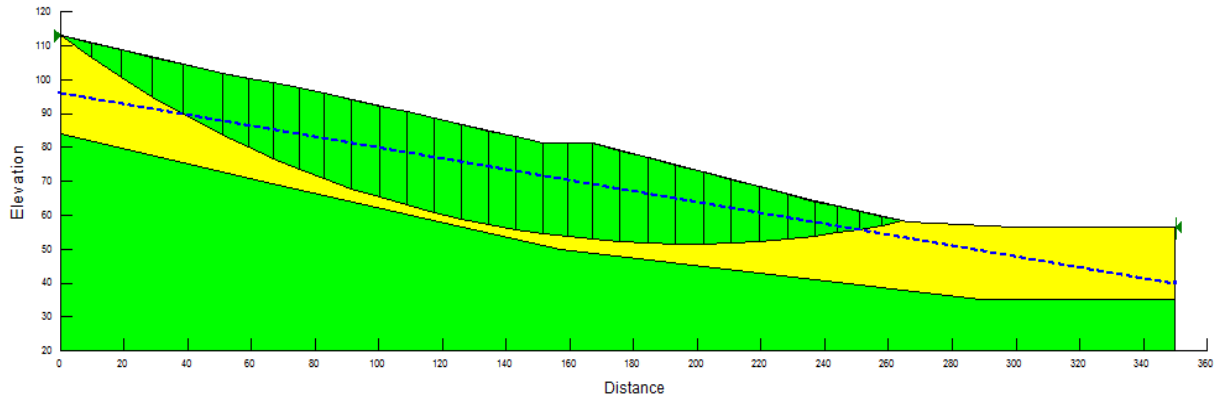


Figure IV.26 : Cercle de rupture à l'état naturel.

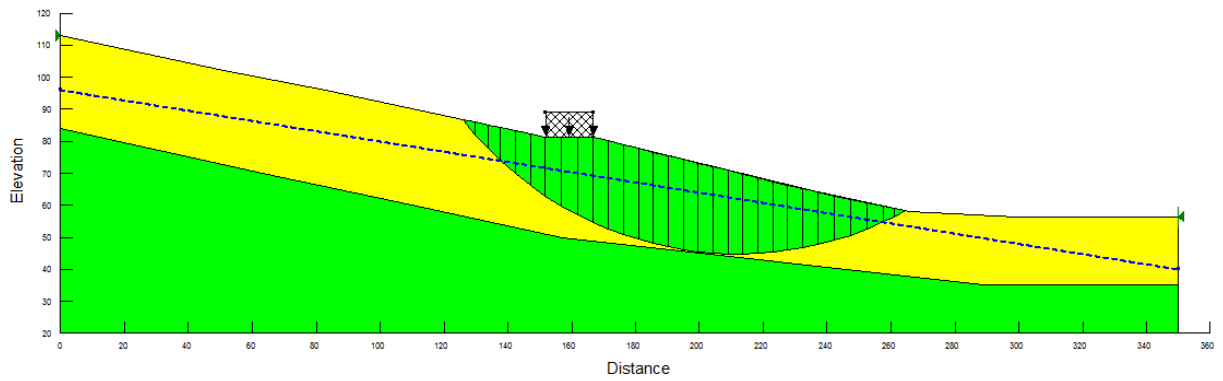


Figure IV.27 : Cercle de rupture avec la charge.

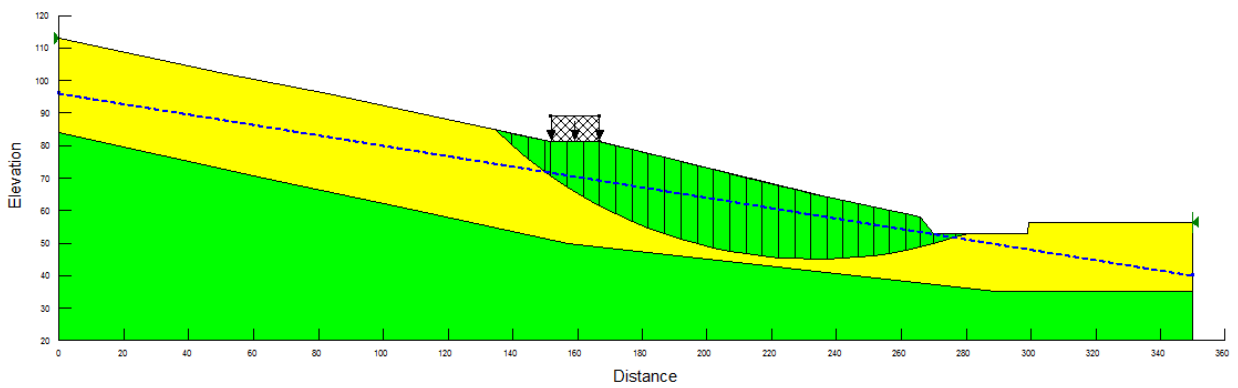


Figure IV.28 : Cercle de rupture après l'excavation.

❖ Bishop:

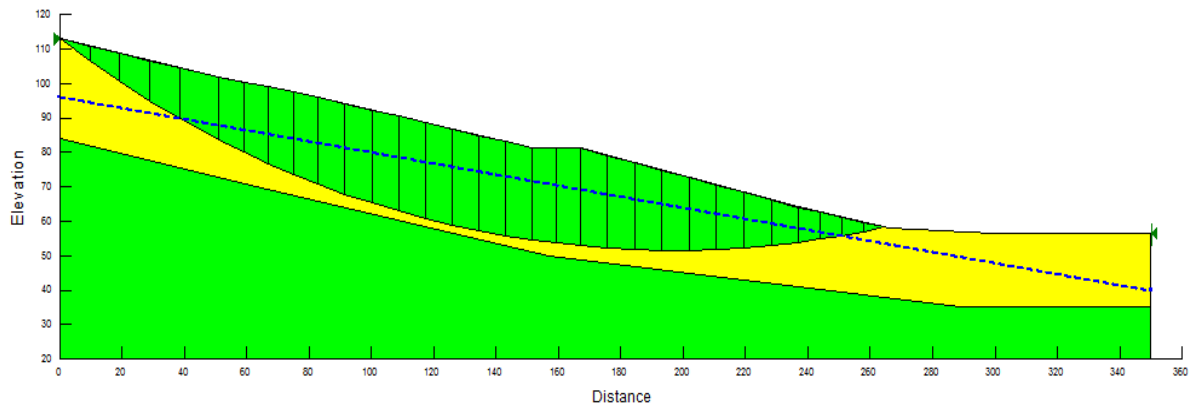


Figure IV.29 : Cercle de rupture a l'état naturel.

