REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master 2

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA ROUTE NATIONNALE 60A (PK 192+500) A LA WILAYA DE MEDEA

Présenté par

- **KHELIL Ismail**
- **TALBINE Imad Eddine**

Proposé et Dirigé par

- **Dr . MIR Mouna**
- **Dr . DOUIFI Amel**

Promotion Juin 2021

Sommire

Liste des tableaux VI

Liste des figures V

Introduction Générale 01

Chapitre I : Présentation bibliographique

I.1. INTRODUCTION 03

I.2. LES MOUVEMENT DU TERRAIN 03

I.2.1. Les mouvements sans surface de rupture (Fluage) 03

I.2.1.1. Mouvement dans les terrains meubles 04

I.2.1.1. Mouvement dans les terrains meubles 04

I.2.1.2. Mouvement dans les formations rocheuses (fauchage) 04

I.2.2. Les écroulements et chutes de blocs 04

I.2.3. Les Coulées boueuses 05

I.2.4. Érosionlittorale 06

I.2.5. Les glissements 06

I.3 Condition de stabilité 06

I.4. LES TECHNIQUES DES TABILISATION DES TALUS 07

I.4.1. Terrassements 07

I.4.1.1. Remblaide pied 07

I.4.1.2. Allègement en tête 08

I.4.1.3. Purge 08

I.4.1.4. Reprofilage 09

I.4.1.5 Substitution totale 09

I.4.2. Dispositifs de drainage 10

I.4.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface 10

I.4.2.2. Tranchées drainantes 11

I.4.2.3. Drains subhorizontaux 12

I.4.2.4. Masques et éperons drainants 13

I.4.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes 14

I.4.3 Ouvrages de soutènement 14

I.4.3.1. Les ouvrages rigides 15

I.4.3.2. Les ouvrages souples 16

I.4.3.3. Tirants d'ancrages 16

I.3.3.4. Renforcement par inclusions 17
I.3.3.5 Clous et micro pieux 18
I.4 Choix des methodes de stabilisation des talus 20
I.4.1 Caractérisation du site 21
I.4.2 Adaptation de la technique au glissement 21
I.5. Conclusion 23

Chapitre II : Présentation du site et données géotechniques

II.1. Introduction 25
II.2 Situation géographique et limitation du site 25
II.2.1 Situation et Relief 26
II .2.2 Environnement 27
II.2.3 Ouvrage à conforter 27
II.2.4 Climat de la région 28
II.2.5 Sismicité 28
II.3 Campagne d'investigation 39
II.3.1 Essais in-situ 39
II.3.2 Sondages carottes 30
II.3.3 Essais au pénétromètre dynamique lourd 34
II.3.4 Essais réalisés sur le site 35
II.4 Essais de laboratoire 41
II.4.1 Catégories d'essais de laboratoire 41
II.4.2 choix du type d'essais de laboratoire 42
II.4.3 Liste des essais de laboratoire réalises 42
II.4.4 résultats des essais de laboratoire 43
II.5 Interprétation des résultats 57
II.5.1 Essais in-situ 57
II.5.1.3 Résistance du sol 57
II.5.2 Essais de laboratoire 62
II.5.2.1 Caractéristiques d'identification du sol 62
II.5.2.2 Classification des sols 62
II.5.2.3 Résistance au cisaillement des sols 63

II.6 Conclusion 65

Chapitre III: Calcul de la stabilité

III.1 INTRODUCTION 66

III.2 Les méthodes de calcul des glissements des terrains 66

III.2.1 Méthodes Analytiques 66

III.2.1.1 Calcul de la stabilité 66

III.2.1.2. Méthoded'équilibrelimite 79

III.2.1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite 81

III.2.1.4 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres 82

III.2.2 Méthodes des éléments finis 85

III.2.2.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques 86

III.3.1 Le plan général du programme PLAXIS 87

III.3.2. Manipulation des fichiers 88

III.3.2.1. Procédure d'entrée des données 88

III.3.2.2 L'entrée des données de pré-traitement 89

III.3.2.3 Le programme d'entrée des données (input) 89

III.4. Etude de stabilité à l'état initial 98

III.4.1. CHARGES ET SURCHARGES 99

III.4.2 Calculassions 99

III.5 Conclusion 106

CHAPITRE IV: Proposition de la solution

IV.1. INTRODUCTION 107

IV.2. Confortement proposé 107

IV .3 Calculation 111

IV .4 Conclusion 113

Conclusion générale

Conclusion générale 114

Liste des tableau

Tableau I.1 : Récapitulatif des méthodes de confortement 22

Tableau I.2 : Classification des mouvements terrain 24

Tableau II.1 : Essais de laboratoire réalisés 42

Tableau II.2 : Résultats des essais de laboratoire poids volumique - teneur en eau 43

Tableau II.3 : Mesures des limites d'Atterberg **SC 01** 45
Tableau II.4 : Resultats des calculs 47
Tableau II.5 : Données de la limite de liquidité à la coupelle pour sc02. 46
Tableau II.6 : Résultats des calculs. 46
Tableau II.7 Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande sc03. 46
Tableau II.8 : Résultats des calculs. Sc03 47
Tableau II.9 : Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande. 47
Tableau II.10 : Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande. 48
Tableau II.11 : Caractéristiques chimiques du sol. 56
Tableau II.12 : La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur. 59
Tableau II.13 La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur. 59
Tableau II.14 : La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur. 60
Tableau II.15 : Résistance sur la zone I 61
TableauII.16 : Résistance sur la zone II. 62
Tableau II.17 : Résistance sur la zone III. 62
Tableau II.18 : Caractéristiques physiques. 62
Tableau II.19 : Résultats de la classification des sols du site. 63
Tableau II.20 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols. 64
Tableau III.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité 68
Tableau III.2: Les hypothèses, les équations et les méthodes d'analyses. 83
Tableau III.3. Caractéristiques géotechniques des matériaux. 99
Tableau VI.1 : caractéristique des tirants de profile. 107

Liste des Figures

Figure I.1 : Le phénomène de fluage 02
Figure I.2 : Chutes de blocs et de pierres 05
Figure I.3 : Schéma du trajet d'une coulée boueuse. 05
Figure I.4: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale. 06
Figure I.5: Remblai de pied. 08
Figure I.6: Allègement en tête. 08
Figure I.7: Reprofilage 09
Figure I.8: Tranchées drainantes longitudinales. 12

Figure I.9: Type de drainage subhorizontal. 13
Figure I.10: Coupes de masques drainants. 13
Figure I.11: Schéma d'éperons drainants 14
Figure I.12: Mur classique en béton armé. 16
Figure I.13: Applications de tirants d'ancrage en confortement. 17
Figure I.14: Schémas des Renforcements par inclusions. 18
Figure I.15: Exemple de clouage d'un glissement. 20
Figure II.1 : Image google earth montrant la situation du site. 26
Figure II.2 : Image google earth montrant le site du glissement 27
Figure II.3 : Ouvrage à conforter et sont état. 28
Figure II.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. 29
Figure II.5 : Carte d'implantation des essais in-situ 30
Figure II.6 : La sondeuse géotechnique au site étudié. 31
Figure II.7 : Echantillons de sol. 31
Figure II.8 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 01 32
Figure II.9 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 02 33
Figure II.10: Coupe lithologique du sondage carotté SC 03 33
Figure II.11: Essai au Pénétromètre Dynamique Lourd. 34
Figure II.12: Pénétrogramme du Sondage n°SP01 36
Figure II.13: Pénétrogramme du Sondage n°SP02 36
Figure II.14 :Pénétrogramme du Sondage n°SP03 37
Figure II.15:Pénétrogramme du Sondage n°SP04 37
Figure II.16 : Pénétrogramme du Sondage n°SP05 38
Figure II.17:Pénétrogramme du Sondage n°SP06 38
Figure II.18:Pénétrogramme du Sondage n°SP07. 39
Figure II.19:Pénétrogramme du Sondage n°SP08 39
Figure II.20:Pénétrogramme du Sondage n°SP09 40
Figure II.21: Pénétrogramme du Sondage n°SP10 40
Figure II.22: Laboratoire où les essais du projet ont été realisés 41
Figure II.23 : Essai de limites d'Atterberg. 44
Figure II.24 : Détermination de la limite de liquidité sc01 45
Figure II.25:détermination de la limite de liquidité sc02 46
Figure II.26 : détermination de la limite de liquidité sc03. 47

Figure II.27 : Détermination de la limite de liquidité sc03. 48
Figure II.28 : Granulométrie par tamisage. (Série de tamis). 49
Figure II.29 : Granulométrie par sédimentomètrie (Eprouvette et agitateur). 50
Figure II.30 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie. 51
Figure II.31 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie 51
Figure II.32 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie 52
Figure II.33:Résultats des essais de laboratoire – granulometrie 52
Figure II.34: Essai de cisaillement à la boite 54
Figure II.35 : Essai de cisaillement à la boite 55
Figure II.36 : Essai de cisaillement à la boite. 56
Figure II.37 : Carte de zonage de la résistance en pointe. 57
Figure II.38 : Pénétrogrammes des sondages SP01 à SP03 dans la Zone I. 58
Figure II.39 : Pénétrogrammes des sondage SP04 à SP06 dans la Zone II. 60
Figure II.40 : Pénétrogrammes des sondages SP07 à SP10 dans la Zone III. 61
Figure II.41: Schéma de la boîte de cisaillement. 64
Figure III.1 : Glissement plan (équilibre d'un bloc). 69
Figure III.2 : La masse du talus découpé en tranches. 71
Figure III.3: Forces agissantes sur une tranche 72
Figure III.4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP. 74
Figure III.5 : Représentation des forces sur une tranche 76
Figure III.6: Représentation des forces sur une tranche 77
Figure III.7: Représentation des forces sur une tranche. 78
Figure III.8: Résultante des forces parallèles. 79
Figure III.9 : Représentation de toutes les forces inconnues sméthode de SPENCER. 80
Figure III. 10: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER. 80
Figure III.11 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input). 88
Figure III.12 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Project). 90
Figure III.13 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique. 91
Figure III.14 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol. 92

Figure III.15: Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés. 96
Figure III.16 : Fenêtre de génération des pressions hydrauliques. 98
Figure III.17 : Première fenêtre de réglage générale. 99
Figure III.18 représentation de profile. 99
Figure III.19 : fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux. 100
Figure III.20 : fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux. 101
Figure III.21 : Fenêtre de chargement. 101
Figure III.22 : Le maillage de profile. 102
Figure III.23: détermination de la nappe d'eau pour le profile 102
Figure III.24 : détermination de la pression de l'eau pour le profile. 103
Figure III.25 : détermination des contraintes effectives. 103
Figure III.26 Preparation phases pour le profile. 104
Figure III.27 : Ligne de rupture. 105
Figure III.28 : Coefficient sécurité MSF. 106
Figure VI.1 : Fenêtre de modification des caractéristiques de la couche en béton 108
Figure VI.2 : Fenêtre de modification des caractéristiques de tirant. 108
Figure VI.3 : Fenêtre de modification des caractéristiques de geogrid. 109
Figure VI.4 : le profile avec confortement. 109
Figure VI.5 : Le maillage de profile . 110
Figure VI.6 : détermination de la pression de l'eau pour le profile. 110
Figure VI.7 : détermination de la pression effective pour le profile. 111
Figure VI.8 : fenêtre de fin de calcul. 112
Figure VI.9 : fenêtre de Output pour facteur de sécurité. 112
Figure VI.10 : fenêtre de Output de déplacement. 113

REMERCIMENT

Ce n'est pas qu'il est difficile de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail, mais il faut avouer que les formules sont nombreuses et que le choix des bons mots a été toujours difficile. Entre vifs, sincères, profonds et nous passons les obscures subtilités de la langue française, le choix de la formule de remerciements est difficile.

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous avoir donné le courage et l'optimisme de finir ce travail, et sincèrement remercier ceux qui ont accepté de juger ce travail. , pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous tenons tout particulièrement à remercier notre encadreur, Madame MIR MOUNA , pour sa patiente , sa disponibilite , et surtout ses judicieux conseils , qui ont contribué à alimenter notre reflexion.

Nous tenons aussi à remercier également, notre Co-promoteur Madame DOUIFI AMEL .qui nous a donné une aide indispensable dans notre travail.

En fin, nos remerciements à nos parents qui ont mis à notre disposition tous les moyens matériels et financiers nécessaires. Et les amis du département de génie civil, spécialement à la section masters géotechnique, et toutes les personnes qui ont contribué de prés ou loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

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

الغرض من هدا العمل هو دراسة الاستقرار والحلول في الطريق الوطني رقم 60 أ في النقطة الكيلومترية 192+500 ,ببلدية سغوان في ولاية المدية باستخدام برنامج ' بلاكسيس ' الدي يعتمد على طريقة العناصر المحددة .

لهدا الغرض يتم اقتراح حل قضبان التعادل من أجل تعزيز هده الطريق.

الكلمات الرئيسية : الانزلاق – الاسقرار – الحركات - الراحة – طريقة العناصر المحددة – بلاكسيس – قضبان التعادل - الطريق الوطني 60أ – ن ك 192+500.

Résumé

A ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les universités pour trouver une solution à ce phénomène et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements. L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité et le confortement à la RN 60A au PK 192+500, dans la commune de seghouane dans la wilaya de medéa ; en utilisant le logiciel PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis.

A cet effet une solution proposée en utilsant les tirants d'ancrages qui vérifie la stabilté de cette route étudiée.

Mots clés : Glissement des terrains – stabilité – confortement – méthodes des éléments finis – coefficient de sécurité – Plaxis – RN 60A – PK 192+500.

Abstract:

To date, several studies are being carried out by the universities to find a solution to this phenomenon and their dangers, and take appropriate precautions to detect unstable areas in order to find the best solutions of protections or treatments. The objective of this work is to study the stability and comfort at the state residence of RN 60A to PK 192+500, in the municipality of seghouane in the wilaya of medea using the PLAXIS software based on the finite element method. For this purpose, a solution of ground anchors is proposed with a sealing for the stabilization of this slope.

Keywords: slip - stability - comfort - finite element method - safety coefficient - Plaxis – RN 60A – PK192+500 .

Notation

Lettres Majuscules

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

Lettres minuscules

- c : Cohésion
- c' : Cohésion effective
- ci : Cohésion d'une couche i du sol
- cu : Cohésion drainé
- cm : Cohésion mobilisée.
- m : coefficient réducteur.
- q : Force normale

- r0 : Rayon de la spirale logarithmique. s : Force tangentielle

Lettres grecques

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

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Les sols sont susceptibles à des mouvements de terrain tels que le glissement, c'est un phénomène naturel qui peut être l'une des majeures préoccupations des géotechniciens, à cause des dégâts importantes qui peuvent provoquer aux infrastructures. Cela peut causer des pertes économiques et même peut être des blessures ou bien des pertes des vies humaines selon l'extension de glissement qui peut aller de simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande masse de plusieurs kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris.

Ce phénomène naturel affecte particulièrement les talus et les versants naturels. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel –érosion de berge, forte pluie, séisme, ou bien à cause d'actions de l'homme. L'étude des glissements de terrain a pour but la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

La surface de rupture est influencée par les caractéristiques du matériau composant du sol, elle passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

Dans le cas d'un terrain rocheux les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité, le cas d'un sol plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture sont une combinaison de surfaces circulaires et planaires, comme elles peuvent être d'une forme quelconque mais cela pourra être une forme quelconque d'une manière générale.

PROBLIMATIQUE

Ce travail de fin d'études s'inscrit dans le cadre du projet sur la route nationale 60A au (PK192+500) se trouvant à Saghouane dans la wilaya de Médéa , et a pour objectif d'identifier la ou les causes déclenchent l'important glissement des terres en amont du projet, proposé une solution de confortement par logiciel , et enfin lancer une étude technico-économique.

Méthodologie

Ce travail se fera selon le schéma suivant :

- **Introduction générale**

CHAPITRE I : Présentation bibliographique (Généralité sur les glissements de terrain), les méthodes de calcul des glissements des terrains, les techniques de stabilisation des talus

CHAPITRE II : Présentation du site et données géotechniques

CHAPITRE III : Calcul de la stabilité de la route, le plan général du programme PLAXIS

CHAPITRE IV: Modélisation de confortement.

Enfin le travail se finie avec une conclusion qui conclut la totalité de mémoire.

Chapitre 1 : Présentation bibliographique

I.1 INTRODUCTION

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques qui se manifestent par des mouvements gravitaires d'une partie du sol, le déplacement est dû au poids propre du terrain. Les mouvements sont complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Cela est accompagner par un développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la problématique de ce phénomène à travers sa définition détaillée, ses principales caractéristiques, classifications des différents types de mouvements, les causes qui sont à l'origine de leur déclenchement et les techniques de stabilisation des talus

I.2 LES MOUVEMENT DU TERRAIN

Le glissement de terrain n'est pas la seule façon que le terrain peut manifester sa rupture. Selon la vitesse de déplacement de sol et la classe du sol, on peut avoir quatre (04) catégories:

- Les mouvements sans surface de rupture (Fluage).
- Les écroulements et chutes de blocs.
- Les coulées boueuses et laves torrentielles.
- L'erosion littorale.
- Les glissements.

I.2.1 Les mouvements sans surface de rupture (Fluage)

Le mouvement se produit lentement et peut se diffère énormément selon la nature des matériaux impliqués (formations meubles ou bien formation rocheuse). [4]

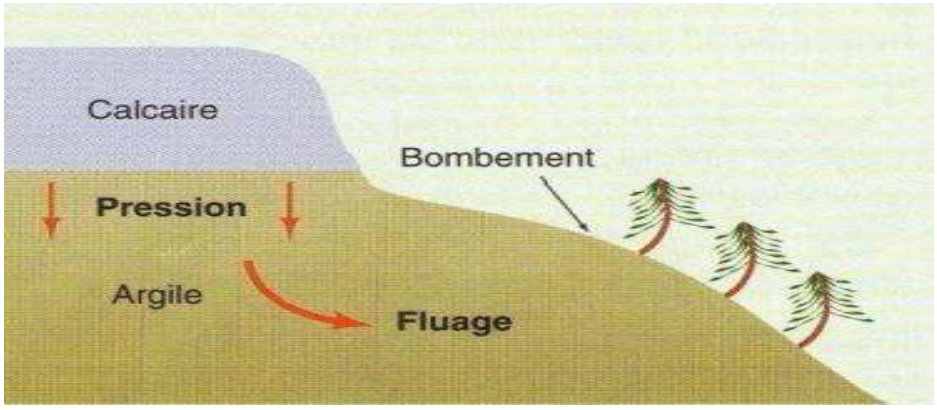


Figure I.1 : Le phénomène de fluage

I.2.1.1 Mouvement dans les terrains meubles

Le fluage est caractérisé par un mouvement lent qui prend place généralement au sein de formation fine (Les remblais constitués d'argile) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de mouvement de terrain peut être causé par le chargement (dans le cas de matériaux naturels). La saturation progressive (pour les remblais argileux). Ou bien par la dégradation des caractéristiques mécanique du matériau.

I.2.1.2 Mouvement dans les formations rocheuses (fauchage)

Le terme fauchage est désigné pour caractériser le basculement ou renversement des sommets de couche très redressées (presque verticale). Le fauchage est extrêmement lent et peut évoluer à d'autre type de mouvements des terrains tell que l'écroulement, les chutes de blocs ou dans les roches tendres en glissement.

Le fauchage affecte les matériaux qui présentent une schistosité : schistes, gneiss, microschiste, les marno-calcaire, grés et pélites [1].

Ce type de mouvement peut affecter un volume réduit de quelque mètre cube a quelque millier de mètre cube, c'est le cas le plus souvent comme dans des cas exceptionnels, il satteignent plusieurs millions de mètre cubes.

I.2.2 Les écroulements et chutes de blocs

Ces phénomènes prennent place dans les massifs rocheux. Consistent à des déplacements soudains et des chutes de masses de dimensions variables le long de discontinuités [1].

La nomination de ce phénomène varie selon la masse des chutes, on parle d'écroulement pour des chutes d'une dizaine de milliers de mètres cubes, et de chutes de blocs pour des chutes de centaine de mètre cubes.



Figure I.2 : Chutes de blocs et de pierres

I.2.3 Les Coulées boueuses

Ces phénomènes sont causés par la suspensions des matériaux de granulométrie variable peu aller des limons aux blocs rocheux, momentanément saturé d'eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

Les volumes déplacés varient de de quelques dizaines de mètre cube a des centaines de milliers de mètre cubes. Avec une vitesse de déplacement très importante (quelque heure a quelque jour). Sur une distance parcourue peut atteindre plusieurs kilomètres [4].

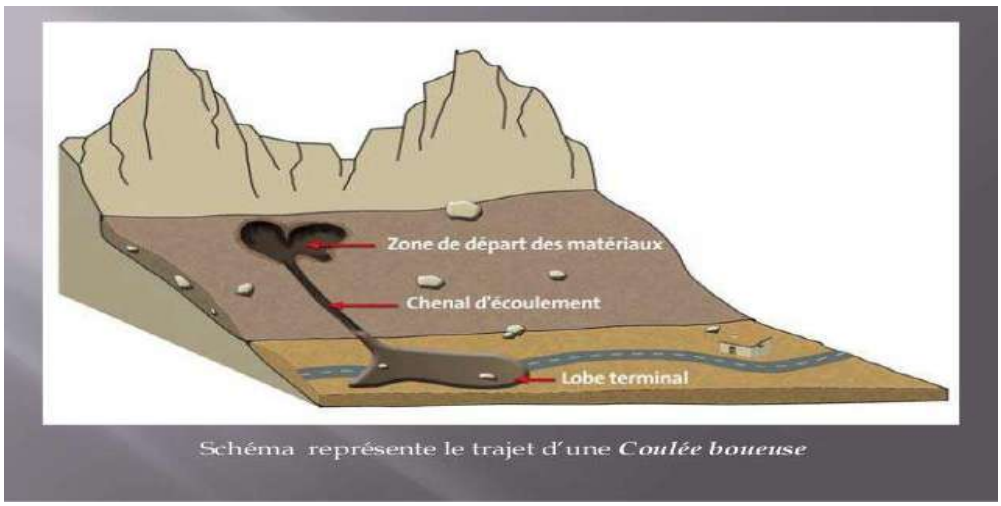


Figure I.3 : Schéma du trajet d'une coulée boueuse.

I.2.4 Érosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

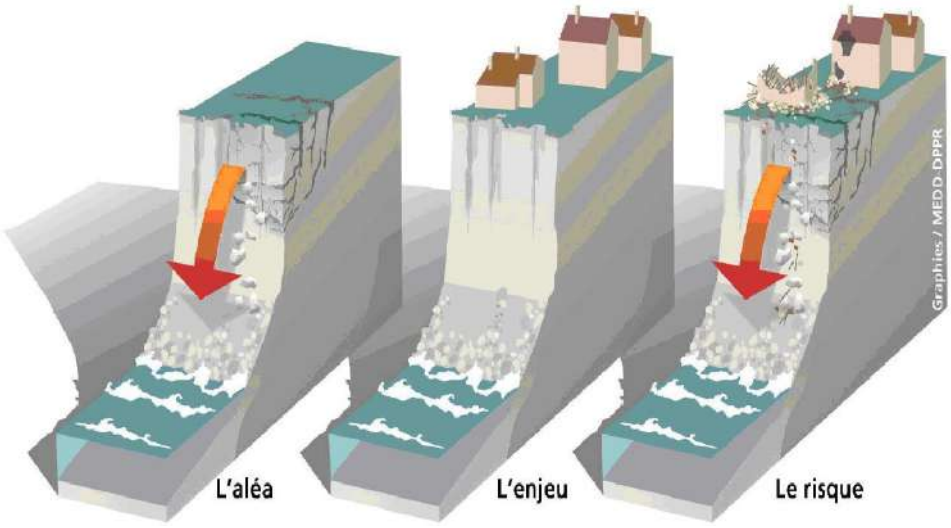


Figure I.4: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.

I.2.5 Les glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meuble ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume par rapport au reste du massif selon une surface ou plusieurs surfaces de rupture. La forme de cette surface de rupture est influencée directement pour la structure géologique du site.

Les volumes des glissements varient de quelque mètre cubes (talus ou déblais) à plusieurs dizaines de millions de mètre cubes. Avec une vitesse de déplacement couramment observée varient dans la plage <<très lent à moyen>>.

I.3 Condition de stabilité

L'état d'instabilité des terrains dépond de quatre causes majeures :

- La géométrie.
- La résistance au cisaillement des sols ou des roches.
- Conditions hydrauliques.
- Les sollicitations extérieures (climatique ou entropique).

I.4. LES TECHNIQUES DE STABILISATION DES TALUS

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être subdivisées en trois groupes [4]:

- Terrassements.
- Dispositifs de drainage.
- Introduction d'éléments résistants.

I.4.1 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement [4]:

- 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.

I.4.1.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement se fait par la méthode de de calcul d'équilibre limite de la pente instable en tenants compte de la modification géométrique envisagée, la surface de rupture étudié. On cherche une amélioration de la sécurité de 20 à 30%. Un ancrage dans les formations sous-jacentes est nécessaire. La stabilité au grand glissement suppose deux critères :

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

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant. Mais peuvent causée des tassements due au surcharge ajouter ce qui peut être la cause des désordres gênantes.

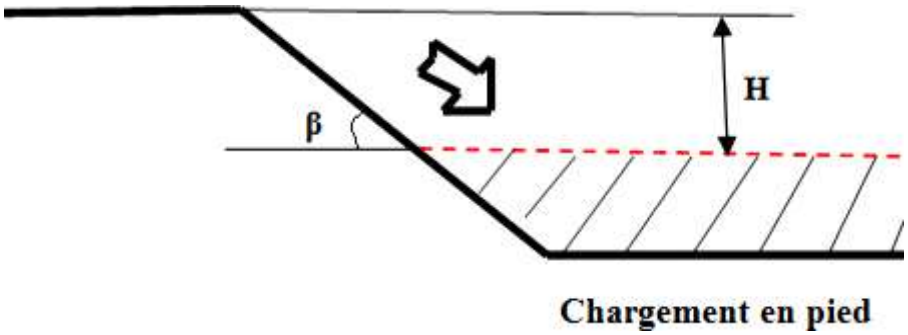


Figure.I.5 : Remblai de pied.

I.4.1.2 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser 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 géométrie en tête. L'allégement peut également créer des risques de régression à court ou long terme. On cherche une amélioration de la sécurité de 20% cet objectif n'est obtenu qu'avec des volumes de terrassement importants.

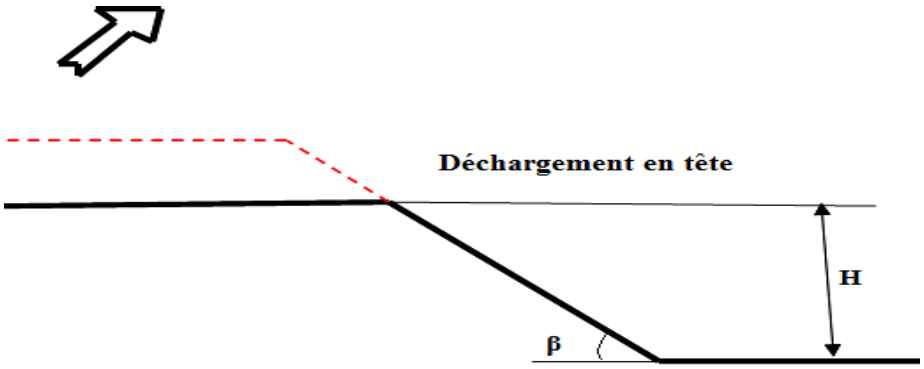


Figure. I.6 : Allègement en tête.

I.4.1.3 Purge

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

I.4.1.4 Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Comme pour L'allègement en tête et le chargement en pied On cherche une amélioration de la sécurité de 20%.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

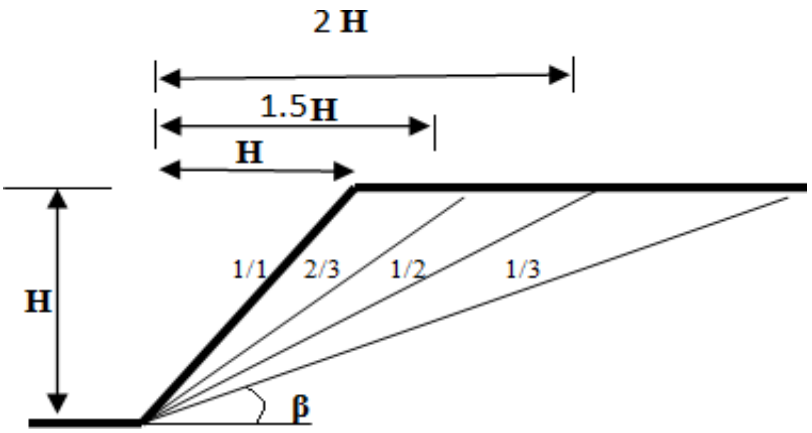


Figure. I.7 : Reprofilage

I.4.1.5 Substitution totale

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 du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales, donc il est préférable de travailler par plots de longueur faible et de ne pas maintenir de fouilles.

I.4.2 Dispositifs de drainage

Généralement l'eau joue un rôle moteur déterminant. Donc réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe doit être envisagé par le géotechnicien. Évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage, les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales [4]:

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

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plutôt élevé (30%). Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. Parmi les plusieurs méthodes de drainage On distingue :

- Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux .
- Les tranchées drainantes.
- Les drains subhorizontaux.
- Les masques et éperons drainants.
- Les drains verticaux.
- Et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

I.4.2.1 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 ou plus simplement de l'impluvium 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.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

I.4.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées 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 :** la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre.
- **à la trancheuse :** les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.
- **à la haveuse de paroi :** les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

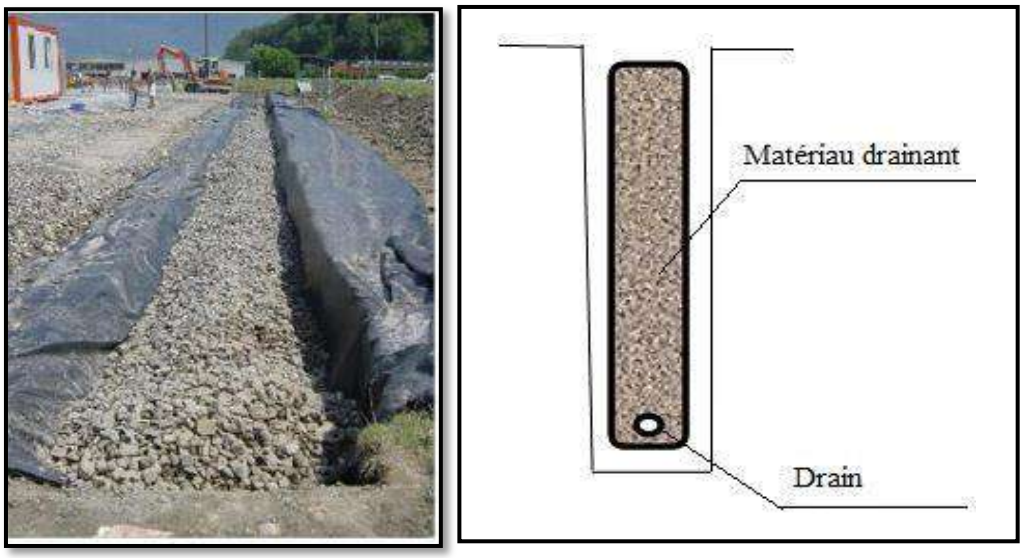


Figure I.8 : Tranchées drainantes longitudinales.

I.4.2.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

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. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur). Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains.
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.).

- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

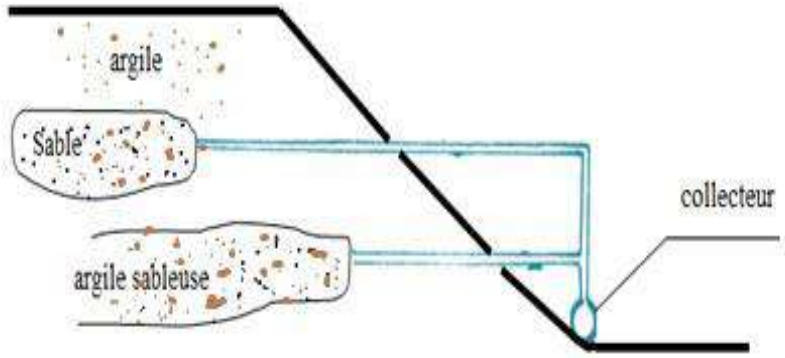


Figure I.9 : Type de drainage subhorizontal.

I.4.2.4 Masques et éperons drainants

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

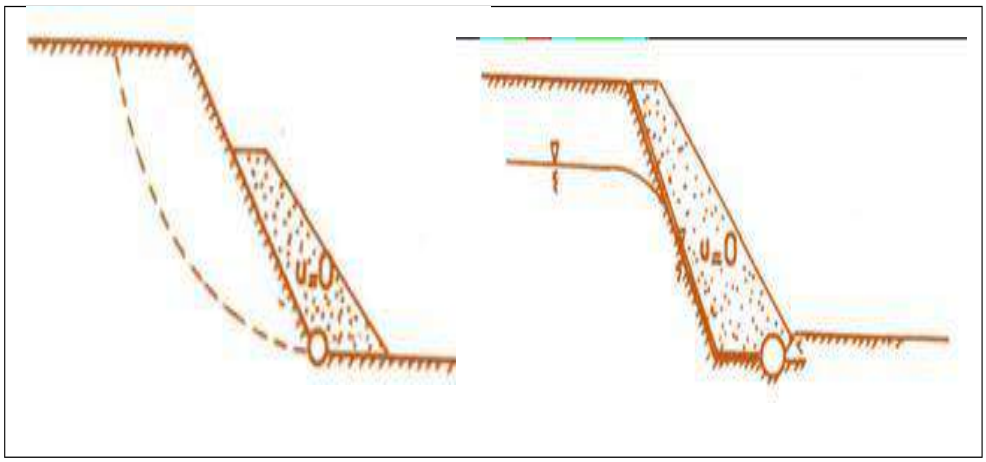


Figure I.10 : Coupes de masques drainants.

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

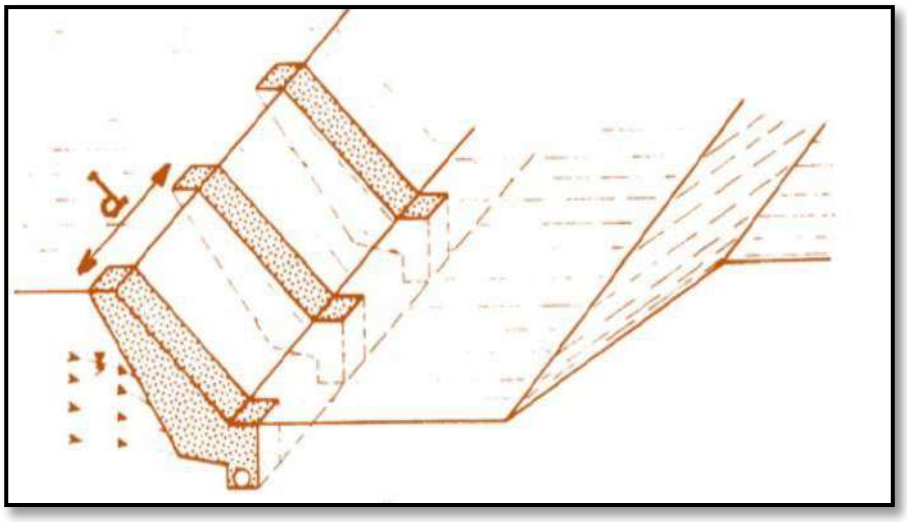


Figure I.11 : Schéma d'éperons drainants.

I.4.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

I.4.3 Ouvrages de soutènement

On entend par éléments résistants les structures telles que [4]:

- Ouvrages de soutènement : ouvrages rigides et souples (exp : pieux).
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Clouages par des barres, des micropieux ;
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques ;

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives

(terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

I.4.3.1 Les ouvrages rigides

compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Un ouvrage de soutènement rigide peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée).
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées).
- la poussée est reprise par des ancrages.



Figure I.12 : Mur classique en béton armé.

I.4.3.2 Les ouvrages souples

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

I.4.3.3 Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

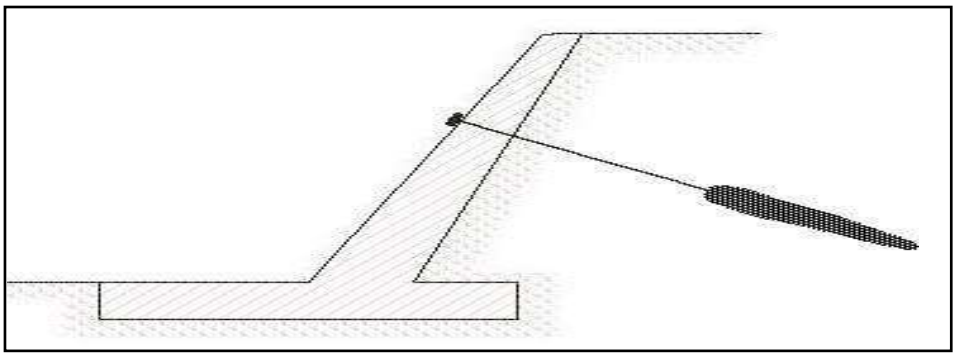


Figure I.13 : Applications de tirants d'ancrage en confortement.

Le tirant d'ancrage est composé :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Un tirant peut être actif ou passif :

- Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes.

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

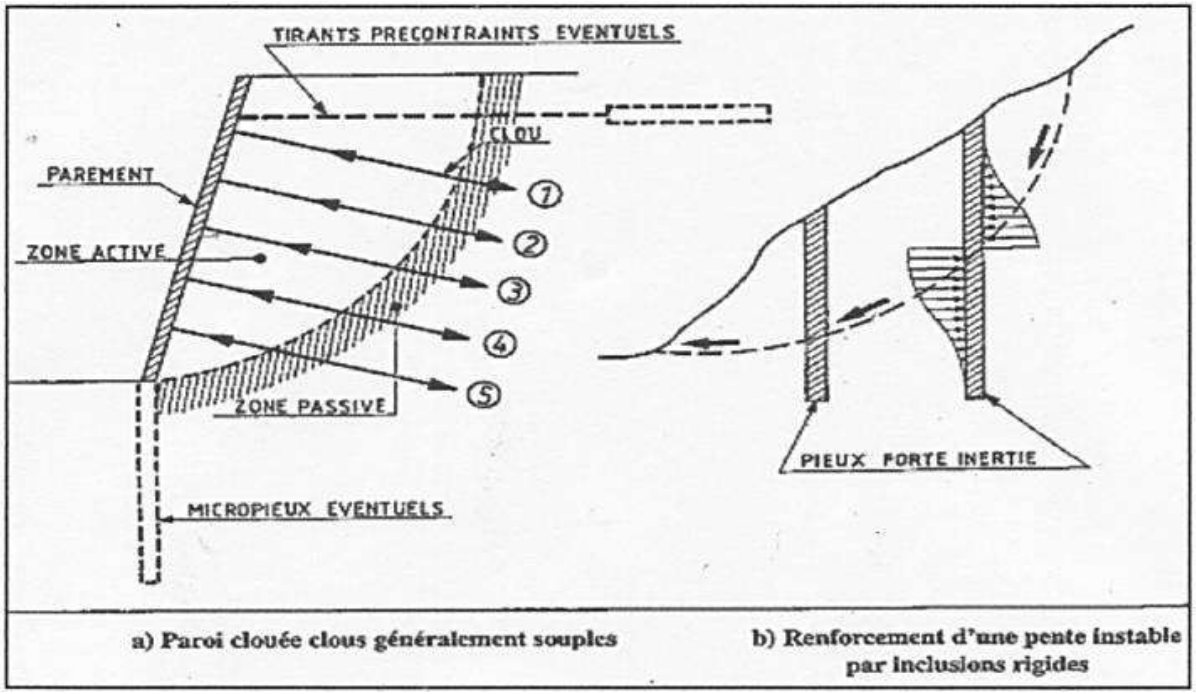
Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

I.3.3.4 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et

rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.



Figue I.14 : Schémas des Renforcements par inclusions.

I.3.3.5 Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

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

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite $\mathbf{P}qs$ où **P** est le périmètre du clou et $\mathbf{q_s}$ le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous:

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

Les figures ci-après donnent l'exemple de clouage d'un glissement :

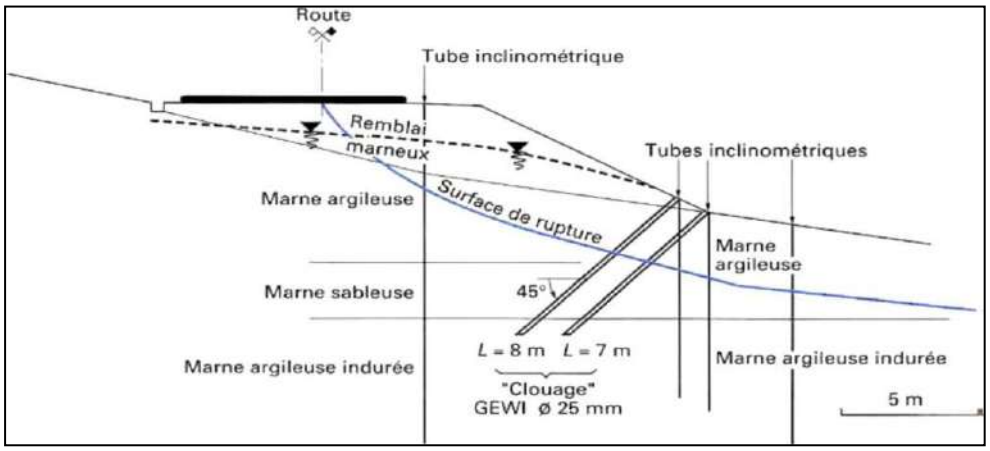


Figure I.15 : Exemple de clouage d'un glissement.

I.4. CHOIX DES METHODES DE STABILISATION DES TALUS

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.
- L'accessibilité du site.
- La période de l'exécution des travaux.
- La cinématique du glissement.

D'autre aspects doivent être tenu en compte tels que :

- la sécurité et les risques de désordres.
- la gravité de phénomène et l'urgence des travaux.

Le jugement et l'expérience du géotechnicien contribuent au meilleur choix. La réalisation d'une étude de stabilité adaptée à l'ampleur des problèmes fournit une bonne connaissance des causes des désordres et permet de s'inscrire dans un schéma méthodologique qui assure une aide réelle à la décision.

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

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

I.4.1 Caractérisation du site

Généralement l'analyse de stabilité est basée sur un calcule d'équilibre limite. Conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramétré de l'instabilité tels que la géométrie, l'hydraulique, les caractéristiques mécanique des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité.