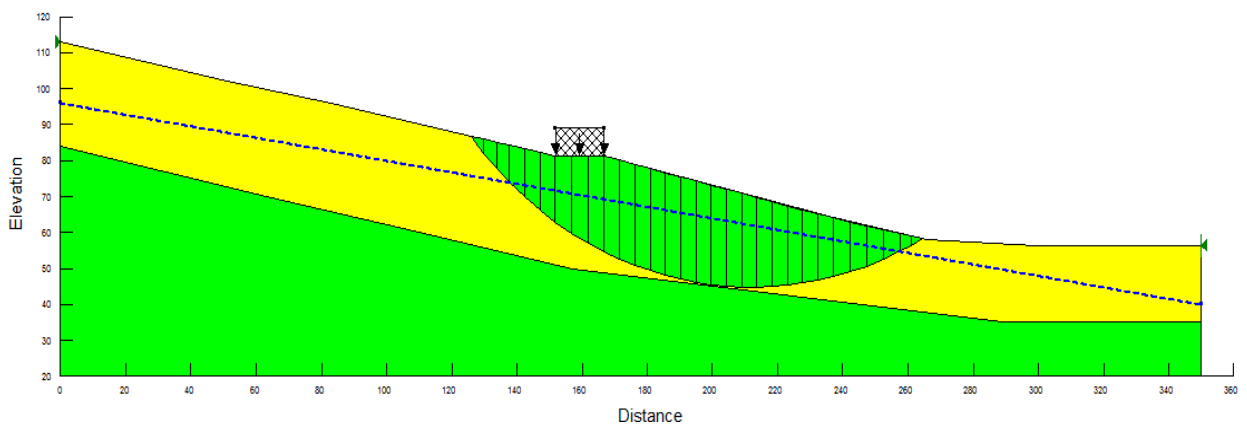


Figure IV.30 : Cercle de rupture avec la charge.

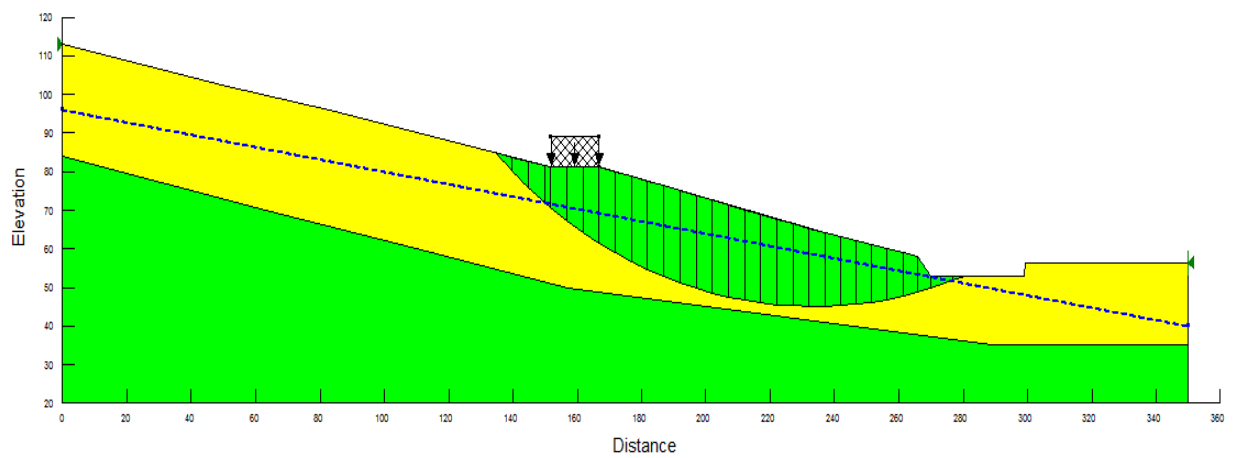


Figure IV.31 : Cercle de rupture après l'excavation.

❖ Janbu :

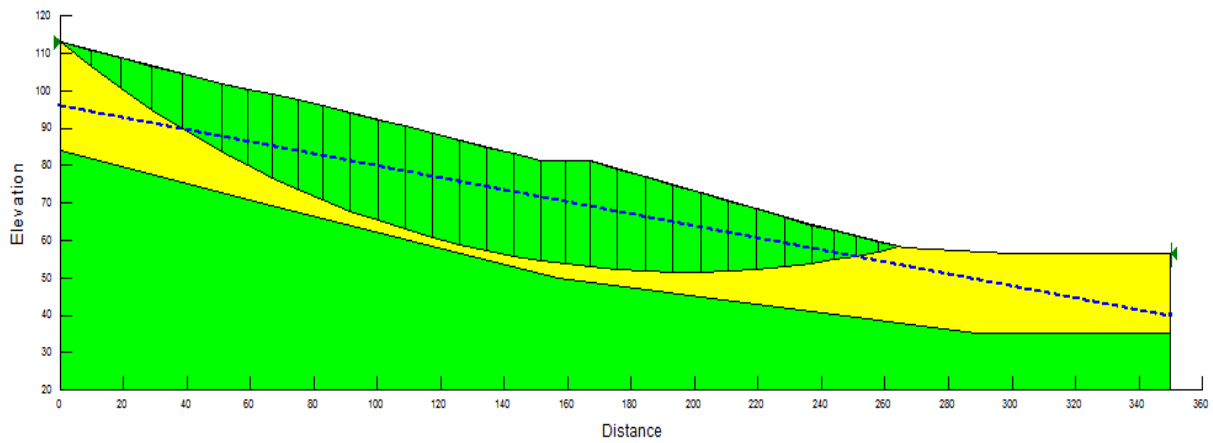


Figure IV.32 : Cercle de rupture a l'état naturel.

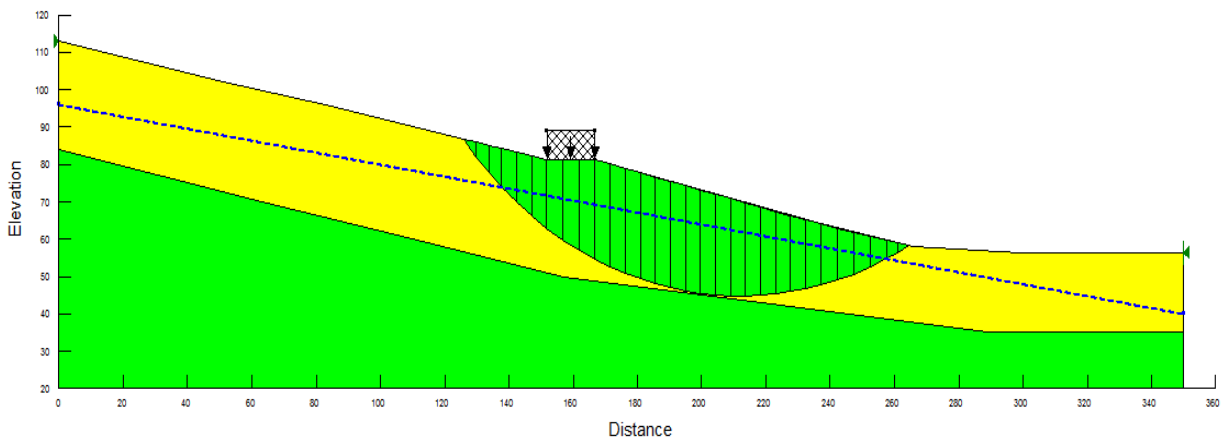


Figure IV.33 : Cercle de rupture avec la charge.

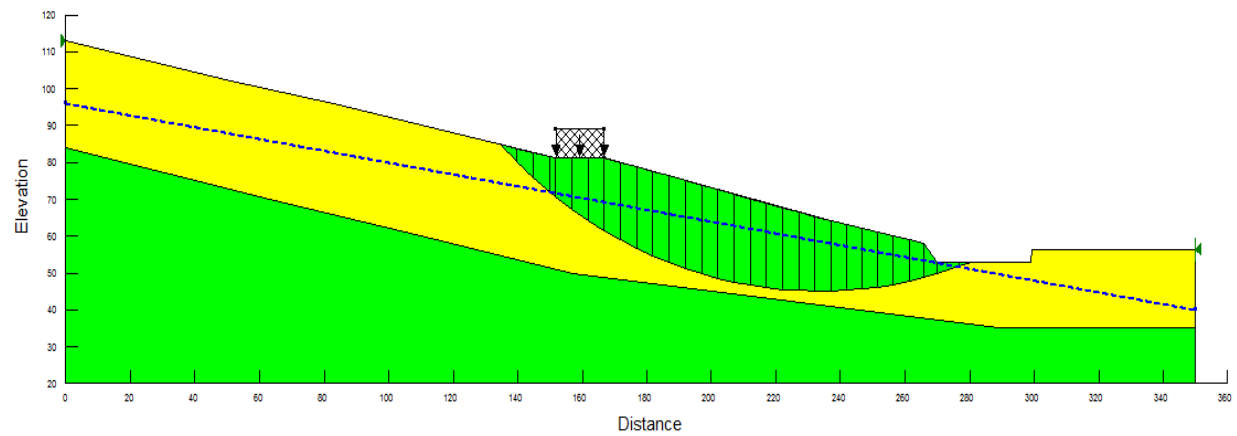


Figure IV.34 : Cercle de rupture après l'excavation.

IV.3.7 Interprétation :

Nous avons remarqué en utilisant le logiciel geoslope avec ses trois méthodes sus mentionnées que l'état d'équilibre du site est critique d'où le démontre les résultats suivants (même interprétation que celle du logiciel PLAXIS) :

Tableau IV.3 : Les résultats obtenus par le logiciel geoslope .

	Bishop	Janbu	Ordinaire
Etat Naturel	1,450	1,251	1,358
Avec la charge	1,482	1,272	1,305
Avec l'excavation	1,120	0,931	0,948

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude numérique de stabilité de notre talus a été faite l'état naturel, avec la charge et après l'excavation. Les résultats du calcul ont montré que le coefficient de sécurité, de l'état nature à l'état avec charge, a diminué de 1. 341 à 1,331, et de l'état avec charge à l'état d'excavation de 1.331 à 1.046 par le logiciel PLAXIS. Les résultats obtenus par le logiciel geoslope sont mentionnés (Tableau IV.3).

Après avoir terminé l'étude et l'analyse du glissement, nous avons constaté que le site se trouve dans un état d'équilibre critique, qui confirme qu'un confortement de celui-ci est indispensable.

Chapitre V :

Méthode de

confortement

V.1 Introduction :

Les confortements des talus en glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser les masses des terrains. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement). Ainsi le choix de la méthode de confortement d'un glissement dépend de ses dimensions et de son origine.

V.2 Méthodes de confortement :**V.2.1 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 confortement par terrassement: [13]

- 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.

V.2.1.1 Chargement en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage est également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. [20]

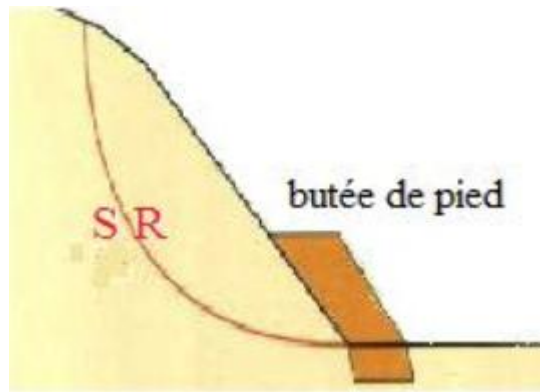


Figure V.1 : Schéma de butée en pied d'une pente.[29]

V.2.1.2 Allègement en tête :

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou à long terme. [13]

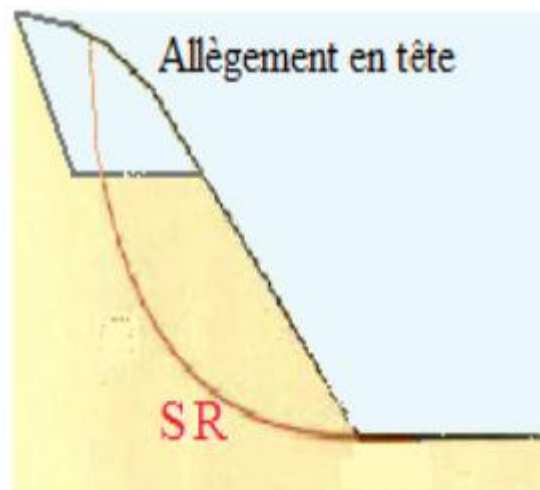


Figure V.2 : Schéma de principe d'allègement en tête d'une pente.[29]

V.2.1.3 Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau

de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, d'où la profondeur de l'excavation soit importante que la surface de rupture pour avoir une meilleure adhérence avec le substratum. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [5]

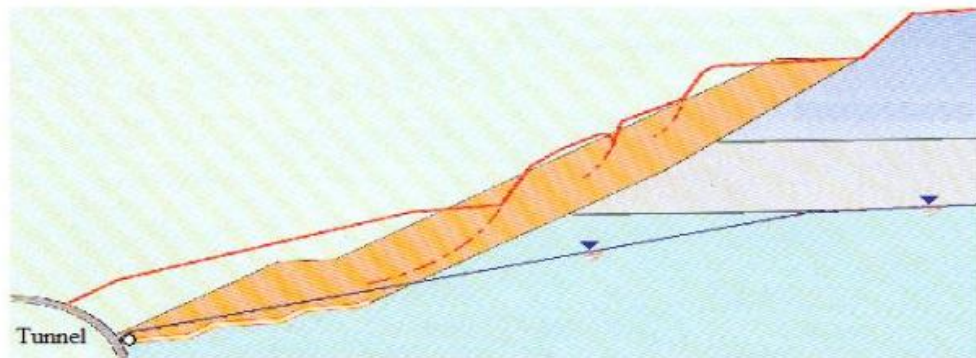


Figure V.3 : Schéma de principe de substitution totale d'une pente.[29]

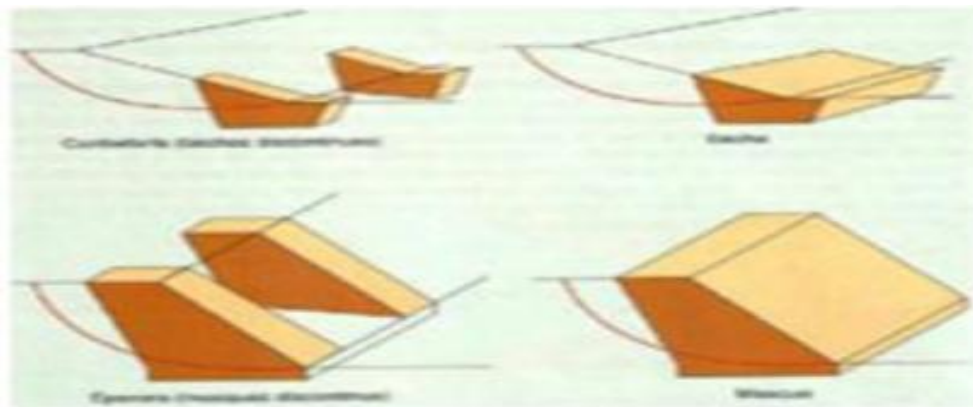


Figure V.4 : Schéma de principe de substitution partielle d'une pente.[29]