Il convient d'orienter son choix dès le départ, sur la base de ce classement. Evoquer trop tôt les problèmes de faisabilité, de cout, d'urgence …. Etc. peut en effet conduire àéliminer une solution qui aurait être optimale.

En pratique, on procède de la façon suivante

- Sur un profile représentatif du glissement, on s'assure que le calcul de stabilité donne un coefficient de sécurité **Fo=1** avec les paramètres (résistance au cisaillement mobilisable, niveau de la nappe, géométrie, etc.) à l'époque de la rupture. On fait alors varier l'équilibre des masses, les niveaux des nappes, les caractéristiques mécaniques, etc. Ce qui fournit, pour chaque technique de stabilisation, le gain de stabilité **DF/Fo** que l'on peut espérer obtenir.
- le gain de sécurité théorique ainsi déterminé doit alors être comparé avec la marge qu'il est nécessaire d'atteindre en pratique pour stabiliser le glissement et s'affranchir de désordres ultérieurs. Cette marge n'est généralement pas de 50%, comme pour les projets d'ouvrages en terre, mais comprise entre 10 et 30%. Cette différence entre le projet et la réparation provient du fait que le calage à **F=1** sur « L'essai de cisaillement en vraie grandeur > que constitue le glissement réduit ces incertitudes. Les marges de sécurité à atteindre par chacune des techniques de stabilisation sont, par ailleurs, bien calées sur l'expérience, bien qu'il n'existe pas de valeur unanimement fixée.

On donnera, dans ce qui suit, des recommandations sur la manière d'évaluer les avantages et les inconvénients de chaque technique et sur les marges de sécurité à atteindre.

I.4.2 Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit-on s'interroger sur :

- l'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres ; d'une manière

générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuse déconvenues.

- la pérennité de certaines technique et les possibilités d'entretien ultérieur ; cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable.
- la progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendent le chantier ; dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaire ; -la maitrise des risques liés à certains types de travaux ; ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les agiles surconsolidées.

TABLEAU I.1 : Récapitulatif des méthodes de confortement [4].

	Principe de stabilisation	**Moyens techniques**	**Méthode de dimensionnement**	**F_s final**	**Contraintes d'utilisation**
Butée de pied	Rééquilibrage de masses	remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20 à 1.3	-accès et emprises nécessaires -substratum à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allégement en tête	Rééquilibrage de masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.50	-s'applique à des petits volumes - assurer la stabilité en amont
reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprises nécessaires -terrassement importants

Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et celui de substitution	1.50	-terrassement importants -ancrer sous la surface de rupture -travail par plots
Collecte et canalisation eaux surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-implique une surface supérieure à celle de glissement -entretien indisponible
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indisponible
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastique, moyen de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indisponible -vérification de rabattement
drainage profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	- entretien indisponible -connaissance préliminaire du réseau d'écoulement
Soutènements	Apporter un effort Stabilisateur horizontal	Ouvrage fixes ou souple	calcul de la longueur de massif mis en butée/ stabilité	1.50 1.20	-ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture -évacuation d'eau
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.20	-associer un bon drainage -problème de déplacement de sol
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire	Barres tubes, micropieux	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.20 à 1.30	-technicité importante -associer un bon drainage -estimation correcte
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons profilés H, palplanches	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.10 à 1.20	-technicité importante -associer un bon drainage -estimation correcte

I.5.Conclusion

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur vitesse et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie du terrain c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières,

mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (Naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, etc...

Le tableau suivant reflète et résume très bien le type de mouvement, nature des terres affecté, la vitesse du phénomène, les volumes des terres qui peuvent être emportés et puis les facteurs ou causes qui provoqueraient ces ruptures.

Tableau (I.2) Classification des mouvements terrain avec leur vitesse et facture de déclanchement [4].

Type de Mouvement	Fluage	Les écroulements et chutes de blocs	les Coulées boueuses	Les glissements
Type de Terrain affecté	Formation meuble	Massif rocheux	Sols argileux et limoneux lâches	Sols massif fracturés
vitesse	1mm/an – 12mm/an 1mm/mois–50mm/mois	1mm/an – 12mm/an Pour chute des blocs 2500mm/s – 10000mm/s Pour l'écroulement	2500mm/s – 10000mm/s	1mm/an – 12mm/an 1,5mm/j – 100mm/j
Volume	Quelque mètre cubes à Quelque dizaines de million de mètre cube	Entre centaine de mètre cubes et dizaines de milliers de mètre cubes	2500mm/s – 10000mm/s	Quelque mètre cubes à Quelque dizaines de million de mètre cube.
Facteur	-chargement. -évolution du matériau.	-Eau. -gel-dégel. -séisme.	- fort pluies. -Ruptures de digue.	-eau. -tassement.

- Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.
- Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.
- Les techniques de confortement des glissements de terrains sont très nombreuses. Elles doivent être adoptées aux conditions du site, et les différences engendrées par le glissement. L'application des techniques de confortement se fait suivant la cause et le type de glissement, les contraintes du site, le risque et la faisabilité de la solution. Le confortement peut se faire soit par une action géométrique, l'action sur les conditions hydrauliques et l'action sur les caractéristiques du sol…etc.

CHAPITRE II :
Présentation du site et données géotechniques

II.1. Introduction

Pour résoudre un problème géotechnique, il faux suivre une méthodologie composée de deux phases principales, une première phase s'appelle les reconnaissances préliminaires, dans lesquelles on analyse les différents documents existants sur la zone d'étude, une deuxième phase s'appelle les reconnaissances secondaires ou détaillées dans laquelle on suite un programme des sondages et des essais géotechniques nécessaires pour analyser et trouver la solution de problème. Dans les lignes qui vont venir, on va montrer les différentes observations et informations collectées sur notre zone d'étude, le programme des essais et une caractérisation générale de la zone d'étude.

II.2.Situation géographique et limitation du site

La wilaya de Médéa est située dans le centre du pays au cœur de l'Atlas tellien, elle constituer une zone de transit et un trait d'union entre le Tell et le Sahara, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest. Elle est délimitée au nord par la wilaya de Blida , à l'ouest par les wilayas de Aïn Defla et Tissemsilt, au sud par la wilaya de Djelfa et à l'Est par les wilayas de M'Sila et Bouira.

La Wilaya de Médéa est caractérisée par une nature montagneuse, cette dernière favorise l'apparition des mouvements de terrain, on parle de glissement de terrain dans les formations meubles « notre cas d'étude», et des éboulements et chute de bloques dans les formations rocheuses. Le site concernéest situéest situé à environ 2.5Km de la ville de Seghouaneet à 36km du chef lieu de la wilaya de Médéa.



Figure. II.1 : Image google earth montrant la situation du site.

II.2.1. Situation et Relief

Le relief de la Wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

- la zone montagneuse : elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya.

Cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.

- La zone Tellienne : Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.
- La zone des plaines : Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne.
- La zone du Sud : Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

La commune de Seghouane, qui abrite notre site, est située, à vol d'oiseau, à environ vingt et un (21,00) kilomètres au Sud du chef lieu de wilaya.

- Le site, objet de notre étude, que nous appellerons "Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 192+500, Seghouane", fait partie de la commune de Seghouane, wilaya de Médéa, qui est située à environ quatre (4,00) kilomètres, à vol d'oiseau du chef lieu de la commune. Il a pour coordonnées géographiques :

- **Altitude : 691 m.**
- **Latitude : 35° 59' 26.15'' N.**
- **Longitude : 02° 55' 42.62'' E.**

II .2 .2. Environnement

Le secteur est constitué en majorité par des terrains agricoles, mis à part une colline dominant le site, qui est recouverte de broussailles, on n y rencontre aussi Oued Seghouane qui parcoure la zone avec un passe en amont sous un confortement en gabions ce qui peut provoquer la déstabilisation de ce dernier.



FigureII.2: Image google earth montrant le site du glissement

II.2.3. Ouvrage à conforter

L'ouvrage à conforter est une route classée national « RN 64», elle est constituée de deux voies en double sens; assurant la jonction entre la RN01 dans la ville de Seghouane et la RN60 à environ 15Km vers l'Est, qui mène à son tour vers la ville de Ain Boussif.



Figure II.3 : Ouvrage à conforter et sont état.

II.2.4.. Climat de la région

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- Son altitude qui atteint 1240 m au dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao).
- Sa position sur les monts de I' Atlas tellien.
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelques degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune de Ouled Hellal et Ain Diss à la commune de Ain Boucif

II.2.5. sismicité

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques [9] :

- **Zone 0sismicité négligeable ;**
- **Zone I sismicité faible ;**

- **Zone II a et II b sismicités moyenne ;**
- **Zone III forte sismicité.**

Ces zonalités sont représentées sur la figure n°04 "carte de zonage sismique".

Nous remarquons que la région, comprenant le site étudié, se trouve dans la "zone II a de moyenne sismicité". Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone varie, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99, de 0,10 et 0,25 selon le groupe d'usage du bâtiment.

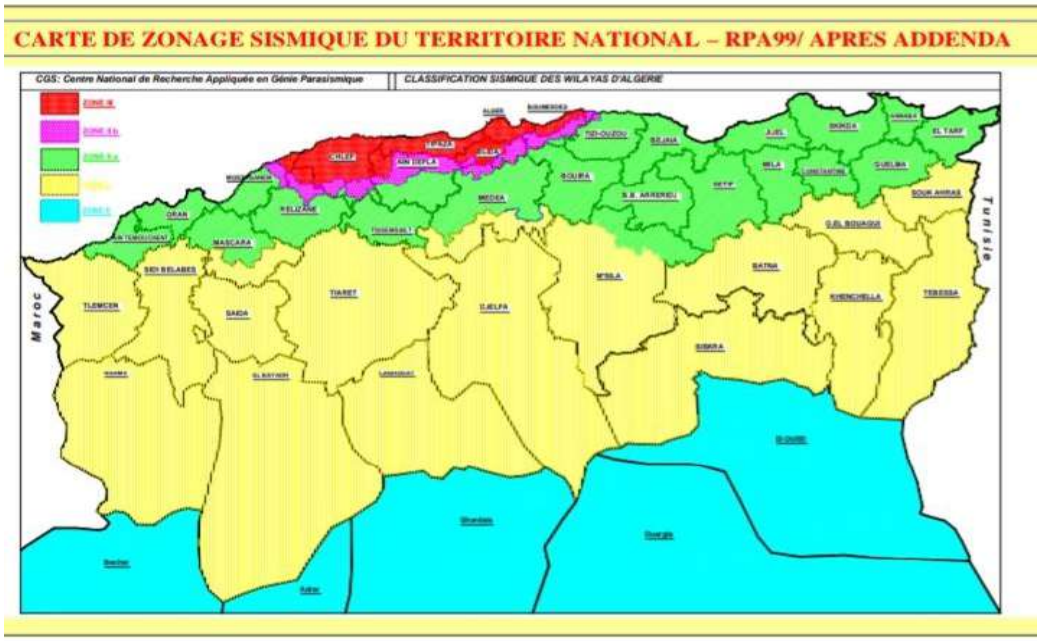


Figure II.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

II.3 campagne d'investigation

II.3.1 essais in-situ

Sur la base de ce qui a été fait dans l'investigation préliminaire du site, nous avons implanté nos essais in-situ tels que sont montrés sur la figure **II.5** "Carte de zonage et d'implantation des essais". Ces essais consistent à la réalisation de :

- Trois (03) sondages carottés (notés SC 01, SC 02 et SC 03).
- Dix (10) sondages au pénétromètre dynamique lourd (notés SP).

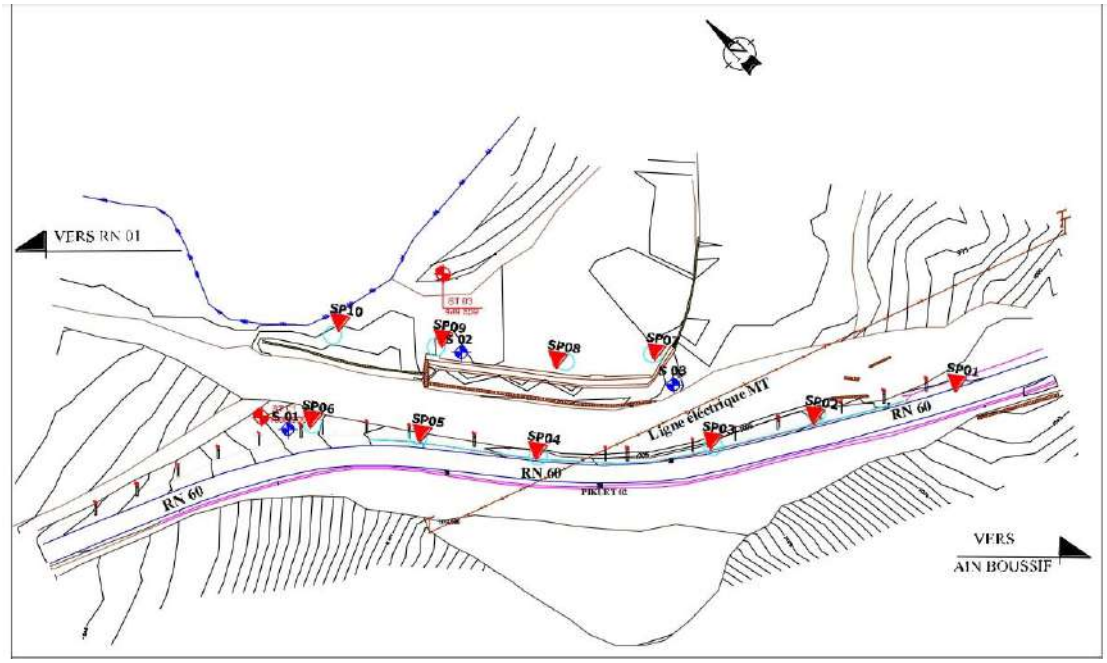


Figure II.5 : Carte d'implantation des essais in-situ du site sur la RN n°60 A Seghouane.

II.3.2 sondages carottes

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur.

Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol.

Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.

Les échantillons extraits sont dits "remaniés" lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place.

Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de "granulométrie", de "limites d'Atterberg" et de "poids volumique ".



Figure II.6 : La sondeuse géotechnique au site étudié.



Figure. II.7 : Echantillons de sol.

Les échantillons extraits sont dits "intacts" lorsque l'on prend le plus grand soin dans leur extraction, conservation et transport au laboratoire. L'opération particulière, dans ce cas, consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir à tous les essais de laboratoire aussi bien d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg,…) que mécanique (compressibilité et cisaillement).

Il est à signaler que les forages, obtenus suite à un sondage carotté, peuvent être utilisés soit pour détecter la présence éventuelle d'une nappe phréatique par la mise en place de piézomètres, soit pour la réalisation de l'essai préssiométrique Ménard.

Il est important de signaler aussi que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir.

Concernant le site " Glissement de terrain sur la RN n°60 A/ PK 192+500, Seghouane", nous avons trois (03) sondages carottés. L'emplacement de ces sondages, notés SC01, SC02 et SC03, est montré sur la figure n°05 intitulée "Carte d'implantation des essais in-situ du site".

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

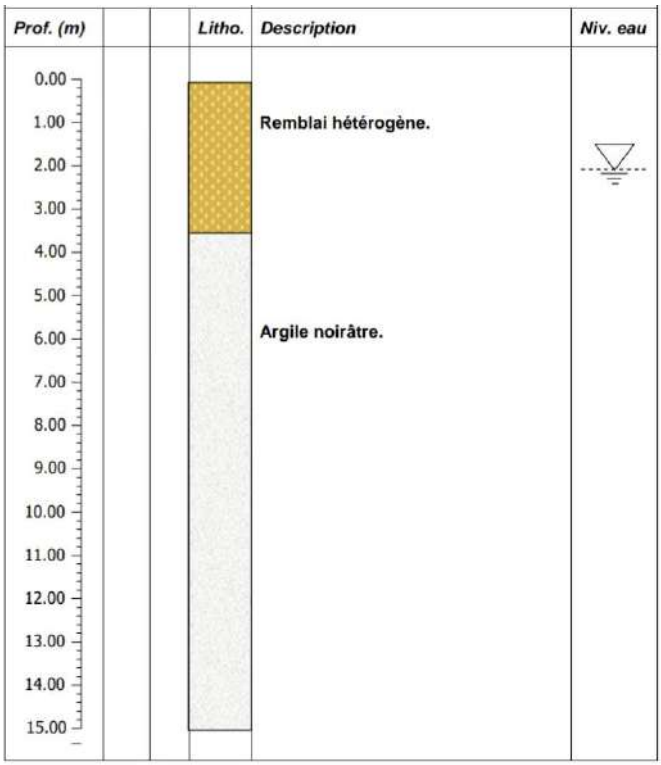


Figure .II.8 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 01

Coordonnées du sondage : X=39991,797; Y=59969,139; Z= 1001,507.

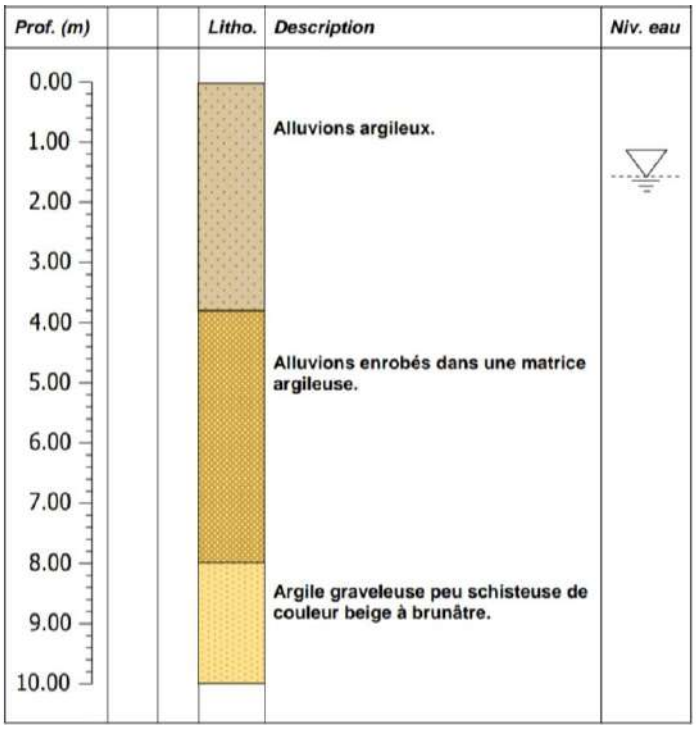


Figure II.9 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 02

Coordonnées du sondage : X=40030,09; Y=59972,584; Z= 1001,489.

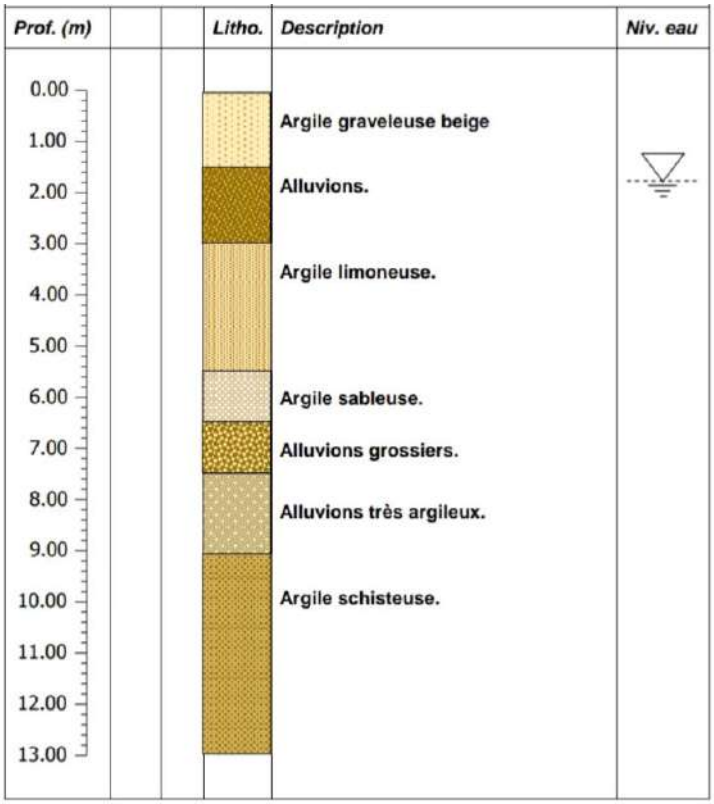


Figure II.10: Coupe lithologique du sondage carotté SC 03

Coordonnées du sondage : X=40012,161;Y=59849,1241; Z= 990,545

II.3.3- essais au pénétromètre dynamique lourd

- **Principe de l'essai**

L'essai au pénétromètre dynamique lourd (figure **II.11**) consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.



Figure II.11: Essai au Pénétromètre Dynamique Lourd.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups) Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$\mathbf{Rp} = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A} \qquad \mathbf{II.1}$$

Avec :

A : Section droite de la pointe.

e : Pénétration moyenne par coup.

G : Accélération de la pesanteur.

H : Hauteur de chute.

M : Masse du mouton.

M' : Somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guid.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi, tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

- Pointe de diamètre ϕp = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- Mouton de masse M = 63.5 kg ;
- Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre ϕt=32 mm et de longueur 1m.

II.3.4 Essais réalisés sur le site

Concernant notre site, nous avons dix (10) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L.), répartis sur le terrain comme indiqué sur la (figure **II.5)** " Carte de zonage et d'implantation des essais" et notés SP.

Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes ci-après donnant la variation de la résistance dynamique en pointe **Rp** en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe **Rp** en bars, en fonction de la profondeur **z** en mètre .