V.2.1.4 Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement en 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, de pratique courante, est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risbermes à 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. [15]

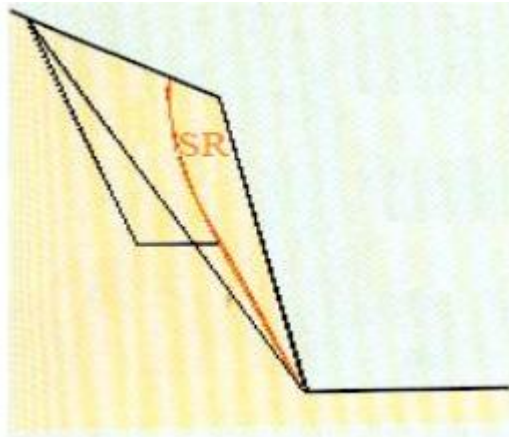


Figure V.5 : Représentation de Reprofilage.[29]

V.2.1.5 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. [15]

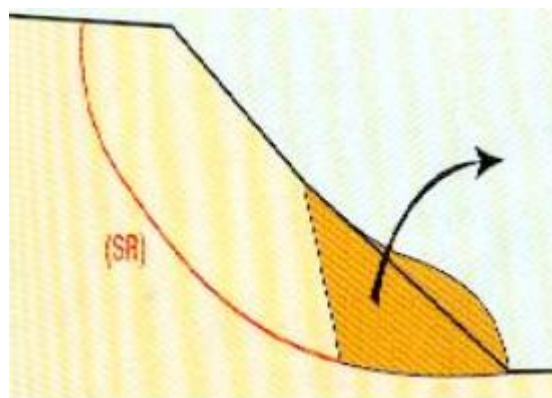


Figure V.6 : Exemple de purge.[29]

V.3. Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes

techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales : [16]

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

V.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont, et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements. [13]

V.3.2 Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. La profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi. L'écran en géocomposite est drainant, composé d'un géotextile et de tuyaux collecteur, le géocomposite permet de réaliser des écrans drainants s'étendant jusqu'à 6 m de profondeur et ils sont réalisés soit à la main ou par pelle mécanique. [21]

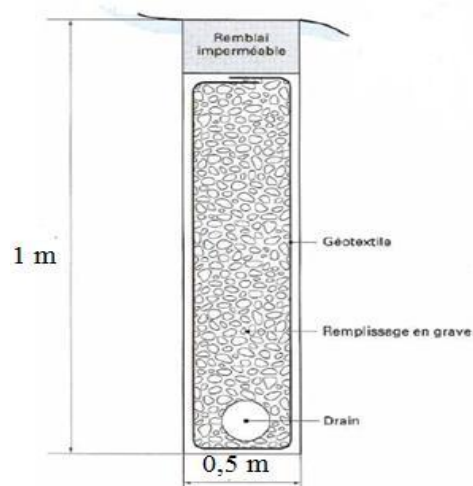


Figure V.7 : Tranchées drainantes.[28]

V.3.3 Drains subhorizontaux :

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents. Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants: [14]

-Nappe de versant;

-Couche et poche aquifères, éventuellement en charge;

-Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur).

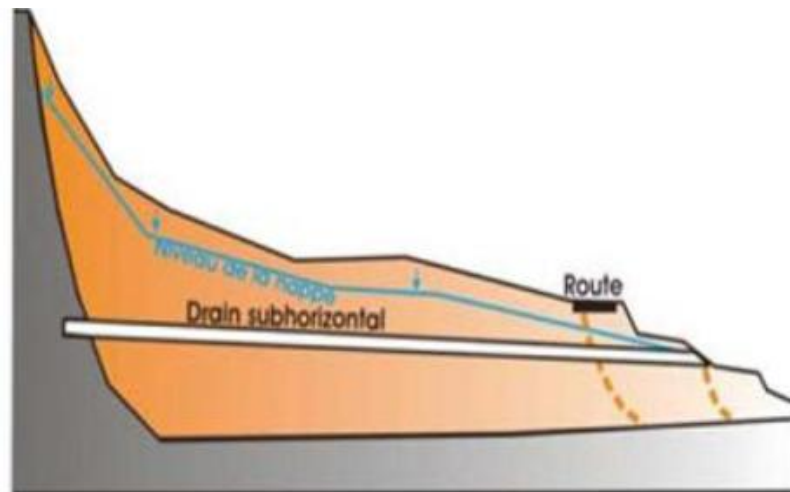


Figure V.8 : Schéma de principe des drains subhorizontaux.[29]

V.3.4 Drain verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux).

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transporte l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement. [2]

V.3.5 Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

V.4. Les ouvrages de soutènement :

V.4.1 Gabion :

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes. [18]



Figure V.9 : Mur en gabions.[18]

V.4.2 La terre armée :

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

-Un sol : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.

- Des inclusions : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- Un parement : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

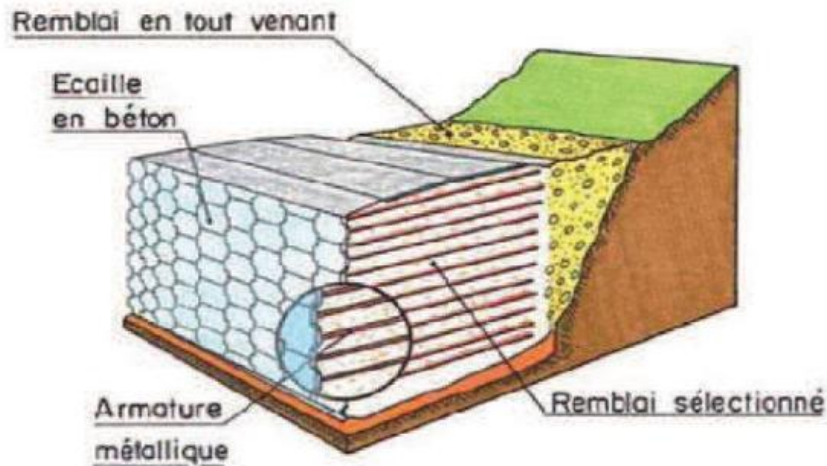


Figure V.10 : Principe de la technique terre armée.[30]

V.4.3 Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- La protection : protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnant.

-La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



Figure V.11 : Renforcement des talus par nappe géotextiles.[28]

V.4.4 Tirants d'ancrage :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Cette procédure consiste à renforcer les sols en déblai, au fur et à mesure de son excavation, du haut en bas, par ancrage des tirants précontraints rigides peu inclinés sur l'horizontale et généralement placés parallèles les uns par rapport aux autres. Ces tirants sont constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur (voile ancrée) ou à des longrines (poutres ancrées).