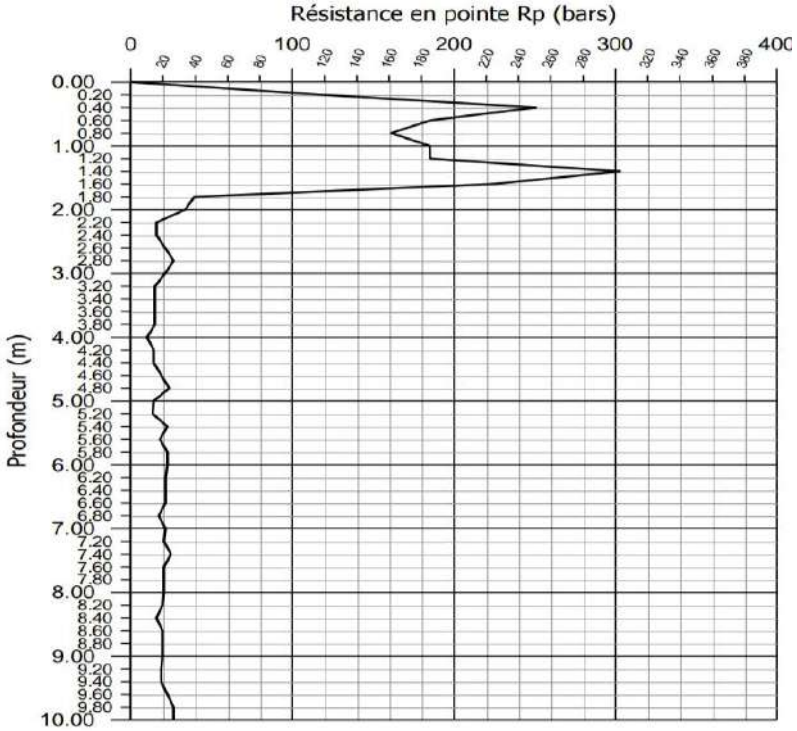


Figure II.12: Pénétrogramme du Sondage n°SP01.

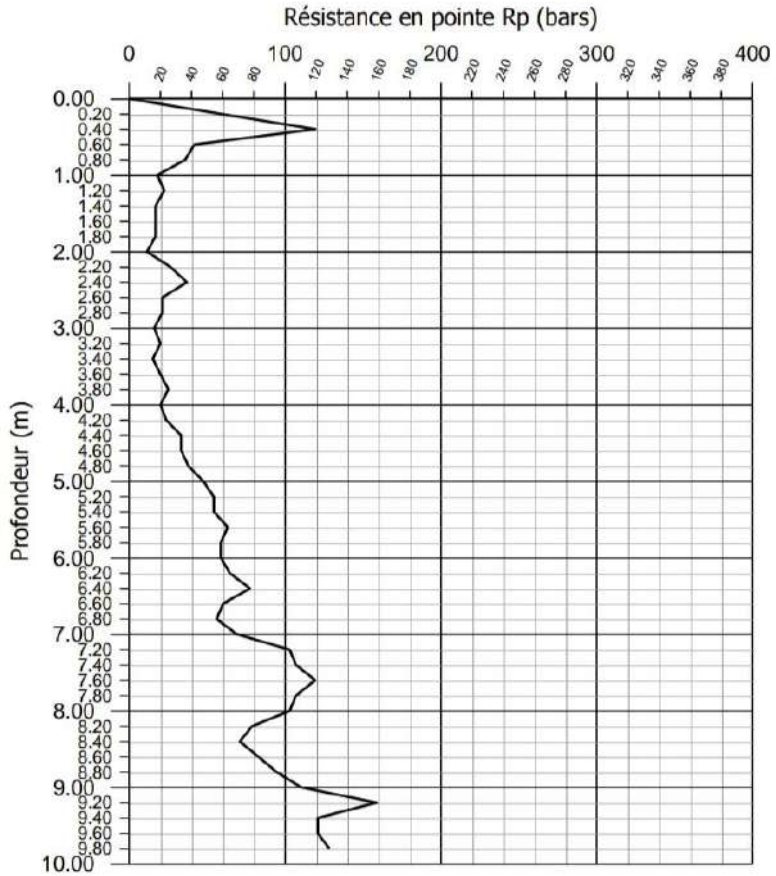


Figure II.13: Pénétrogramme du Sondage n°SP02

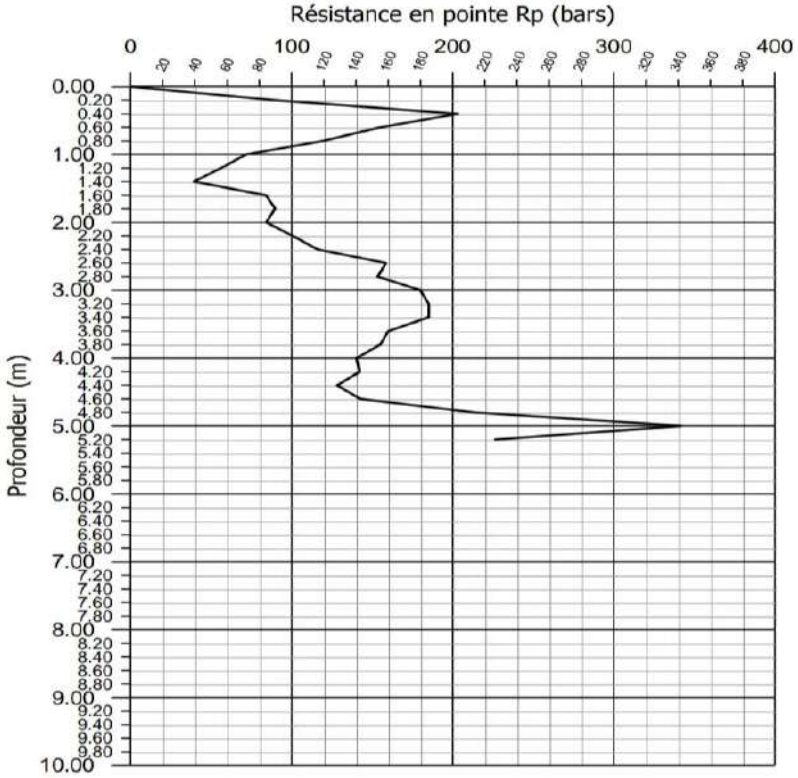


Figure II.14 :Pénétrogramme du Sondage n°SP03

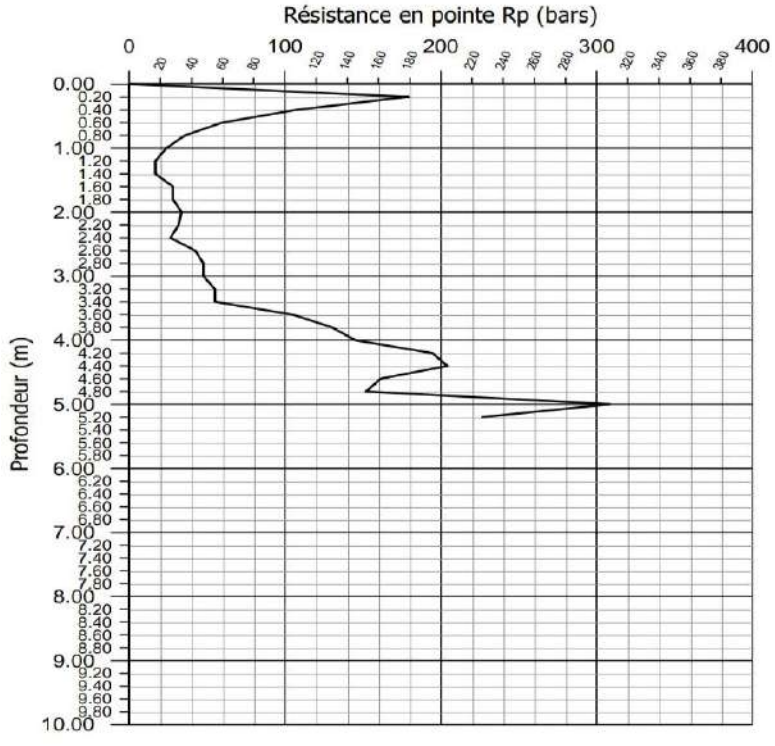


Figure II.15:Pénétrogramme du Sondage n°SP04

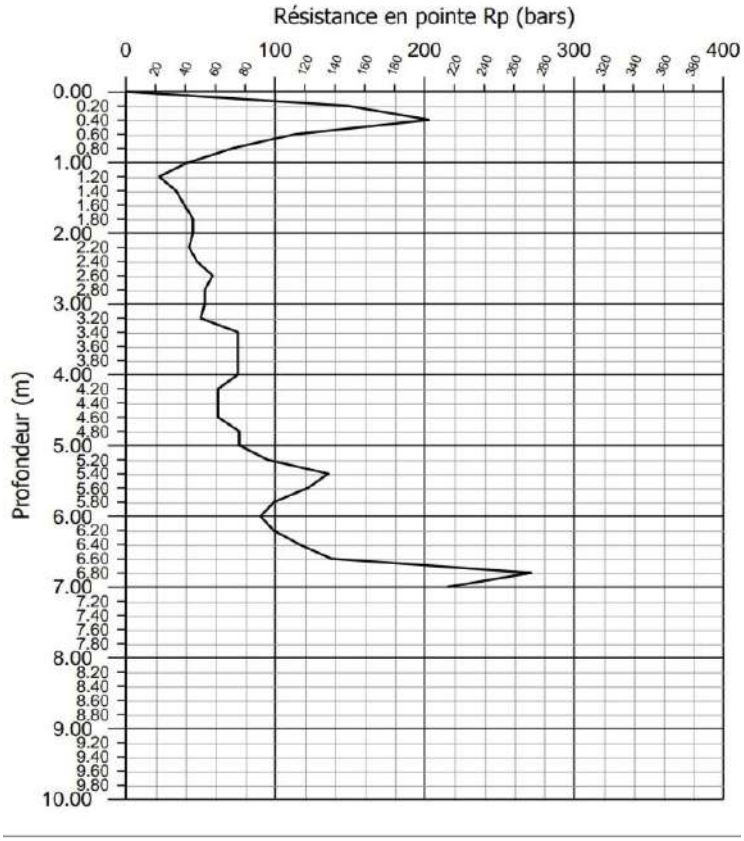


Figure II.16 : Pénétrogramme du Sondage n°SP05

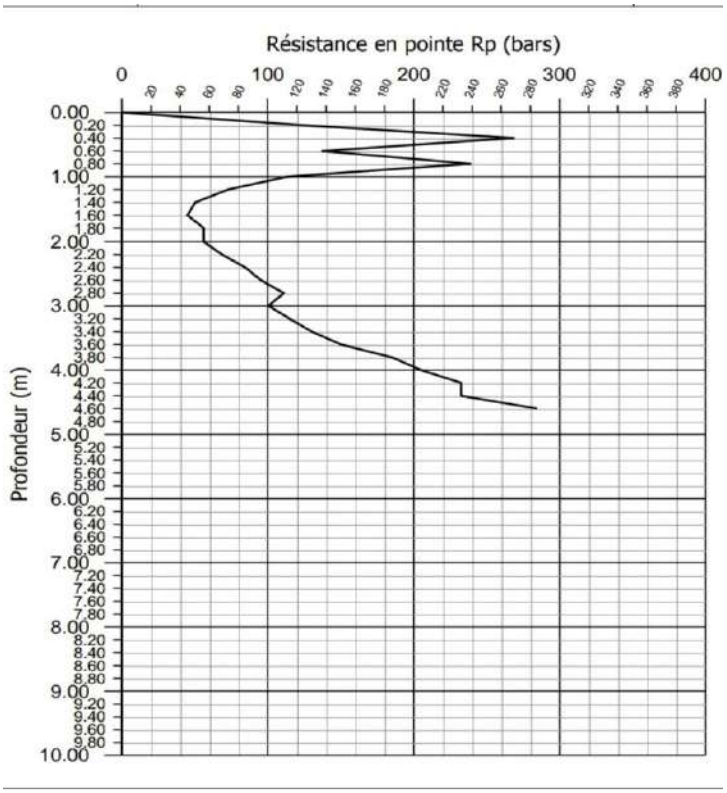


Figure II.17:Pénétrogramme du Sondage n°SP06

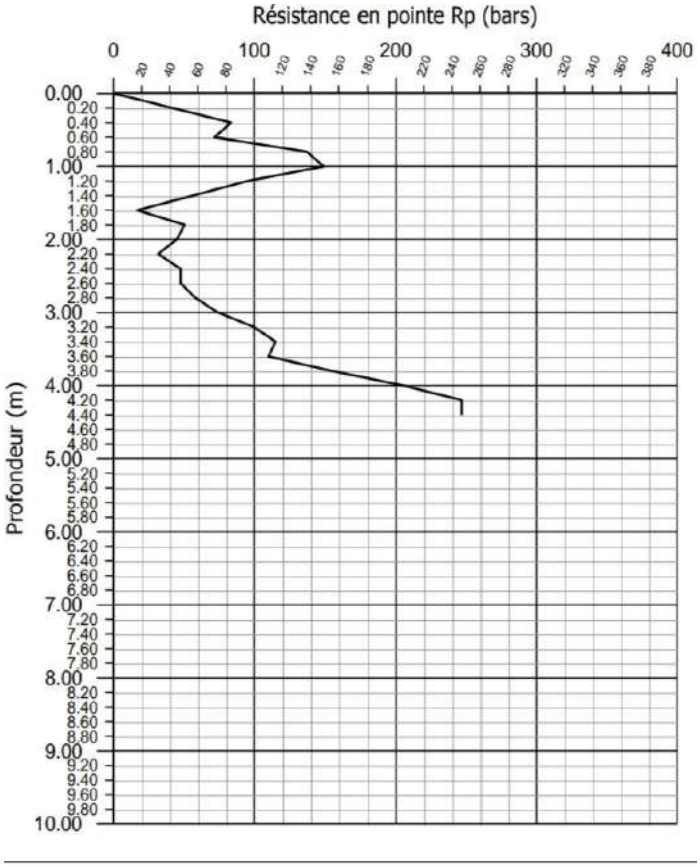


Figure II.18:Pénétrogramme du Sondage n°SP07.

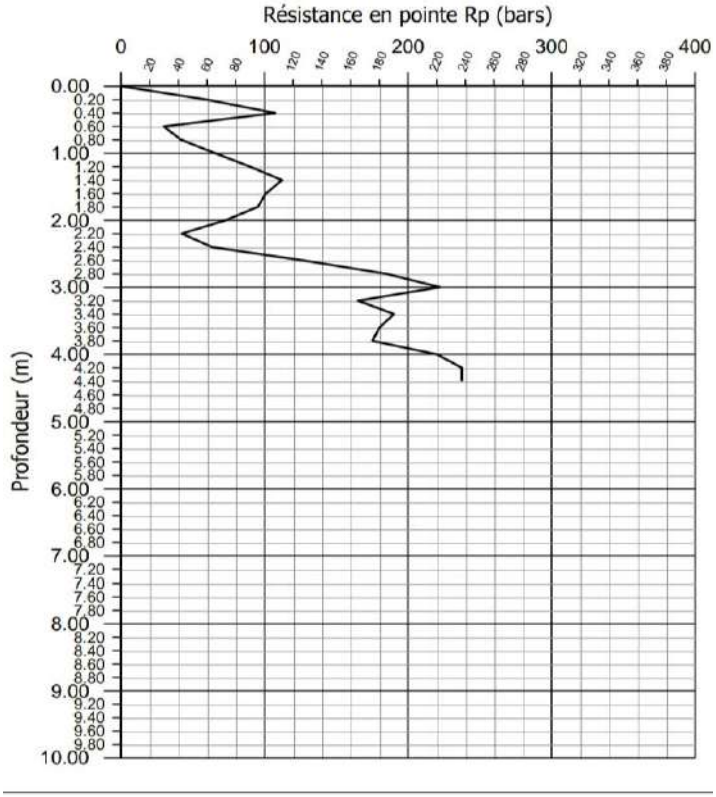


Figure II.19:Pénétrogramme du Sondage n°SP08

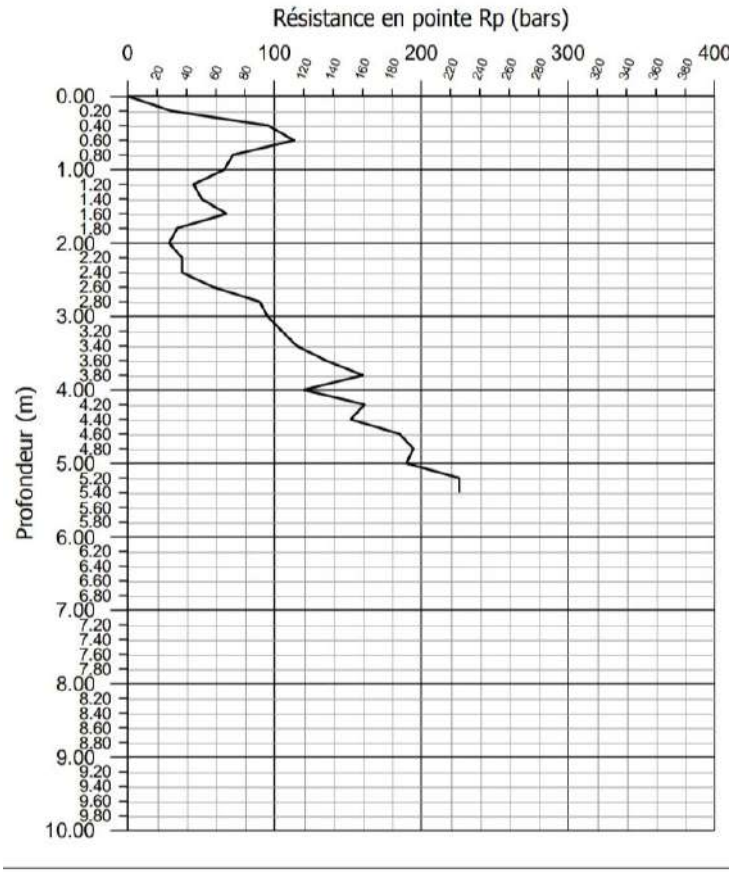


Figure II.20:Pénétrogramme du Sondage n°SP09

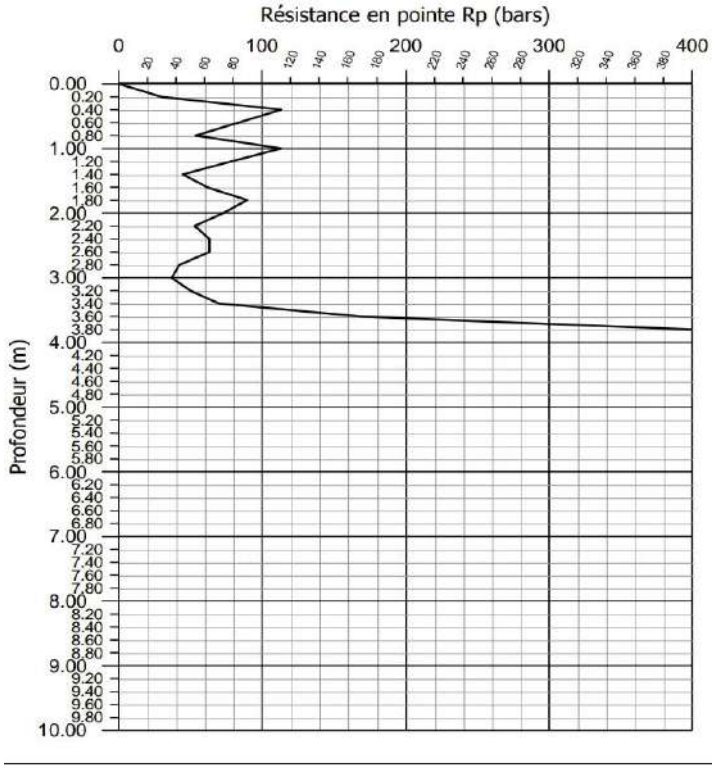


Figure II.21: Pénétrogramme du Sondage n°SP10

II.4 Essais de laboratoire

II.4.1 Catégories d'essais de laboratoire

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire (figure **II.22**) sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.



Figure II.22: Laboratoire où les essais du projet ont été realisés

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandescatégories:

- **Les essais d'identification :** Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau", les "limites d'Atterberg", la "granulométrie" (par tamisage ou par sédimentomètrie) et l'analyse chimique.
- **Les essais de résistance :** Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisés pour notre projet, est l'essai de cisaillement direct.
- **Les essais de compressibilité :** Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, …etc.). Le plus connu de ces essais est l'essai à l'oedomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

II.4.2-choix du type d'essais de laboratoire

Trois (03) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour les sondages un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

II.4.3 Liste des essais de laboratoire réalises

Nous donnons, dans le tableau n°02, l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisés, en indiquant la profondeur où l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact.

Tableau II.1 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site: "Glissement de terrain sur la RN n°60 A/ PK 192+500, Seghouane".

N° Sondage	N° et Profondeur échantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC 01	Echantillon 1 / Pf.: 4,80 – 5,00m	Intact	- Teneur en eau ; - Densité.
	Echantillon 2 / Pf.: 12,00 – 12,30 m	Intact	- Teneur en eau ; - Densité ; - Granulométrie; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CD.
SC 02	Echantillon 1 / Pf.: 9,50 - 9,80 m	Intact	-Teneur en eau ; - Densité ; - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CD.
SC 03	Echantillon 1 / Pf.: 3,50 - 4,30 m	Remanié	- Granulométrie; - Limites d'Atterberg.
	Echantillon 2 / Pf.: 10,30 - 10,50 m	Intact	- Teneur en eau ; - Densité ; - Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CD.