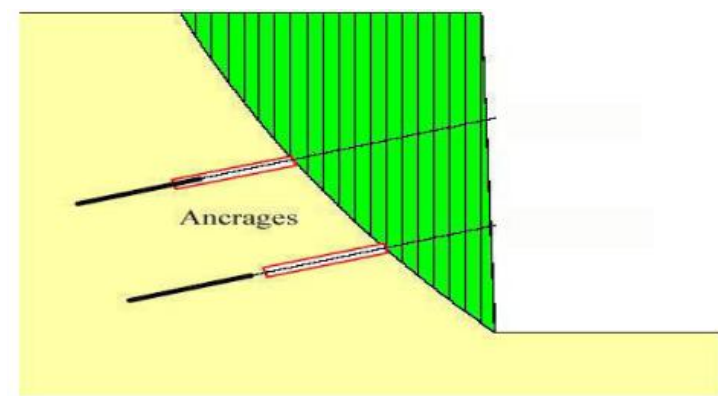


Figure V.12 : Représentation d'un modèle de soutènement par tirants d'ancrages réalisé à l'aide d'un logiciel CAO.[30]

V.4.5 Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.

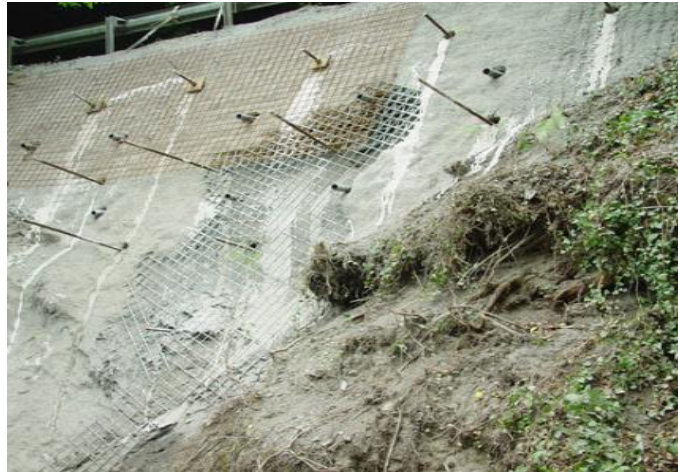


Figure V.13 : Mur cloué.[30]

V.4.6 Pieux :

Un pieu est un élément structural mince et profilé mis en place par fonçage ou battage et utilisé pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible et aussi pour stabiliser les sols meubles, couramment les éléments utilisés peuvent varier d'un diamètre de 300 mm à 900 mm.

Il existe aussi ce qu'on appelle les caissons forés ou pieux forés qui sont des éléments structuraux mis en place par forage. Le diamètre d'un caisson foré peut varier de 300 mm à 3500 mm.

Il existe aussi des caissons qui sont des structures de béton armé et enfoncées dans le sol par creusage à l'intérieur de la structure.

Exécution des pieux forés

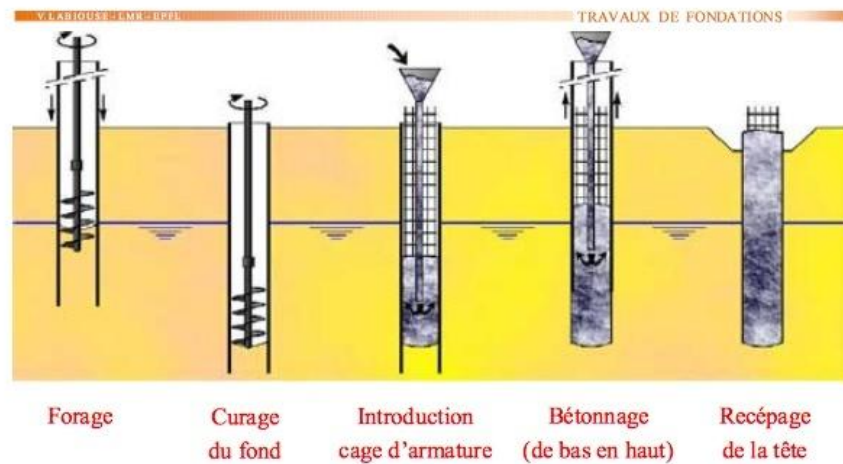


Figure V.14 : Clouage par des pieux.[28]

V.4.7 Mur de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical destiné à contenir les terres dans un espace réduit en s'opposant à la poussée géostatique et à d'autres phénomènes permanents ou temporaires (poussée hydrostatique, surcharge,...)

Le mur de soutènement peut être fait d'acier, de béton armé, de briques, de pierres sèches, de pierres de taille, de moellons et parfois mêmes de bois ou polymère. [26]



Figure V.15 : Mur de soutènement. [28]

V.5 Conclusion :

Les talus glissant ont toujours besoin d'être renforcés ou autrement dit confortés, et pour cela on devra remédier à de diverses méthodes. De multiples choix de confortement sont disposés afin de venir empêcher le phénomène du glissement.

Chapitre VI :

Étude de

confortement

VI.1 Introduction :

Cette partie est très importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver une solution pour stabiliser le glissement.

Les résultats obtenus dans le chapitre IV révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées ; ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon. La méthode de confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site, de sujétions liées à la technique employée et des impératifs technico-économiques.

L'étude de confortement devra être compromise entre trois aspects :

- Analyse des paramètres techniques de site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économique.

VI.2 Méthode de confortement et de stabilisation :

Il y a plusieurs méthodes et techniques de stabilisation des talus, dans notre cas en a opté pour l'étude de stabilité aux propositions suivantes :

- Stabilisation par un mur de soutènement avec sept pieux

VI.3 Confortement avec logiciel PLAXIS :

VI.3.1 Les caractéristiques de pieu :

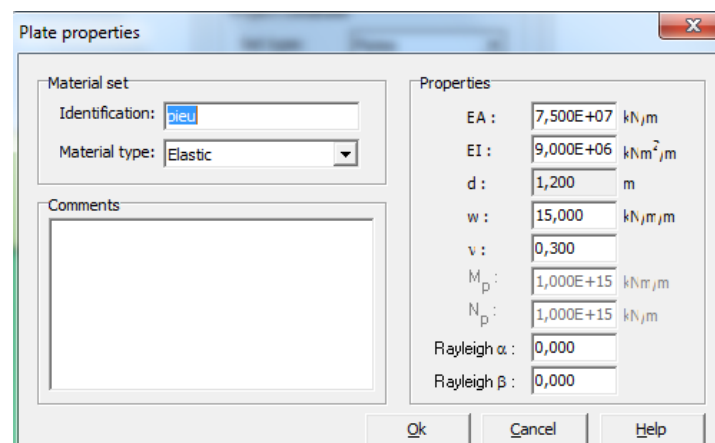


Figure VI.1 : Les caractéristiques de pieu.

VI.3.2 Les caractéristiques de mur de soutènement :

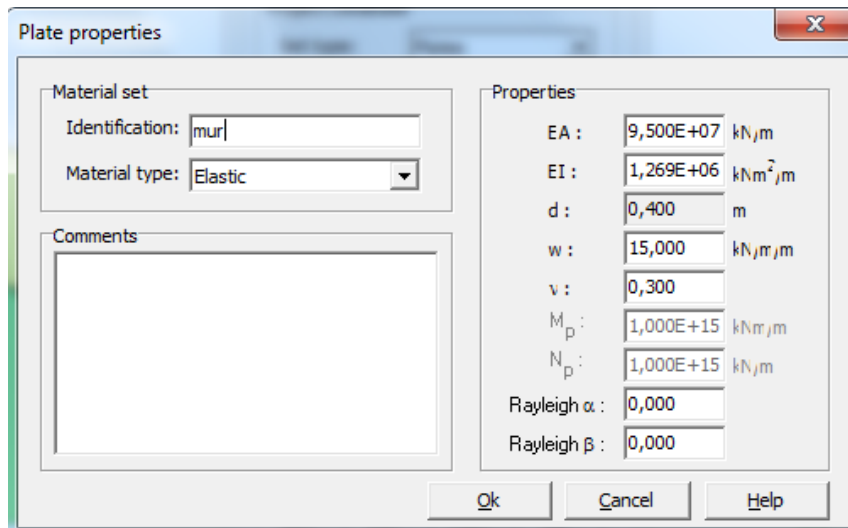


Figure VI.2 : Les caractéristiques de la semelle et le voile.

VI.3.3 Talus modélisé avec un mur de soutènement et sept pieux :

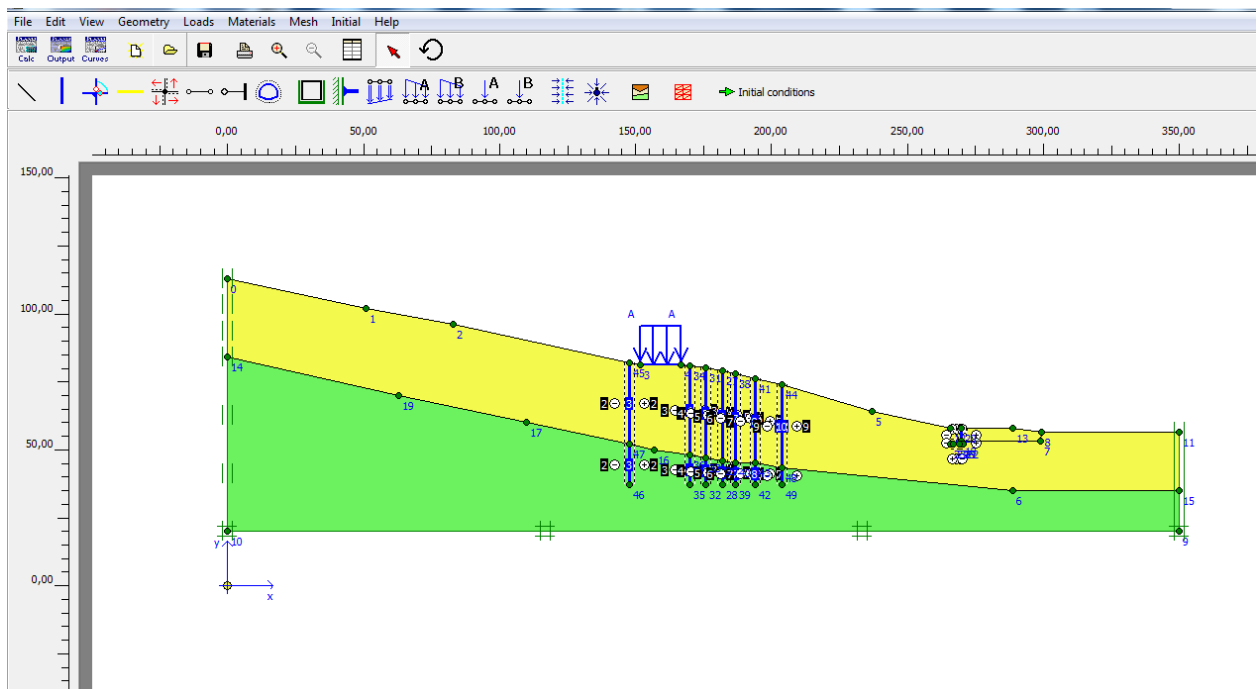


Figure VI.3 : Talus modélisé avec un mur de soutènement et sept pieux.

❖ Mur de soutènement :

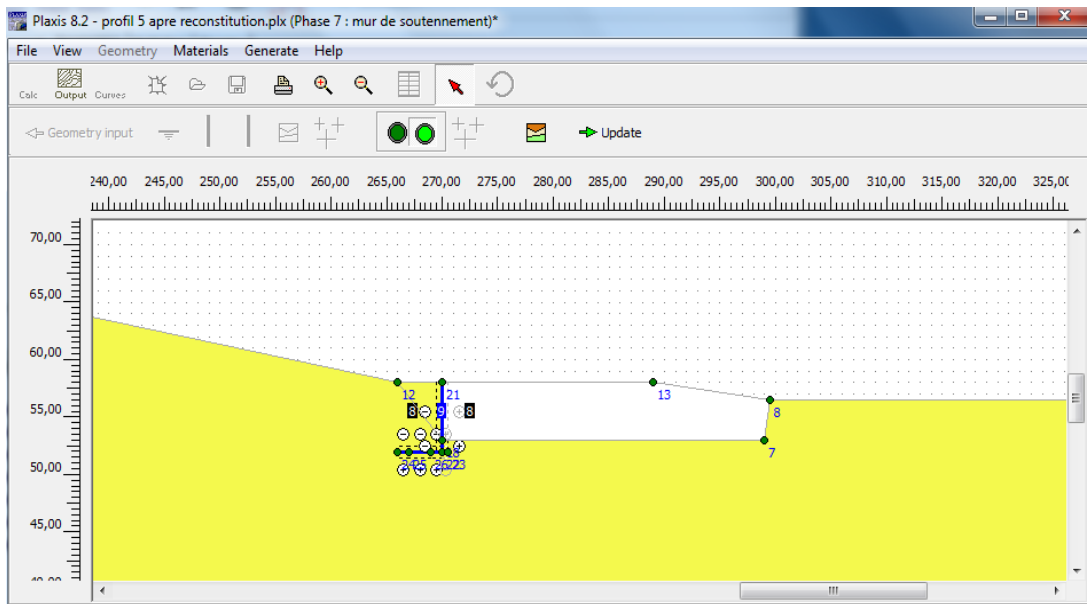


Figure VI.4 : Mur de soutènement.