II.4.4- résultats des essais de laboratoire

A- Poids volumique :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité. On le note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en kN / m3 .

La valeur du poids volumique d'un sol est différente selon l'état d'humidité de ce sol : saturé noté γ_{sat} , sec noté γ_d ou humide noté γ_h .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement pris égal à 10 kN / m3. La densité est sans unité.

Cette caractéristique, "densité" ou "poids volumique", est importante notamment dans le calcul de la capacité portante du sol.

Pour le site étudié, quatre (04) mesures de poids volumique ont été faites, dont les résultats sont donnés ci-après.

B- Teneur en eau naturelle

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P\omega}{Ps} \times 100$ **…… (II .1)** et est exprimée en pourcentage(%).

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Pour le site étudié, quatre (04) essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés ci-après.

Tableau II.2 : Résultats des essais de laboratoire poids volumique - teneur en eau

Sondage	Prof. (m)	γ_h (kN/m3)	γ_d (kN/m3)	Wnat (%)
SC 01	4,80 – 5,00	18,50	15,60	18,56
	12,00 – 12,30	19,90	16,87	17,97
SC 02	9,50 – 9,80	19,80	16,42	20,53
SC 03	10,30 – 10,50	19,90	17,70	12,40

C- Limites d'Atterberg

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois état : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les "limites d'Atterberg".

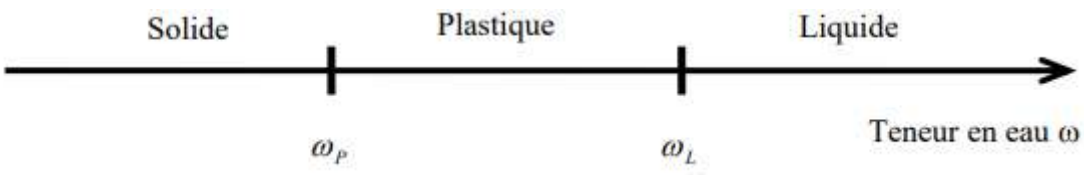
Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement (figure **II.23**) qui séparent les trois (03) états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notée ω_L , celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée ω_P .

La teneur en eau est calculée par la formule (**II . 1**).



Figure II.23 : Essai de limites d'Atterberg.

Sur un axe portant les teneurs en eau, (ω_L) et(ω_P) peuvent être représentées comme suit :



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus.

Quatre (04) mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur des échantillons de notre projet dont les résultats sont donnés ci-après

- **Sondage n° : SC 01**

Profondeur : 12,00m – 12,30m.

Tableau II.3 : Mesures des limites d'Atterberg

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	17	25	28	35
Teneur en eau en %	42,10	41,10	41,69	37,60

- **Limite de liquidité a la coupelle de cazadrande pour le sondage sc01**

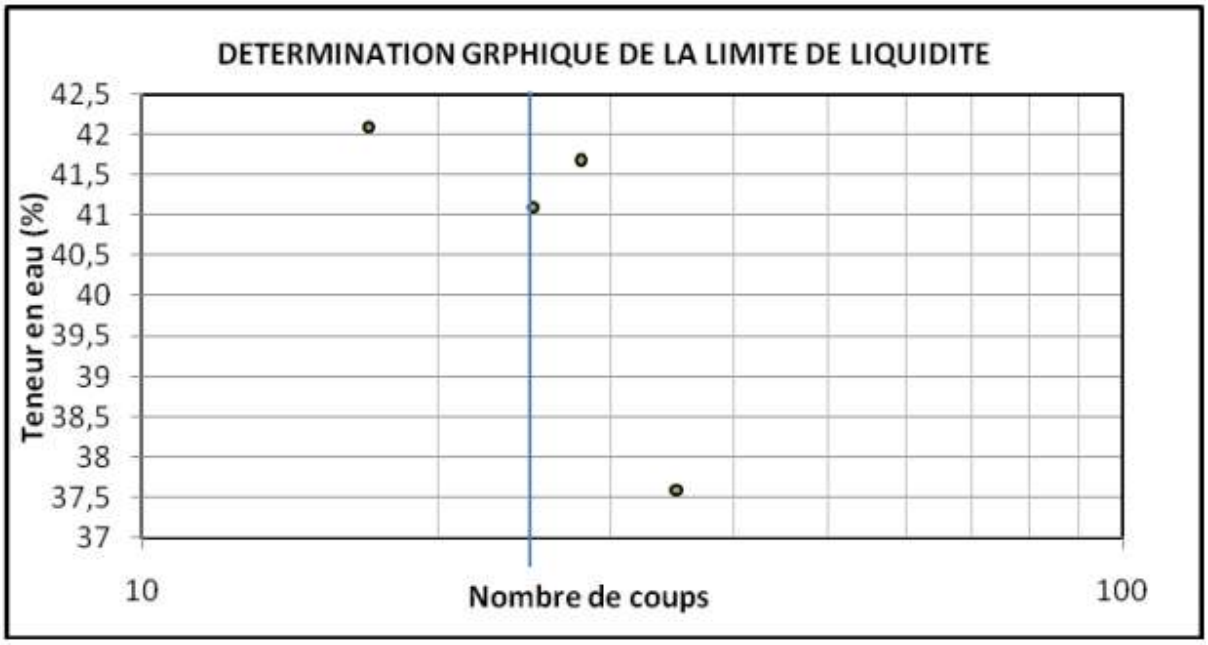


Figure II.24 : Détermination de la limite de liquidité sc01

Tableau II.4 : Resultats des calculs

eneur en eau de liquidité %	WL = 41,10
Teneur en eau de plasticité %	WP = 19,30
Indice de plasticité %	IP = 21,80

- **Sondage n° :SC 02**

Profondeur : 9,50m – 9,80m

Tableau II.5 : Données de la limite de liquidité à la coupelle pour sc02.

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	17	24	25	34
Teneur en eau en %	48,81	46,29	46,40	44,70

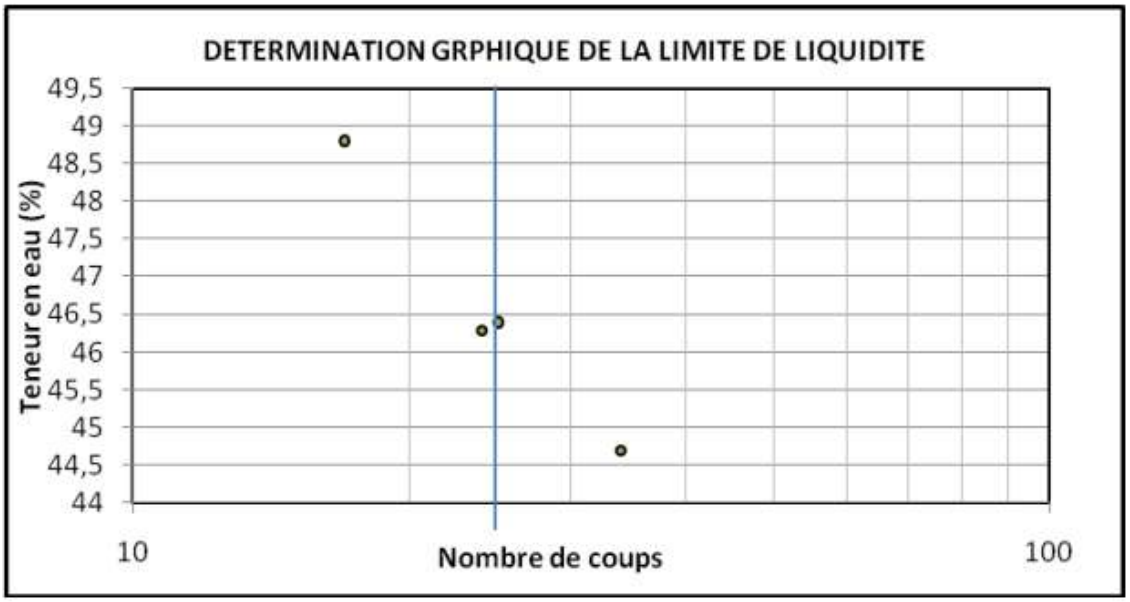


Figure II.25:détermination de la limite de liquidité sc02

Tableau II.6 : Résultats des calculs.

Teneur en eau de liquidité %	WL = 46,40
Teneur en eau de plasticité %	WP = 22,60
Indice de plasticité %	IP = 23,80

- **Sondage n° : SC 03**

Profondeur : 3,50m – 4,30m

Tableau II.7 Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande pour sc03.

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	17	25	27	35
Teneur en eau en %	33,11	31,80	31,41	30,85

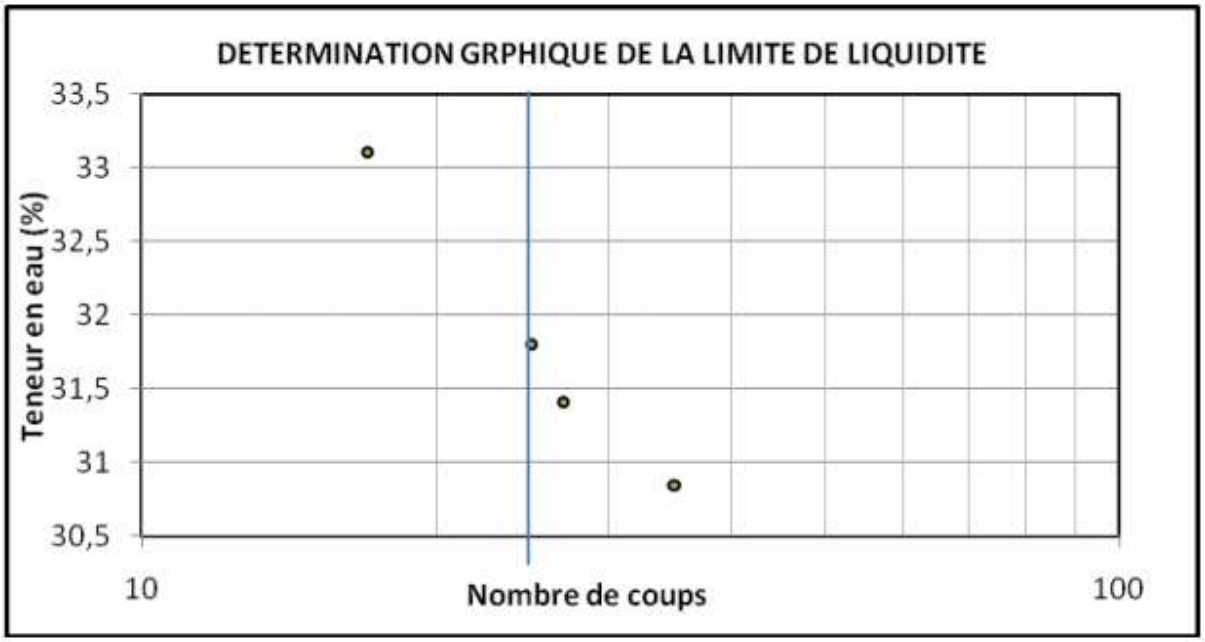


Figure II.26 : détermination de la limite de liquidité sc03.

Tableau II.8 : Résultats des calculs.

Teneur en eau de liquidité %	WL = 31,80
Teneur en eau de plasticité %	WP = 15,00
Indice de plasticité %	IP = 16,80

- **Sondage n° : SC 03**

Profondeur : 10,30m – 10,50m

Tableau II.9 : Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande.

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	16	25	28	35
Teneur en eau en %	43,35	38,40	35,65	39,01

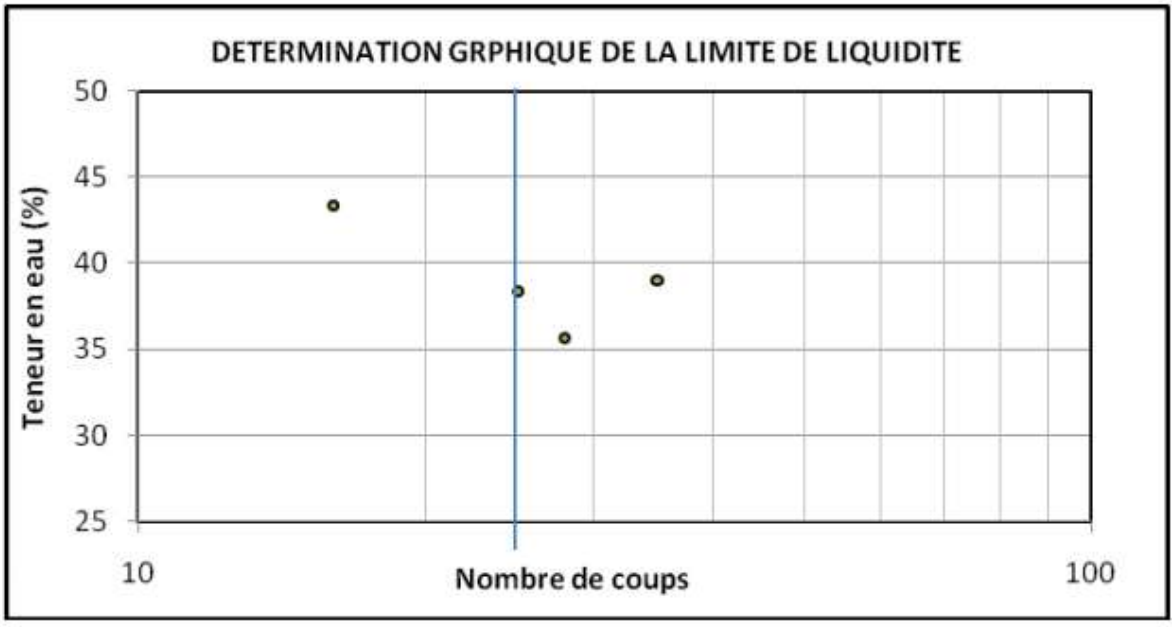


Figure II.27 : Détermination de la limite de liquidité sc03.

Tableau II.10 : Données de la limite de liquidité a la coupelle de cazagrande.

Teneur en eau de liquidité %	WL = 38,40
Teneur en eau de plasticité %	WP = 19,80
Indice de plasticité %	IP = 18,60

D- Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations :

➢ Le tamisage :

L'analyse granulométrique par tamisage se fait pour les particules du sol de dimensions supérieures à ou égale à 80 micromètres. Elle consiste à tamiser l'échantillon de sol sec de masse "m" par une série de tamis superposés (figure **II.28**) de diamètres décroissants de haut en bas. On mesure les masses de sol retenues par les différents tamis (appelées refus) et on en déduit les masses de sol ayant traversé les tamis (appelés tamisas).



Figure II.28 : Granulométrie par tamisage. (Série de tamis).

Les résultats de cette analyse sont traduit sous forme de courbe, dite "courbe granulométrique", tracée dans un repère semi-logarithmique, d'ordonnée les tamisas exprimés en pourcentage (%) et d'abscisse les diamètres des tamis en mm.

- **La sédimentomètrie :**

L'analyse granulométrique par sédimentomètrie (figure **II.29**) se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter. En se basant sur la loi de Stocks, qui donne la vitesse d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux, on calcul les diamètres des particules "Dy" et les pourcentages y correspondants. De même que pour l'analyse granulométrique par tamisage, les résultats permettent de tracer la courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80 μ m.



Figure II.29 : Granulométrie par sédimentomètrie (Eprouvette et agitateur).

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{D60}{D10}$. **II.2**
- Le coefficient de courbure : $C_c = \frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$ **II.3**

(**Dn** étant le diamètre des grains pour lequel sont inférieurs **n%** des grains).

Dn est à signaler que l'analyse granulométrique, par tamisage ou par sédimentomètrie, s'effectue sur des échantillons remaniés.

Pour le site étudié, nous avons quatre (04) analyses granulométriques, dont les résultats sont donnés ci-après.

- **Echantillon1 : Sondage SC01, profondeur 12,00m – 12,30m.**

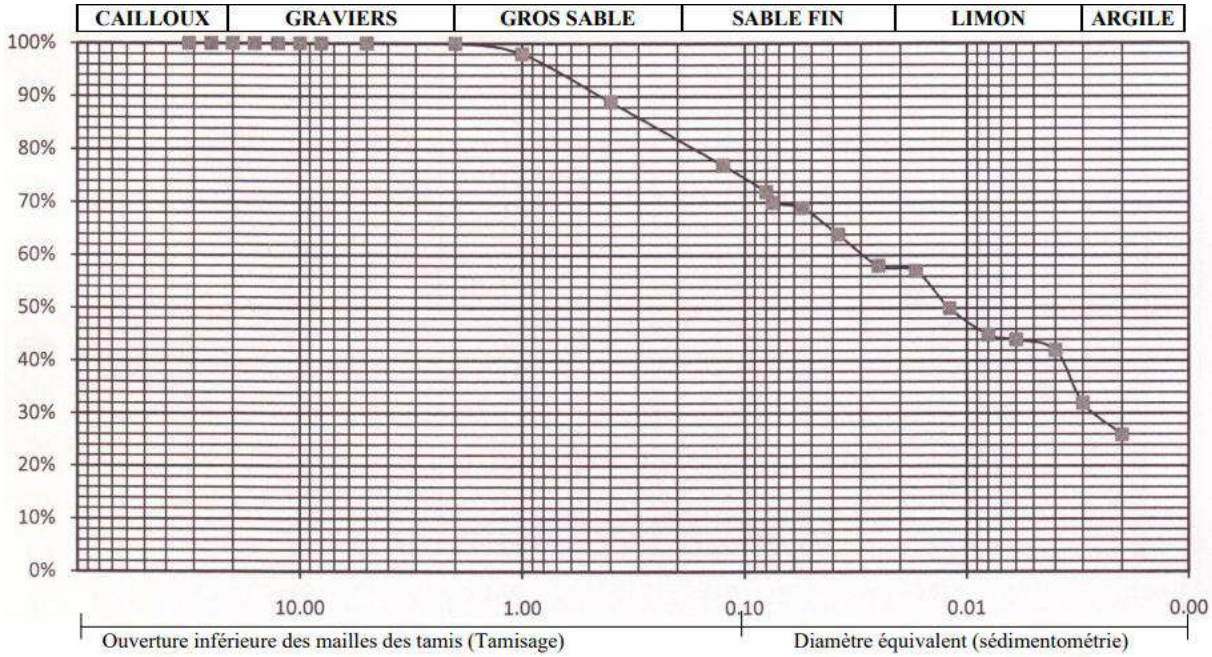


Figure II.30 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie.

- **Echantillon1 : Sondage SC02, profondeur 9,50m – 9,80m.**

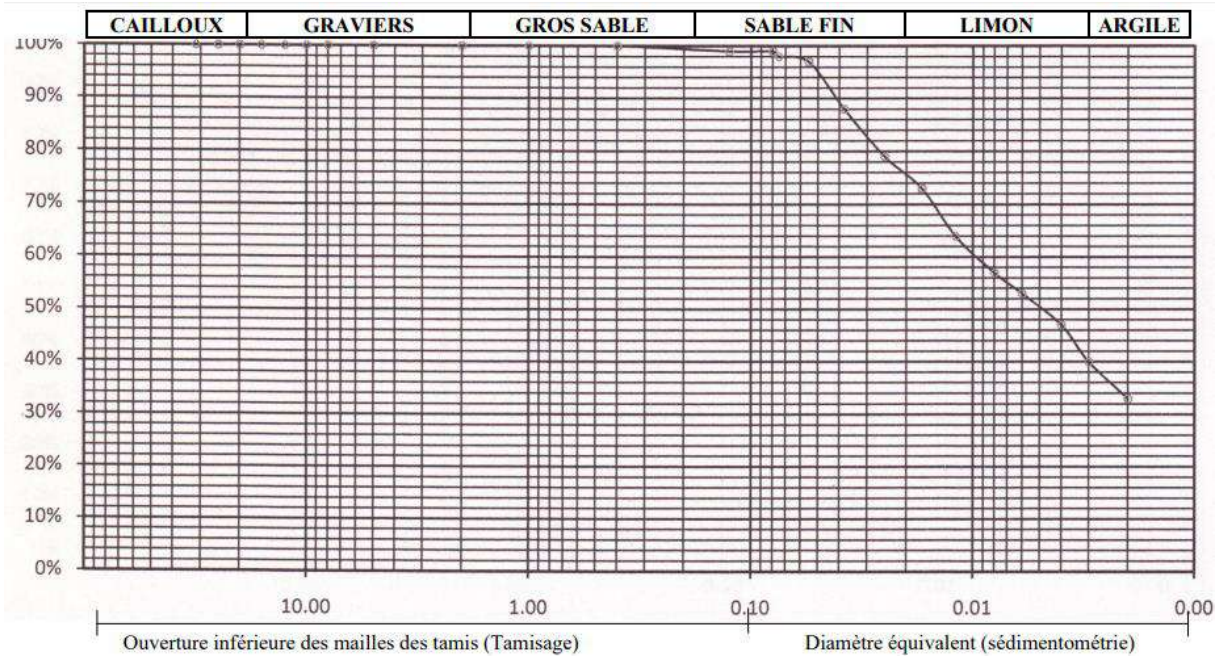


Figure II.31 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie.