VI.3.4 Les phases de calcul :

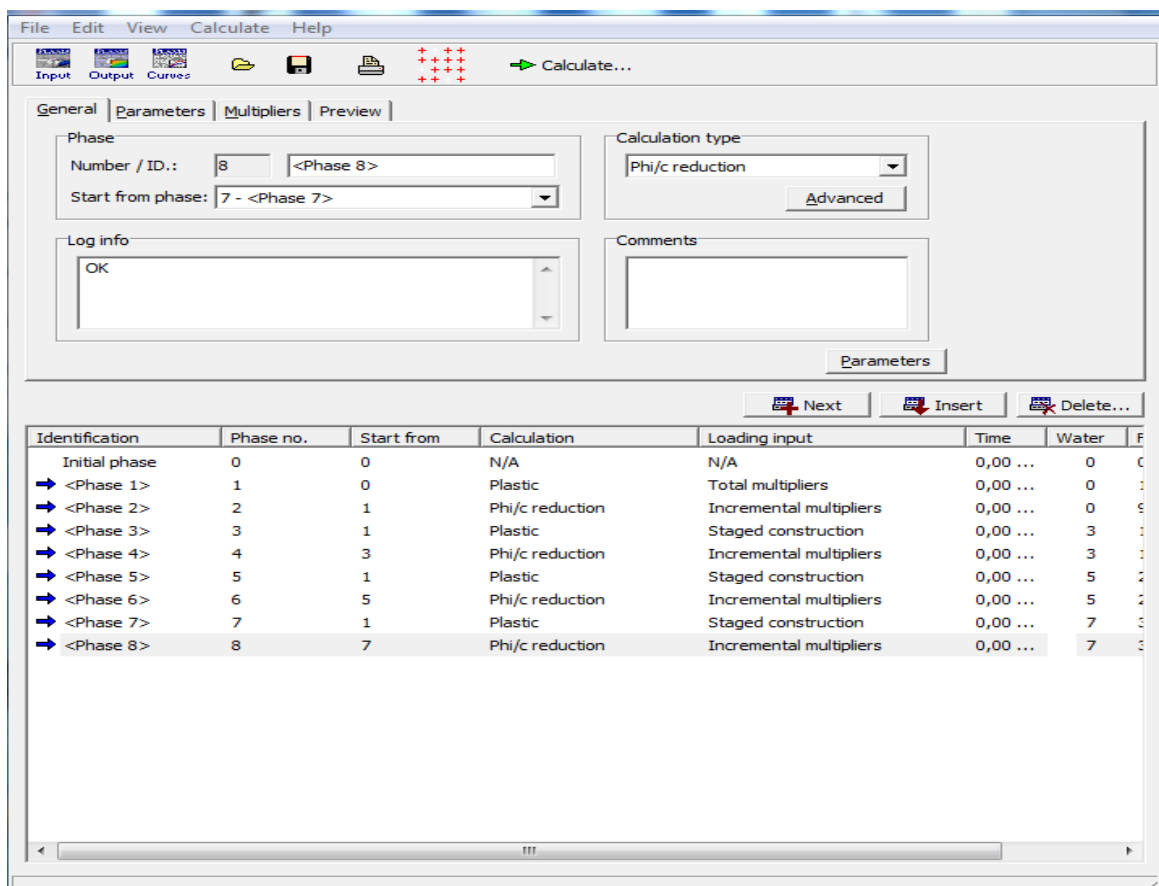


Figure VI.5 : Les phases de calcul.

VI.3.5 Cercle du glissement :

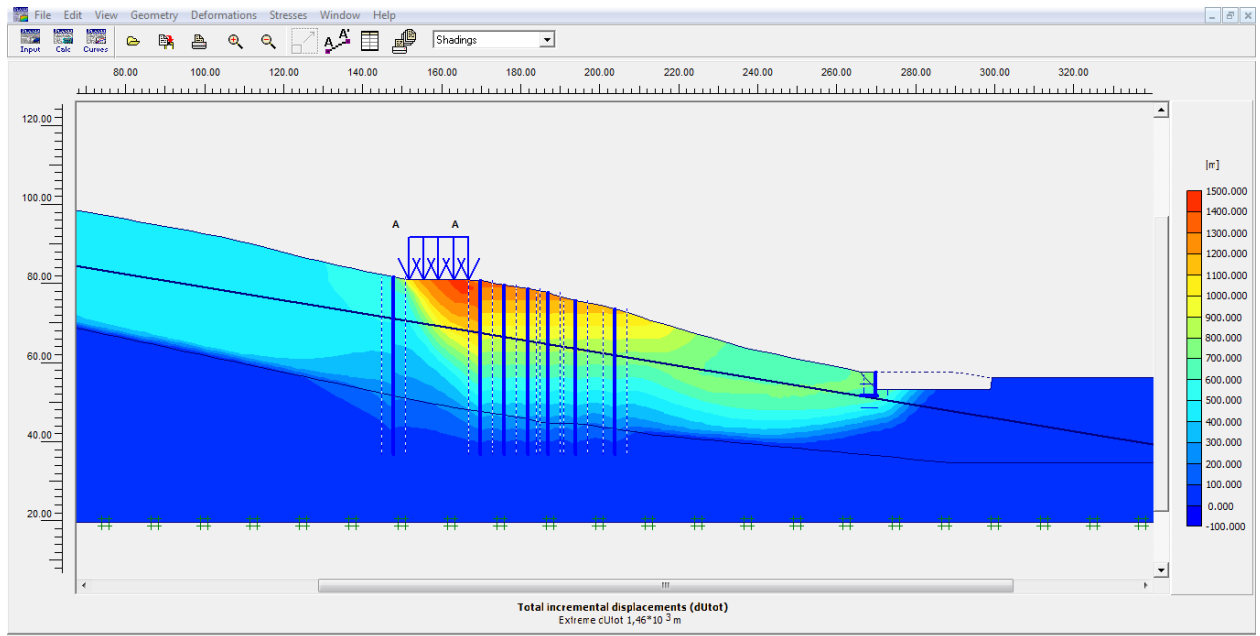


Figure VI.6 : Cercle de glissement après confortement.

VI.3.6 Coefficient de sécurité :

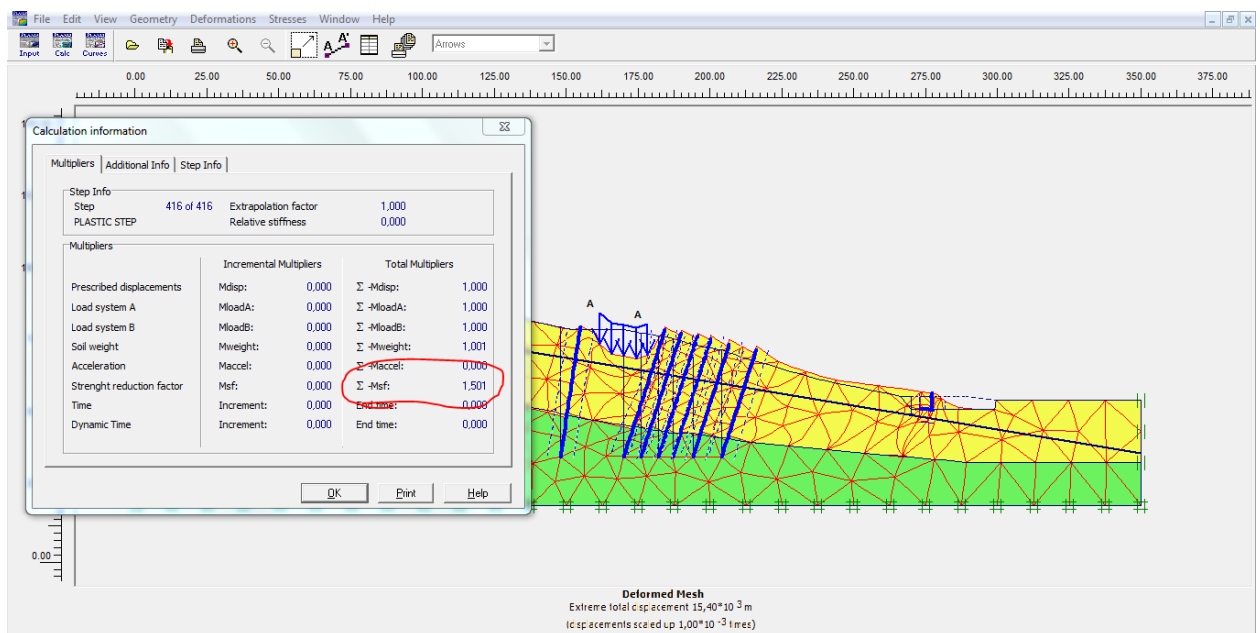


Figure VI.7 : Coefficient de sécurité du talus après confortement (FS=1,501).