- **Echantillon1 : Sondage SC03, profondeur 3,50m – 4,30m**

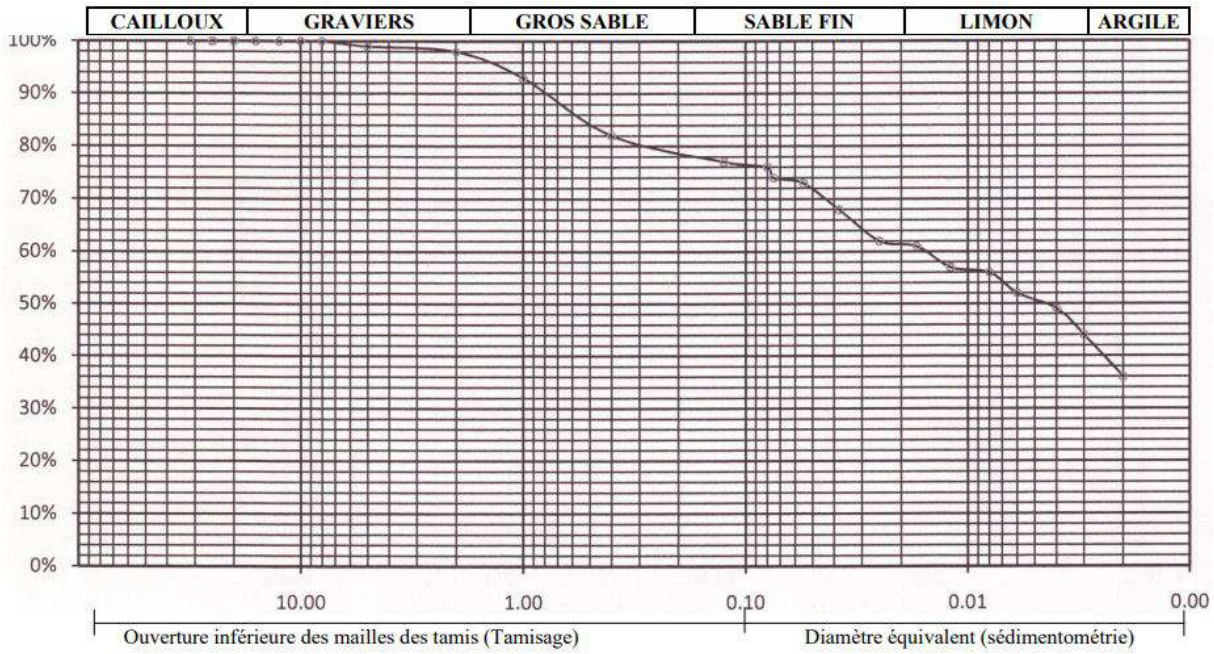


Figure II.32 : Résultats des essais de laboratoire – granulometrie

- **Echantillon2 : Sondage SC03, profondeur 10,30m – 10,50m**

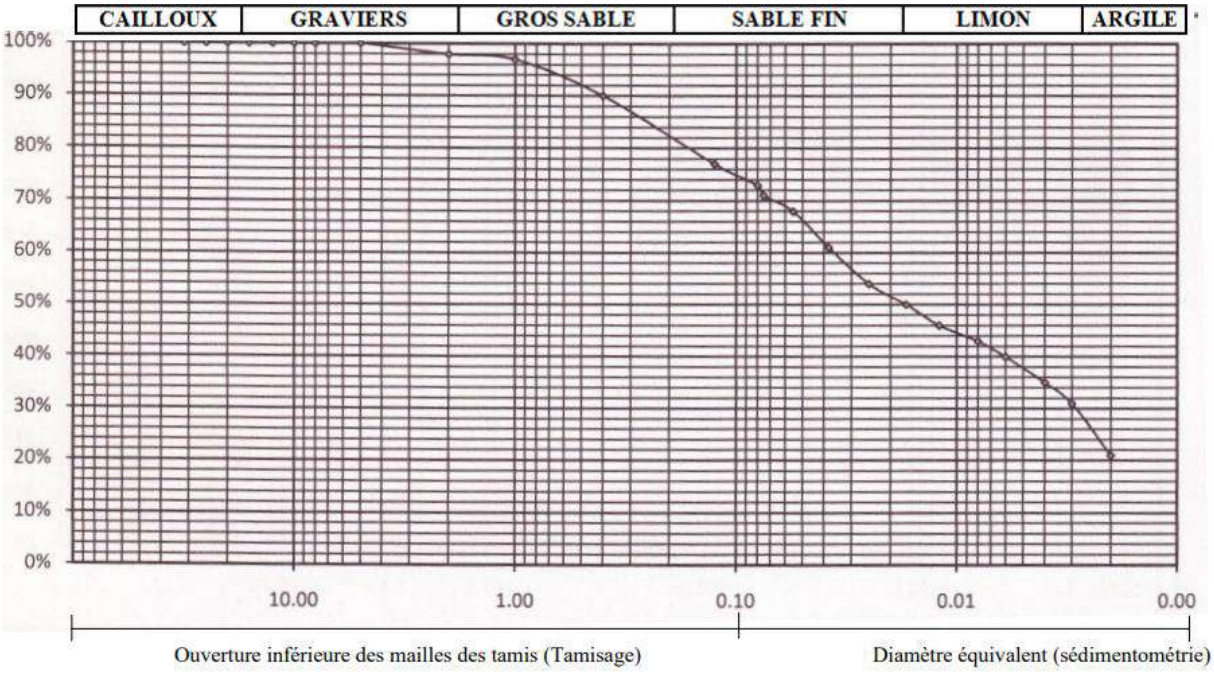


Figure II.33:Résultats des essais de laboratoire – granulometrie

- **Essais de résistance au cisaillement :**

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à-dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essais de cisaillement à la boite)

Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé trois (03) essais de cisaillement direct, de type consolidé drainé (CD).

Les résultats de cet essai de résistance sont donnés ci-après.

- **Sondage n°** : SC 01.
- **Profondeur :** 12,00m – 12,30m.
- **Type d'essai :** CD.
- **Vitesse :** 0,003 mm/mn.
- **Coefficient de l'anneau** K : 0,34.

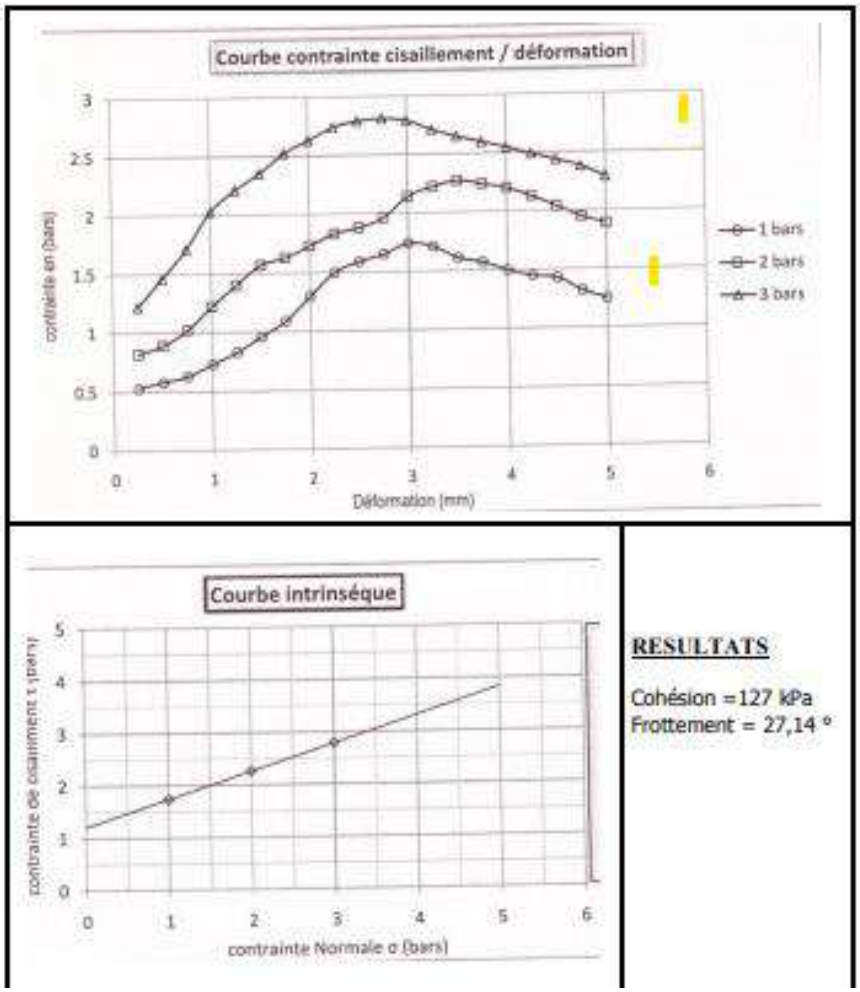


Figure II.34: Essai de cisaillement à la boite

- **Sondage n° :** SC 02.
- **Profondeur :** 9,50m – 9,80 m.
- **Type d'essai :** CD.
- **Vitesse :** 0,003 mm/mn.
- **Coefficient de l'anneau K :** 0,34.

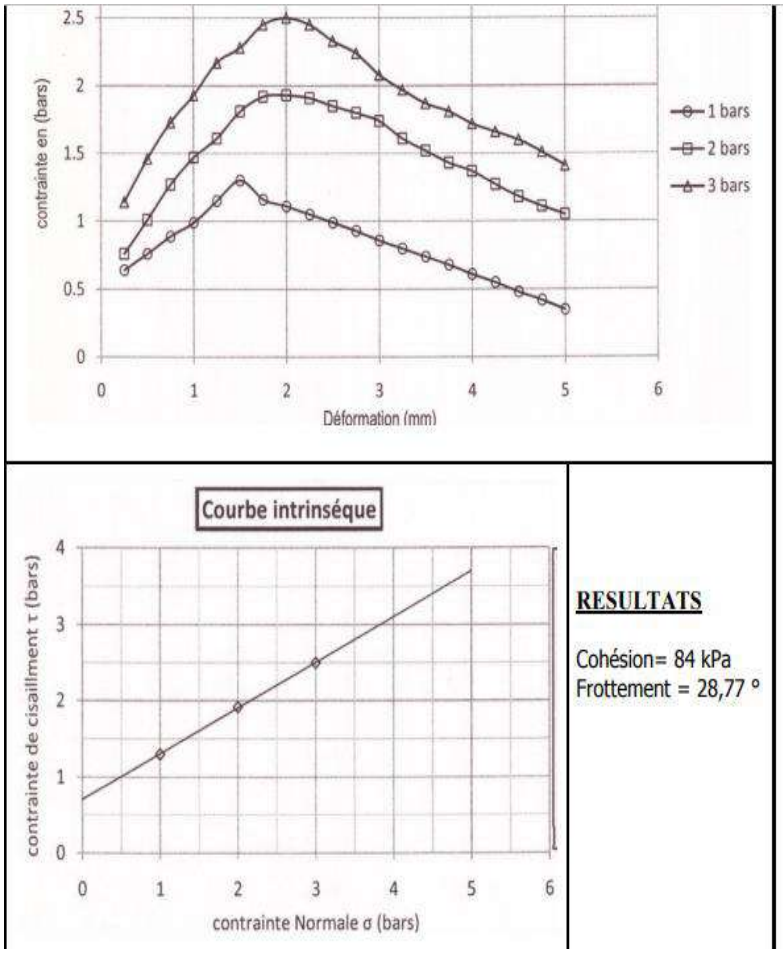


Figure II.35 : Essai de cisaillement à la boite

- **Sondage n° :** SC 03.
- **Profondeur :** 10,30m – 10,50m.
- **Type d'essai :** CD.
- **Vitesse :** 0,003 mm/mn.
- **Coefficient de l'anneau K :** 0,34.

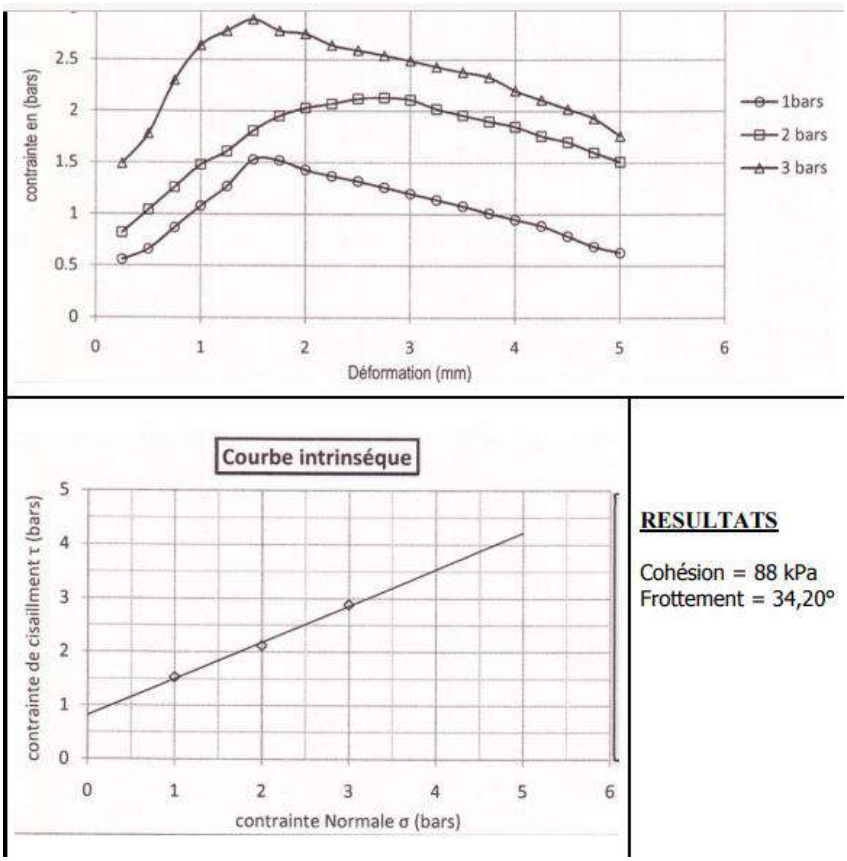


Figure II.36 : Essai de cisaillement à la boite.

E- Essais d'analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site, les résultats sont donnés au tableau n°04 suivant :

Tableau II.11 : Caractéristiques chimiques du sol.

N° Echantillon	Profondeur (m)	PH	Chlorures %	Sulfates %	CaCo3 %
SC 01	5,00 – 5,40	8,57	0,7020	1,0203	30,4892
SC 02	3,20 – 3,50	8,36	0,9360	1,1190	-

D'après la composition chimique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est moyennement agressif de classe A2; par conséquent, il est indispensable d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (C.R.S.) dans la composition du béton de son infrastructure. En plus, la teneur en Ca Co3 indique que le sol est de type "argile très marneuse".

II.5 Interprétation des résultats

II.5.1 Essais in-situ

II.5.1.2 Lithologie du site

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur la RN n° 60A/ PK 192+500, seghouane", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'argile et/ou d'argile alluvionnaire, surmontant une argile schisteuse.

II.5.1.3 Résistance du sol

- **Résistance en pointe pénétromètrique Rp**

Sur le plan résistance, l'analyse des résultats des dix (10) sondages au pénétromètre dynamique lourd réalisés sur site, tracés sur la figure **II.5** intitulée "Carte d'implantation des essais pénétrométriques", a permis de localiser trois (03) zones différentes sur les plans "résistance en pointe" et "ancrages des fondations", numérotées ci-dessous "Zone I", "Zone II" et "Zone III", et qui sont définies ci-après sur la figure n°37 intitulée "Carte de zonage de la résistance en pointe".

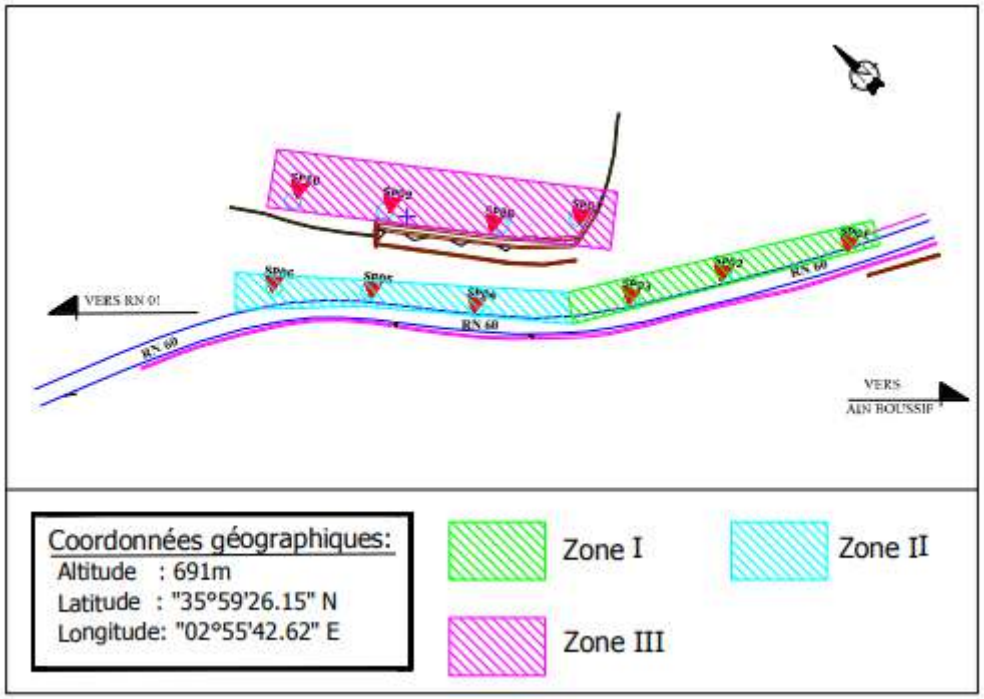


Figure II.37 : Carte de zonage de la résistance en pointe.

- **Résistance sur la Zone I**

Les diagrammes pénétromètriques des trois (03) sondages réalisés dans cette zone, tracés sur la figure n°36, montrent que :

- Une certaine hétérogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la différence des pénétrographes.
- Une faible résistance en pointe **Rp** est enregistrée à partir d'un (1,00) mètre de profondeur; elle frôle les quinze (15) bars. Sauf pour le sondage SP 01, les deux autres essais ont manifesté des refus.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe Rp (minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Tableau II.12 : La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur.

Z (m)	1,50-4,00	> 4,00
Rp (bars)	15	30

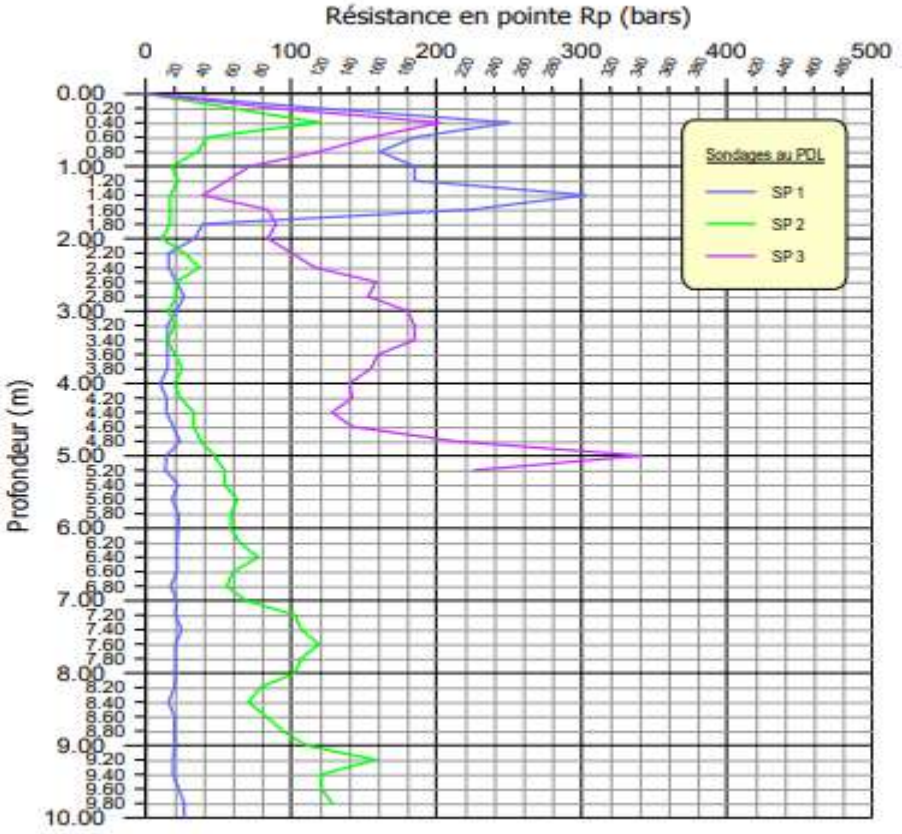


Figure II.38 : Pénétrogrammes des sondages SP01 à SP03 réalisés dans la Zone I.

- **Résistance sur la Zone II :**

- Les diagrammes pénétromètriques des trois (03) sondages réalisés dans cette zone du site, tracés sur la figure **II.39**, montrent que :
- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;
- Une moyenne résistance en pointe Rp est enregistrée à partir d'un mètre cinquante (1,50m) de profondeur; elle est de l'ordre de vingt (20) bars; ensuite augmentation de la résistance est remarquée à partir de deux mètres soixante (2,60m) de profondeur, où elle dépasse les quarante (40) bars;
- Tous les essais ont enregistré des refus ; le plus profond est atteint à sept mètres (7,0m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe Rp (minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Tableau II.13 La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur.

Z (m)	1,50-2,60	> 2,60
Rp (bars)	20	40

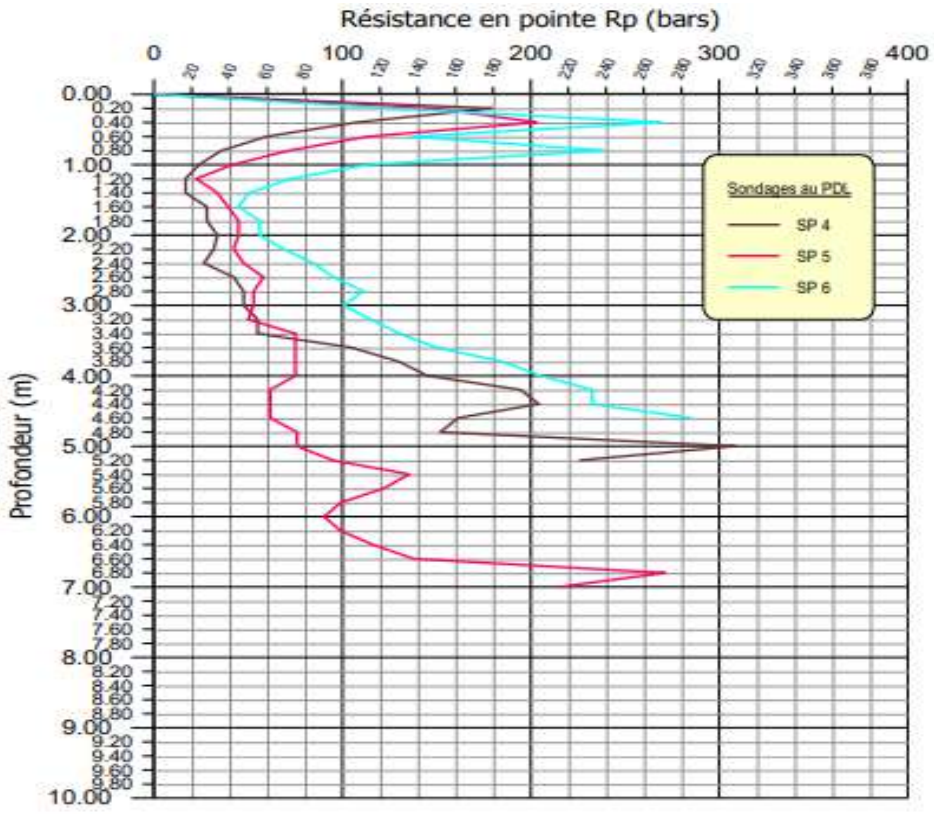


Figure II.39 : Pénétrogrammes des sondage SP04 à SP06 réalisés dans la Zone II.

- **Résistance sur la Zone III :**

Les diagrammes pénétromètriques des quatre (04) sondages réalisés dans cette zone du site, tracés sur la figure **II.40**, montrent que :

- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;
- Une bonne résistance en pointe Rp est enregistrée à partir de la surface; elle dépasse pratiquement les quarante (40) bars;
- Tous les essais ont enregistré des refus ; le plus profond est atteint à cinq mètres quarante (5,40m) de profondeur. Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe Rp(minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Tableau II.14 : La résistance en pointe Rp en fonction de la profondeur.

Z (m)	1,50-3,40	> 3,40
Rp (bars)	40	60

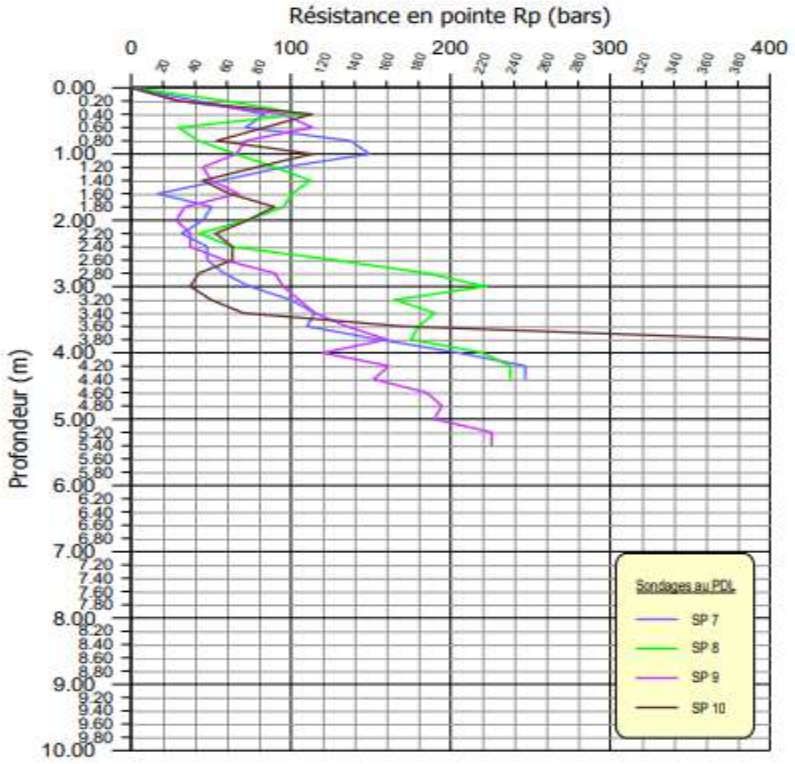


Figure II.40 : Pénétrogrammes des sondages SP07 à SP10 réalisés dans la Zone III.

- Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée qadm et est telle que : qadm=qL/F ; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

La valeur de qadm peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : qadm= Rp / 20

En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées supra, les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur, sont les suivantes :

Tableau II.15 : Résistance sur la zone **I :**

Z (m)	1,50-4,00	> 4,00
qadm (bars)	0,75	1,50

TableauII.16 : Résistance sur la zone II.

Z (m)	1,50-2,60	> 2,60
qadm (bars)	1,00	2,00

Tableau II.17 : Résistance sur la zone III.

Z (m)	1,50-3,40	> 3,40
qadm (bars)	2,00	3,00

II.5.2 Essais de laboratoire

II.5.2.1 Caractéristiques d'identification du sol

Une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques a été réalisée sur des échantillons intacts. Le tableau n°05 récapitule les résultats de cette partie d'essais.

Tableau II.18 : Caractéristiques physiques.

Sondage	Prof. (m)	γ_h(kN/m3)	γ_d(kN/m3)	Wnat (%)	Sr (%)
Sc 01	4,80 – 5,00	18,50	15,60	18,56	68,62
	12,00 – 12,30	19,90	16,87	17,97	80,78
Sc 02	9,50 – 9,80	19,80	16,42	20,53	86,13
Sc 03	10,30 – 10,50	19,90	17,70	12,40	63,77

D'après les pourcentages de saturation des échantillons, on peut déduire qu'ils sont partiellement saturés.

II.5.2.2 Classification des sols

La classification d'un sol a pour objectif de regrouper dans une même catégorie les sols ayant les mêmes caractéristiques physiques. La classification proposée par Casagrande (1948) a été adoptée par les américains dans le système unifié U.S.C.S. (Unified Soil Classification

System). La classification Française, proposée par le L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), s'inspire de cette dernière et se base sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg ainsi que la teneur en matière organique T.M.O.

Les résultats de la classification des sols du site de notre projet sont donnés sur le tableau – **II.19-.**

Tableau II.19 : Résultats de la classification des sols du site.

sondage	Prof.(m)	% 80µ	% 2mm	Cu	Cc	WL	Ip	Classe
Sc 01	12,0 ÷ 12,3	72	100	-	-	41,10	21,80	Ap : Argile peu plastique.
Sc 02	9,50 ÷ 9,80	99	100	-	-	46,40	23,80	Ap : Argile peu plastique.
Sc 03	3,50 ÷ 4,30	76	86	-	-	31,80	16,80	Ap : Argile peu plastique.
	10,3 ÷ 10,5	73	98	-	-	38,40	18,60	Ap : Argile peu plastique.

D'après la classification du système LCPC, l'échantillon de sol est classé comme "argile peu plastique" de symbole Ap.

II.5.2.3- Résistance au cisaillement des sols

- **L'essai de cisaillement direct :**

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique, du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement.

On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite", qui exigent la connaissance de la résistance limite (ou ultime) du sol.

Au laboratoire, la résistance au cisaillement du sol est souvent déterminée par l'essai de cisaillement direct. Dans cet essai, l'échantillon 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 σ donnée (figure **II.41)**"schéma de la boîte de cisaillement). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse de déplacement constante.

L'échantillon est cisaillé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées. On mesure à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-botte supérieure la force totale de cisaillement. En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de la contrainte normale, on peut définir les deux caractéristiques mécaniques importantes du sol : la cohésion c et l'angle de frottement φ.

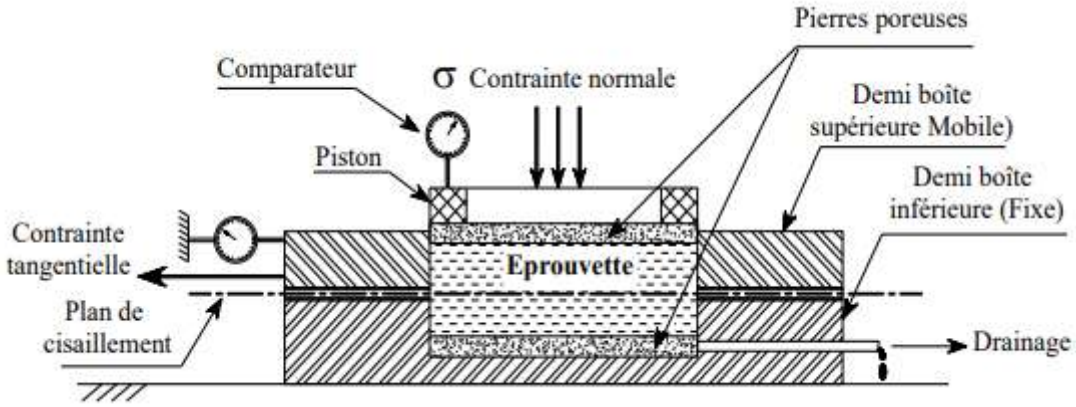


Figure II.41: Schéma de la boîte de cisaillement.

- **Résultats et interprétation**

Dans notre cas, nous avons réalisé des essais de cisaillement de type consolidé drainé (CD).

Les valeurs des caractéristiques mécaniques C et φ sont récapitulées sur le tableau n°07 Les valeurs de C' et de φ ' seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais de laboratoire.

Tableau II.20 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols.

Sondage	Profondeur (m)	Essais	Cohésion C' (kPa)	Angle de frottement φ' (°)
Sc 01	12,00 – 12,30	CD	127	27,14
Sc 02	9,50 – 9,80	CD	84	28,77
Sc 03	10,30 – 10,50	CD	88	34,20

II.6 Conclusion

A partir a l'ensemble des essais in-situ et de laboratoire, on peut conclure principalement ce qui suit :

- **Présence d'eau :**

Lors de l'extraction des tiges dans les sondages SP7, SP8, SP9 et SP10, nous avons remarqué que celles-ci étaient mouillées ; signe d'une éventuelle présence d'eau à un (1,00) mètre de profondeur.

- **Lithologie du site :**

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur la RN n° 60A/ PK 192+500, Seghouane", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'argile et/ou d'argile alluvionnaire, surmontant une argile schisteuse.

- **Capacité portante du sol :**

Le sol présente une capacité portante faible notamment les zones I et II.

Agressivité du sol:

D'après la composition chimique de cet échantillon, nous pouvons conclure que le sol du site est moyennement agressif de classe A2; par conséquent, il est indispensable d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (C.R.S.) dans la composition du béton de son infrastructure. En plus, la teneur en Ca Co3 indique que le sol est de type "argile très marneuse".

CHAPITRE III :

Calcul de la stabilité

III.1 INTRODUCTION

Le problème de la stabilité des talus et la stabilité des terrains en général constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers.

Les mouvements de terrains (Les glissements de terrain, coulées de boues, éboulement rocheux, gonflement ou retrait des sols, affaissements…) sont des mouvements qui affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle.la rupture d'un talus par glissement se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie de massif.

De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des glissements de terrain en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de glissement.

Ce chapitre présente les différents méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en utilisant les méthodes classique (calcul en équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

III.2 Les méthodes de calcul des glissements des terrains

III.2.1 Méthodes Analytiques

III.2.1.1 Calcul de la stabilité

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement correspondant au coefficient de sécurité minimal. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité **(Fs)** . Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de **(Fs)** corresponde à la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné.

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties. Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à

proximité. La présente étude est focalisée sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [5]

- **Notion de coefficient de sécurité :**

II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité (Fs) , chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises.

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (Fs), par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante : [6]

Fs =Q/ Q max **(III.1)**

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force H, Force V, moment M).

Q max: valeur maximale de Q.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité :

Le facteur de sécurité F_s minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

Si $\mathbf{F_s < 1}$: la rupture est inévitable.

Si $\mathbf{F_s = 1}$: le massif est en état d'équilibre limite.

Si $\mathbf{F_s > 1}$: le milieu est équilibré et le massif est stable.

Tableau III.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité,(LAMBE)

	Definition	**Formul**
1	**Rapport de contraintes**	**F =** T_{MAX}/T $F=\frac{\text{resistance au cisaillement mobilisable}}{\text{resistance au cisaillement necessaire a l'equilibre}}$
2	**Rapport de forces**	**F =** E_{resist}/E_{moteur} $F=\frac{\text{effort resistant}}{\text{effort moteur}}$
3	**Rapport de moment**	**F =** M_{resist}/Mt_{moteur} $F=\frac{\text{moment resistant}}{\text{moment moteur}}$
4	**Rapport de grandeurs**	Par ex : H/H_{max} $F=\frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteue réelle}}$

- **Calcul à la rupture (méthode classiques) :**

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide - plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de (F_s) et les méthodes nonlinéaires nécessitent un processus itératif. [3]

- Calcul à la rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : *W* le poids du bloc de sol considéré, *V* et *H* les efforts sur lescôtés du bloc, *N* et *T* les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et *U* l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que *H* et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer *N* et *T*, ainsi que le coefficient de sécurité. [6]

$$\mathbf{F = r_{max} / \tau} \qquad \textbf{(III.2)}$$

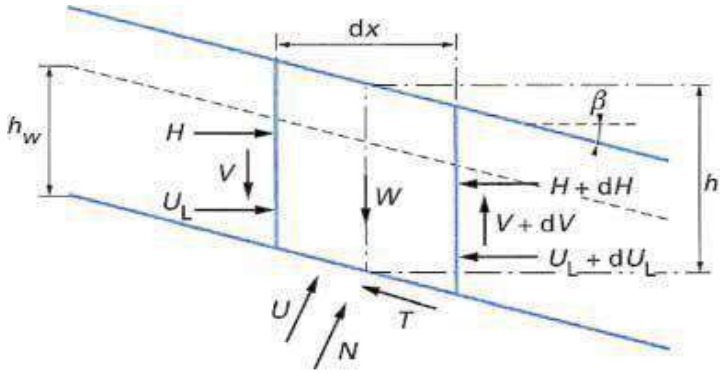


Figure III.1: Glissement plan (équilibre d'un bloc).

III.2.1.2 Méthode d'équilibre limite

L'étude de stabilité d'un massif, considère deux cas:

Il n'y a pas de surface de glissement préférentielle ; c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

La masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du

mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo matériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:

$$\tau = c' + \sigma \tan\varphi' \qquad \textbf{(III.3)}$$

C: Cohésion effective.

φ: Angle de frottement interne effectif.

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnuesest bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont(Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern et Price1965, ……). [5]

- **Méthodes générales des tranches pour une surface de rupture circulaire :**

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par (γ.c.φ) et si le milieu est aquifère il est définit par μ.

Le principe de cette méthode est de découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. (i n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très mines).

Ces méthodes ont pour base une surface de rupture circulaire et sont passées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle comme le montre la figure.

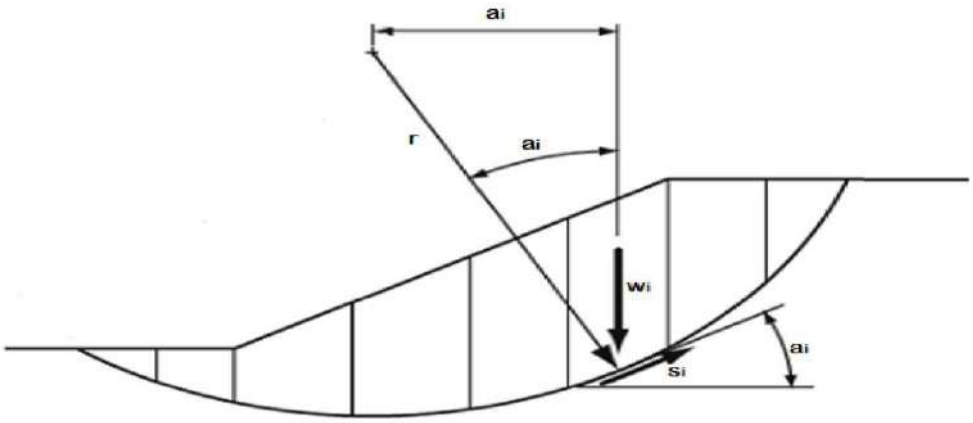


Figure III.2 : La masse du talus découpé en tranches.

Où :

w_i: Poids de la 1ére tranche.

A_i: Distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche.

Donc le moment moteur peut être exprimé comme.

$$\mathbf{M= Z w_i .a_i.} \qquad \textbf{(III.4)}$$

Le bras de levier (ai) est exprimée par :

$$\mathbf{A_i = r.sin\ a_i} \qquad \textbf{(III.5)}$$

Ainsi le moment moteur **(III.4)** devient :

$$\mathbf{M= r\ Z\ w_i .sin\ a_i} \qquad \textbf{(III.6)}$$

Sinon assimilant le moment résistant ($M = r\Sigma\frac{Ti.sli}{F}$) et le moment moteur

($\mathbf{M = \Sigma r.\ T_i = r\Sigma T_i}$) et les réorganiser on obtient l'équation du coefficient de Sécurité

$$\mathbf{F_s = \frac{\Sigma\ T_i\ .sl_i}{\Sigma wi\ .sin\ ai}} \qquad \textbf{(III.7)}$$

Ou T_i = la force de cisaillement à la base de la 1^{ére} tranche.

sl= épaisseur de la surface de la base de la tranche.

Pour une contrainte totale, la résistance an cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma \, tg \, \varphi \qquad \textbf{(III.8)}$$

On la remplaçant dans (III.7) on trouve :

$$F_s = \frac{\Sigma(C + \sigma \, tg \, \varphi)sl}{\Sigma \, (w.sin \, a)} \qquad \textbf{(III.9)}$$

Si φ=0 l'équation (III -2) devient :

$$F_s = \frac{(\Sigma \, c \, .sl)}{\Sigma(\, w \, .sin \, a \,)} \qquad \textbf{(III.10)}$$

- **Méthode de (FELLENIUS 1927)**

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur engendrant le glissement.

F=Σ des moments résistant maximaux / Σ des moments moteurs. **(III.11)**

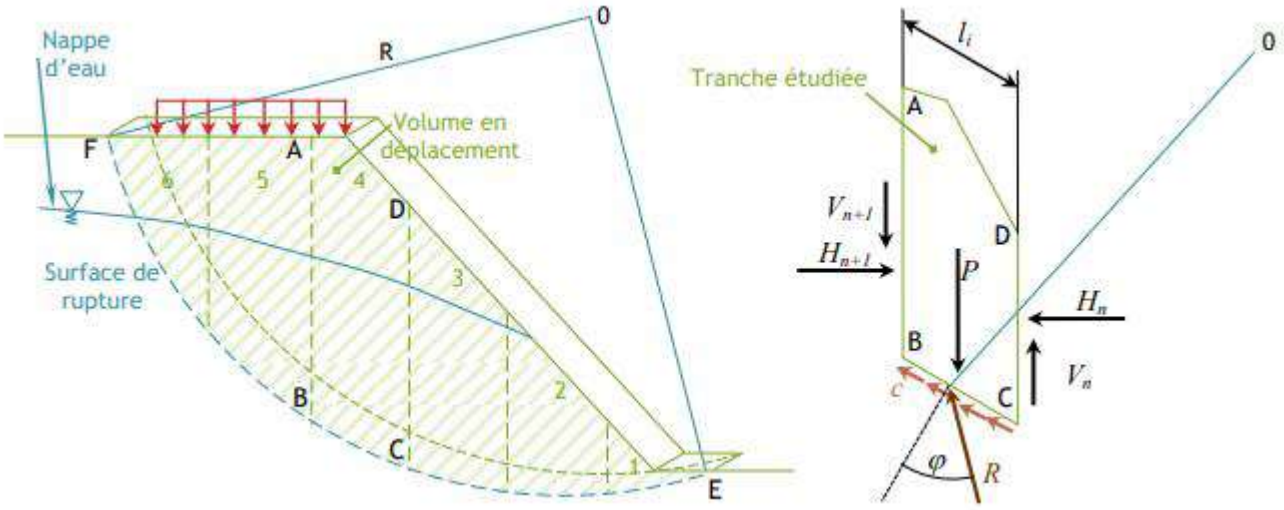


Figure III.3: Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

On considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le

glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n.

D'après la loi de Coulomb :

$$\mathbf{R_i = c_i \,.\, AB + N_i \,.\, tg\, \varphi_i} \qquad \textbf{(III.12)}$$

Par ailleurs :

$$\mathbf{N_i = w_i \cos a_i} \qquad \textbf{(III.13)}$$

Donc :

$$\mathbf{R_i = c_i \,.\, AB + w_i \cos a_i \,.\, tg\, \varphi_i} \qquad \textbf{(III.14)}$$

D'autre part :

$$\mathbf{AB = l_i = \frac{bi}{cos\ a\ i}} \qquad \textbf{(III.15)}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\mathbf{\sum T\ R\ (C_i \frac{bi}{COS\ a_i} + w\ \cos a\ .\ tg\ \varphi\ )} \qquad \textbf{(III.16)}$$

Où :

m = nombre total de tranches.