Après stabilisation du talus par un mur de soutènement avec sept pieux on a remarqué que le coefficient de sécurité a augmenté de 1,501 et le talus devenue stable.

VI.3.7 Estimation des coûts :*Tableau VI.1 : Devis quantitatifs estimatifs des solutions.*

	unité	quantité	Prix unitaire DA	Prix totale DA
Mur de soutènement	m³	85,5	30 000	2 565 000
pieux	m³	381,3264	40 000	15 253 056
Coût total				17 818 056

VI.4 Conclusion :

Ce dernier chapitre a représenté l'étude de confortement de notre glissement dans l'objet d'améliorer le coefficient de sécurité et d'assurer la stabilité.

Et pour cela nous avons employé une seule solution à l'aide de logiciel PLAXIS, composer de sept pieux avec un mur de soutènement pour stabiliser le terrain et le coefficient de sécurité nous donnera un résultat de confortement satisfaisant (FS >1,5), malgré que cette solution nécessite des frais considérables pour ce projet.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain de la région Arafraf Béni Mimoune commune Ouled Yahia Khadrouche wilaya de Jijel d'une superficie de 04 hectares.

L'étude de la stabilité des talus nécessite de suivre plusieurs étapes, dont les principales sont:

- Etude géologique et Etude géotechnique.
- Etude de stabilité par différentes méthodes.
- Le Choix de la méthode de confortement.

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

En ce qui concerne la méthodologie, on a analysé le mouvement du terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide de deux logiciels. Premièrement -l'analyse du glissement du talus par la méthode des éléments finis implantés dans le logiciel PLAXIS, et les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse à l'aide du logiciel Gesolpe. Les résultats obtenus par les deux calculs nous montrent que le facteur majeur qui déclenche notre glissement est l'excavation. Ces deux derniers ont permis de localiser la surface du glissement critique.

En effet, plusieurs éléments ont été combinés pour tenter d'améliorer le coefficient de sécurité qui était nettement inférieur à 1,5 .Le choix de la méthode de confortement relève de trois principales actions :

- Les terrassements.
- Les drainages.
- Les renforcements.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans notre cas nous avons renforcé deux éléments en une seule solution, composée de sept pieux avec un mur de soutènement, qui nous permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.501. Apparemment Le coût de cette solution demande une somme onéreuse.

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Bibliographie

- [1] : **Benaissa. A**, « Glissements de terrain, calcul de stabilité », Ed. (O.P.U) Algérie. 2003.
- [2] : **BENTAIBA.F et HENDI.F.Z**, Etude de la stabilité au glissement d'un terrain devant recevoir le projet de 47 logements à Chéraga-Alger. Université Saad Dahleb Blida 2010.
- [3] : **Bouafia. A**, « Mécanique des sols appliquée: Problèmes résolus. Office des publications universitaires », 2000.
- [4] : **Boudlal. O**, « Etude expérimental du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations ». Thèse de doctorat. Université de Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou. 2013.
- [5] : **chouteau. M et giroux. B**, « Géophysique appliquée II-GLQ 3202-méthodes électriques, notes de cours ». École polytechnique Montréal, 2006, vol. 14, no 15, p. 149.
- [6] : **Valiron.F, et Affholder.M**, « Guide de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaires. » 1994.
- [7] : **Costet.J et Sanglerat.G**, « Cours pratique de mécanique des sols 2 Calcul des ouvrages » Dunod, Paris, 1969.
- [8] : **Djrbal.L**, « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam ». Diss. Université Mouloud Mammeri, 2013.
- [9] : les glissements, de terrain. "Étude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc." (2008).
- [10] : **DOUMI.H**, « Étude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes » (Application au cas du talus aménagé de Sidi Ahmed à Bejaia). Diss. 2016.
- [11] : **PILOT.G**, « Calcul de la stabilité des pentes. Utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes 1.1 et 1.2. » Bull, liaison labo. Routiers P. et Ch 22: 4-1.1966 .
- [12] : **Guerfi.H**, « Stabilisation des talus renforcés par pieux ». Mémoire de magister, Université de El Hadj Lakhdar. Batna. 2012.
- [13] : **Mehdi, Walid, Mehdioui.H et Bendadouche .H**, « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain » D'Igoumadhencommune de Chemini (Bejaia). Diss. Université Abderrahmane Mira-Bejaia, 2016.
- [14] : **Hamadou.N**, «Risque liés aux mouvements de terrain dans le Tell constantinois : cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». «Mémoire de Magister ».Université de Betana, 2011.
- [15] : <http://www.emse.fr/~bouchardon/enseignement/processus-naturels/up3/web/geotechnique-2004-2005.htm>

- [16]:http://www.enteaix.fr/documents/135geotechnique/2_ReconnaitancesSols/co/Cours_1_AnalyseGeologie.html
- [17] : https://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glisement-de-terrain-par-differente-methodes5.html
- [18] : **Belhadj. K, Charih.Y**, «Méthodes de Confortement des Pentcs Instables Application à l'instabilité du déblai du PK 34 de l'autoroute Tanger-Oued Rmel Maroc, 2011.
- [19] : **Lasledj.A**, « pathologie des sols et fondation », MCA à L'ENP Oran. 2010.
- [20] : **FABRE. R et Antoine.M**, exemple d'utilisation de l'essai oedometrique pour resoudre des problemes de geologie historique ou prehistorique. 1997.
- [21] : **KAMEL, Gueddouda.M, IDRIS, Goual, et BENCHAA.B**, Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2013, vol. 17, no 5, p. 315-328.
- [23] : **Schlosser.F**, et al, "Innovations françaises en géotechnique: les projets nationaux de recherche." Proc. Of the 18th ICSMGE, Paris, p. xx-yy 2013.
- [24] : **Reiffsteck, Philippe, Daniel.L, et Benoît.J**, Forages, sondages et essais in situ géotechniques. 2012.
- [25] : **Schlosser.F**, « Elément de mécanique des sols », 1988.
- [26] : www.memoireonline.com.
- [27] : www.irma-grenoble.com.
- [28] : **Cheriguene .M**, « étude d'un glissement et confortement sur la route national 79a, wilaya de Mila ». Université de Jijel 2015.
- [29] : **Feghrour.A, Mehenni.R**, « étude de la stabilité de glissement du quartier bas de Skikda », université de Jijel, 2016.
- [30] : **Boubaker A, Aliliche.S**, « étude de stabilité d'un talus pk 17+260 sur la liaison autoroutière reliant le port de djen djen a l'autoroute est-ouest au niveau d'el Eulma », université de Jijel.2017.