$\mathbf{c_i}$ **,** $\mathbf{\varphi_i}$ = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T_i et égal à $\mathbf{T_i \,.\, R}$ Par ailleurs :

$$\mathbf{T_i = w_i \sin a_i} \qquad \textbf{(III.17)}$$

En remplaçant **(III.13)** et **(III.14)** dans l'équation **(III.11)**, on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$\mathbf{F_S = \frac{\sum (Ci \frac{bi}{cos\ ai} + wi\ cos\ ai\ tg\varphi)}{\sum wi\ sin\ ai}} \qquad \textbf{(III.18)}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de Fs sont donc :

- **b,** la largeur des tranches.
- **α,** l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale .
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENUS (1927).cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peut même amener à des valeurs négatives pour les contraints effectives sur la surface de glissement. Elle est sure pour des sols homogènes seulement. Comme autres méthodes des tranches dans la littérature scientifique. On retrouve la méthode simplifiée de BISHOP (C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

- **Méthode de Bishop**

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement (τ) sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement (τi). Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) n'entraîne que la mobilisation de la valeur (τ) inférieure à (τi) ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant[10] :

$$\mathbf{F} = \frac{Cmax}{C} \qquad \textbf{(III.19)}$$

A noter que les valeurs de (τ)et de (τi) varient en fonction du point M considéré le longde la courbe de rupture.

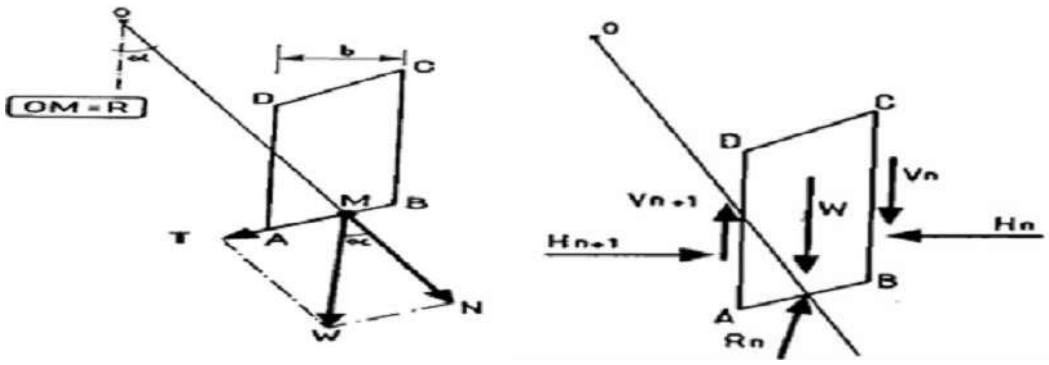


Figure III.4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.

- **Méthodes simplifiée de Bishop(1955)**

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposées être horizontale (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 et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [5]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

- la surface de rupture est circulaire
- les efforts interbranches sont (T = 0) est que $v_n - v_{n-1} = 0$ **(III.20)**

$$\mathbf{F_S}=\frac{\mathbf{1}}{\sum \mathbf{Wi \sin ai}} \sum \frac{(c\prime .b+(\mathbf{w}-\mathbf{v_n}-\mathbf{v_{n+1}})-\mathbf{u_n\, b})\,\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi\prime_i}}{\mathbf{Cos\ a}+\frac{\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi\prime_i}}{\mathbf{FS}}\mathbf{sin\ a_i}} \quad \textbf{(III.21)}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP.

L'expression de F_s devient :

$$\mathbf{F_s}=\frac{\mathbf{1}}{\sum_1^n \mathbf{w_i \sin a_i}} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(\mathbf{c'_i}\ .b+(\mathbf{w}-\mathbf{v_n}-\mathbf{v_{n+1}})\mathbf{u_n\, b})\,\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi\prime_i}}{\mathbf{Cos\ a}+\frac{\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi\prime_i}}{\mathbf{Fs}}\mathbf{sin\ a}} \quad \textbf{(III.22)}$$

Cas d'un sol cohérent, saturé (φ=0) :

La formule de Fellenius devient :

$$F_s=\frac{\sum_1^n \mathbf{cu}\,.\mathbf{b}}{\sum_1^n \mathbf{w_i \sin a_i}}\ \boldsymbol{X}\ \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{cos}\mathbf{a_i}} \quad \textbf{(III.23)}$$

On remarque que F_s (Fellenius) = (Bishop simplifiée)

La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

Limitations :

- Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
- Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.
- La méthode de Janbu simplifiée (1954)

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 (τ) (voir figure III. 5). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par: [6]

$$\mathbf{F_s = \frac{\sum(c'l + (\sigma - ul) tg\, \varphi') \sin a}{\sum w \, tga + \sum \Delta E}} \qquad \textbf{(III.24)}$$

Ou : $\mathbf{\sin \alpha = \frac{1}{cos\alpha}}$

ΣΔE = E1 – E2 (égale a zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

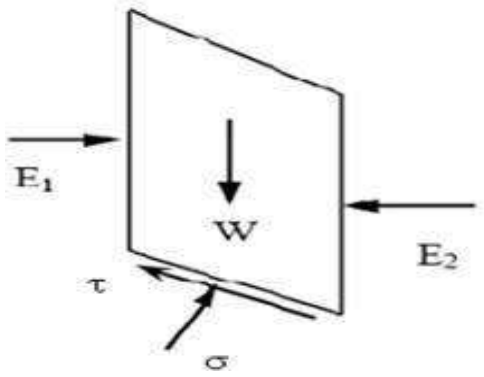


Figure III.5 : Représentation des forces sur une tranche.

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité des effets des forces inter-tranches de cisaillement.

Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$F_f = f_0 \, F_0 \qquad \textbf{(III.25)}$$

$$\mathbf{F_0 = \frac{\sum \frac{b(c' + (p-u) tg\varphi')}{na}}{\sum pb \, tg \, a}} \quad \textbf{et } n_a = \cos^2 \alpha \left(1 + tg\, \alpha \frac{tg\varphi'}{Fs}\right) \qquad \textbf{(III.26)}$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

P=W/b : contrainte totale verticale.

b : largeur d'une tranche.

- **Méthode de Janbu généralisée**

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux forces inter-tranchées suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter -tranches.

Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe: [6]

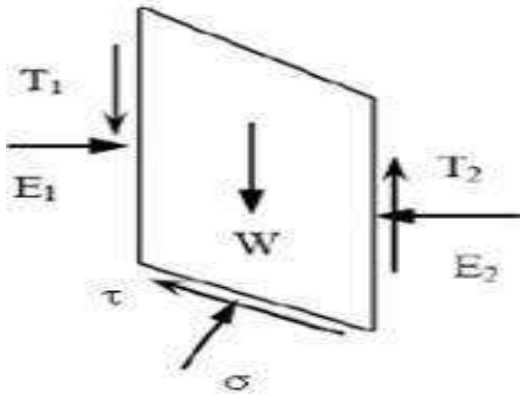


Figure III.6: Représentation des forces sur une tranche.

$$\mathbf{F} = \frac{\sum(c\prime\, l + (N - Ul)\, tg\, \alpha) sin\alpha}{\sum(w - (\mathbf{T_2} - \mathbf{T_1}))\mathbf{tg}\ \alpha + \sum(\mathbf{E_2} - \mathbf{E_1})} \qquad \textbf{(III.27)}$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche decisaillement (τ) comme:

$$\boldsymbol{\delta} = \frac{1}{cos\alpha + sin\alpha \frac{tg\varphi}{Fs}} (\mathbf{w} - (\mathbf{T_1} - \mathbf{T_2}) \frac{1}{Fs} (\mathbf{c'l} - \mathbf{ul\ tg\ \varphi'}) \mathbf{sin\ \alpha} \qquad \textbf{(III.28)}$$

Méthodes de Morgenstern et Price 1965

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern-Price, l'inclinaison des forces inter tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme : [5]

$$\mathbf{T = f(x)\ \lambda\ E} \qquad \textbf{(III.29)}$$

Les forces considérées sont indiquées dans la (figure III.8)

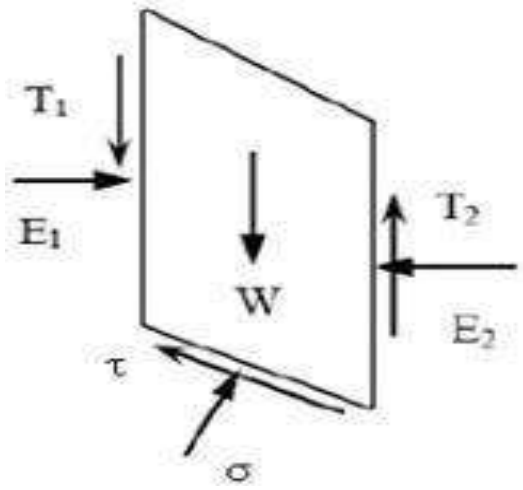


Figure III.7: Représentation des forces sur une tranche.

f(x): Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi -sinus, trapézoïdal ou autre.

Les relations de la force normale à la base **(σ)** et les forces inter-tranches **(E, T)** sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu.

Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, $\mathbf{F_f}$ soit égal à $\mathbf{F_m}$ dans les équations **(III.30)** et **(III.31)**.

$$\mathbf{F_f} = \frac{\sum(\mathbf{c'l} + (\mathbf{N} - \mathbf{ul})\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi'})\,\mathbf{sin}\,\boldsymbol{\alpha}}{\sum(\mathbf{w} - (\mathbf{T2} - \mathbf{T1}))\,\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\alpha} + \sum(\mathbf{E2} - \mathbf{E1})} \qquad \textbf{(III.30)}$$

$$\mathbf{F_m} = \frac{\sum(\mathbf{c'l} + (\mathbf{N} - \mathbf{ul})\mathbf{tg}\,\boldsymbol{\varphi'})}{\sum w\,sin\,\alpha} \qquad \textbf{(III.31)}$$

En général, cette méthode :

- 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'équilibres des forces

et des moments.

- **Méthode de Spencer [1967]**

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

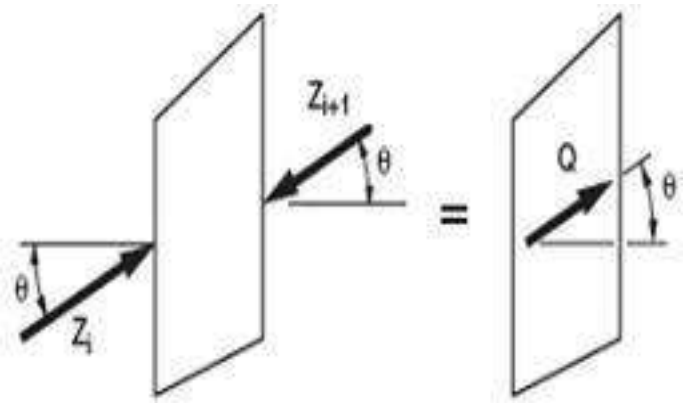


Figure III.8 : Résultante des forces parallèles.

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \qquad \textbf{(III.32)}$$

Et

$$\mathbf{Q_i = Z_i - Z_{i+1}} \qquad \textbf{(III.33)}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forcesinter - tranches de gauche et de droite de la tranche.

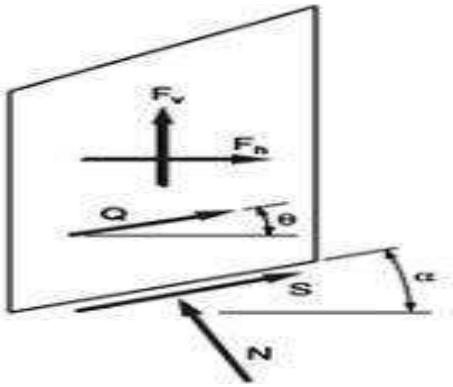


Figure III.9 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER.

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation

$$\sum Q\,(x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta) = 0 \qquad \textbf{(III.34)}$$

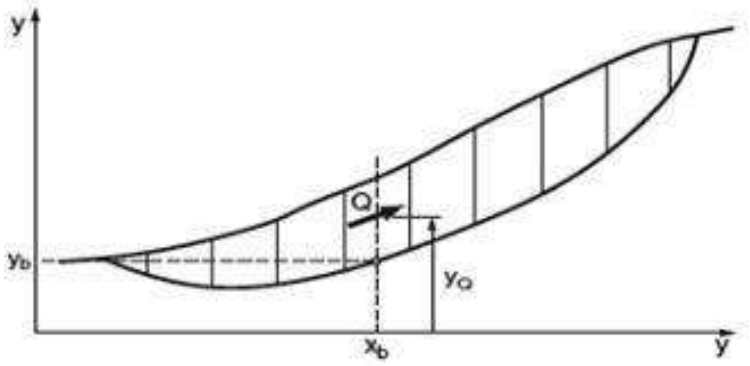


Figure III. 10: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER.

Après une série de calculs Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécuritécomme suit :

$$\mathbf{Q} = \frac{-Fv\,sin\alpha - Fhcos\alpha - (\frac{c'\Delta l}{F}) + (Fv\,cos\,\alpha - Fh\,sin\alpha + U\Delta l)(\frac{tg\varphi'}{F})}{cos(\alpha-\theta) + (\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\varphi}{F})} \qquad \textbf{(III.35)}$$

Pour chaque angle φ, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop).

Pour un certain angle φ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites [2]

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec f(x)=0.

- **La méthode de Sarma (1973)**

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs.

Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr -Coulomb expression:

$$\tau = c.h + E.\tan\varphi \qquad \textbf{(III.36)}$$

h : hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

III.2.1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite

La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre.

Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

- Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan de glissement.
- Pour des géométries complexes il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

III.2.1.4 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus. Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau III. 2: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibre de moment	Σ momekts par rapport Au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifie	• La surface de rupture est circulaire; • Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	Σ momekts par rapport Au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens Vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter - tranches (θ) • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

Morgenstern et Price	• La surface de rupture est arbitraire • Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x)E$ • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. •La force normale (N)à la base. • Le coefficient (λ). •Les forces inter tranche horizontales. •Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	•Le coefficient de sismicité (k). •La force normale (N)à la base. • Le coefficient (λ). •Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

III.2.2 Méthodes des éléments finis

III.2.2.1 Hypothèses de calcul et modèles numériques

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude, et aussi qu'aux informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs plus difficile.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices sur :

- Le modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
- Le modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.)
- Le modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
- Les modèles de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- Le modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges)
- Les modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto-plasticité, etc.).
- Les modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels représentatifs du comportement de l'ouvrage étudié.

En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

III.3.1 Le plan général du programme PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues 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.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- Input,
- Calculations,
- Output
- Curves.

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global, alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur. Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D. Dans une analyse en déformations planes, s_{zz} correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, s_{xx} représente la contrainte radiale et szz la contrainte circonférentielle.

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et efforts de traction sont comptés positivement[7].

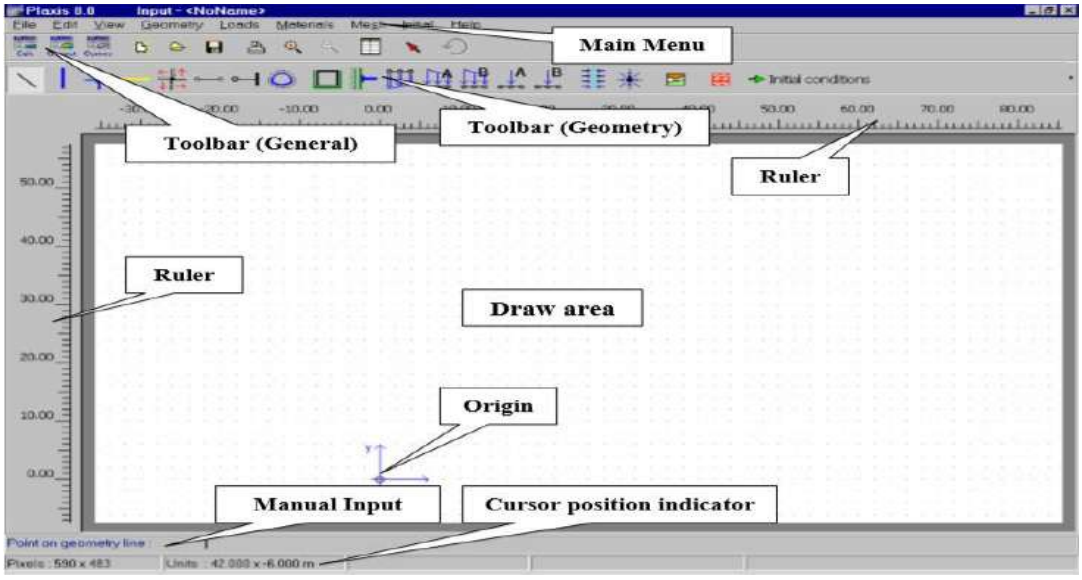


Figure III.11 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).

III.3.2. Manipulation des fichiers

Dans PLAXIS, toutes les manipulations de fichiers sont effectuées grâce à une version modifiée du gestionnaire de fichiers Windows. Avec ce gestionnaire de fichiers, il est possible d'accéder à des fichiers dans n'importe quel répertoire admissible de l'environnement de l'ordinateur (ou du réseau). Le fichier principal utilisé pour stocker les informations d'un projet PLAXIS s'appelle . PLX, où est le nom du projet. En plus de ce fichier, des données supplémentaires sont placées dans divers fichiers du sous-répertoire . DTA. En général, il n'est pas nécessaire d'entrer dans ce répertoire parce qu'il n'est pas possible de lire directement les fichiers de ce répertoire. Lorsqu'un fichier de projet PLAXIS (*.PLX) est sélectionné, une représentation de la géométrie du projet apparaît dans le gestionnaire de fichiers pour fournir un aperçu facile et rapide[7].

III.3.2.1 Procédure d'entrée des données

Dans PLAXIS, les données sont saisies par une alternance de clics et mouvements de souris, et grâce à l'utilisation du clavier. De façon générale, on peut faire la distinction entre quatre types de données :

- La définition des objets géométriques (par ex. : dessiner une couche de sol)
- La saisie de texte (par ex. : entrer un nom de projet)
- La saisie de valeurs (par ex. : entrer une masse volumique)

- Les sélections (par ex. : choisir un modèle de sol)

La souris est généralement employée pour les dessins et les sélections, alors que le clavier sert à saisir texte et valeurs[8].

III.3.2.2 L'entrée des données de pré-traitement

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input). Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composées de points, de lignes et d'autres composants.

La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial[7].

III.3.2.3 Le programme d'entrée des données (input)

Cette icône représente le programme d'entrée des données (Input). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît ; on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (New project) est sélectionné, la fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît ; tous les paramètres de base du nouveau projet peuvent être saisis. Si l'utilisateur choisit d'ouvrir un projet existant (Existing project) la boîte de dialogue permet une sélection rapide de l'un des quatre projets les plus récents. Si le projet voulu n'apparaît pas dans la liste, l'option <<>> peut être utilisée. Le gestionnaire de fichiers apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de sélectionner le fichier de projet PLAXIS

souhaité (*.plx). Après le choix d'un projet existant, le modèle géométrique correspondant est présenté dans la fenêtre principale[8].

- **Réglages généraux :** La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension). L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet Dimensions contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin[7].

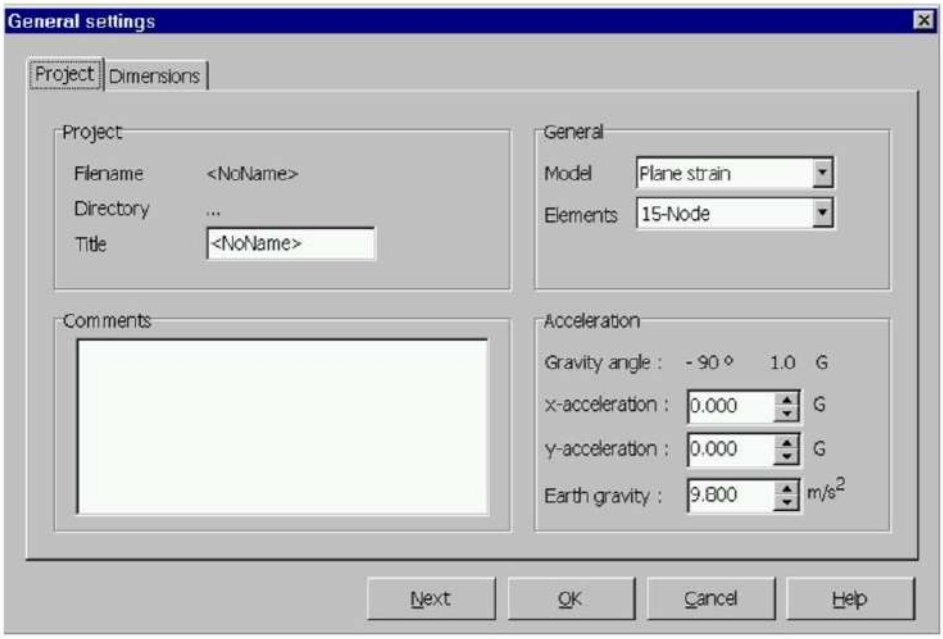


Figure III.12 : Fenêtre de réglages généraux (onglet Project).

Le type de modèle (Model) : PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Des programmes de PLAXIS séparés sont disponibles pour effectuer des analyses 3D.

Le réglage par défaut du paramètre Model est Plane strain. Ces modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y[7].

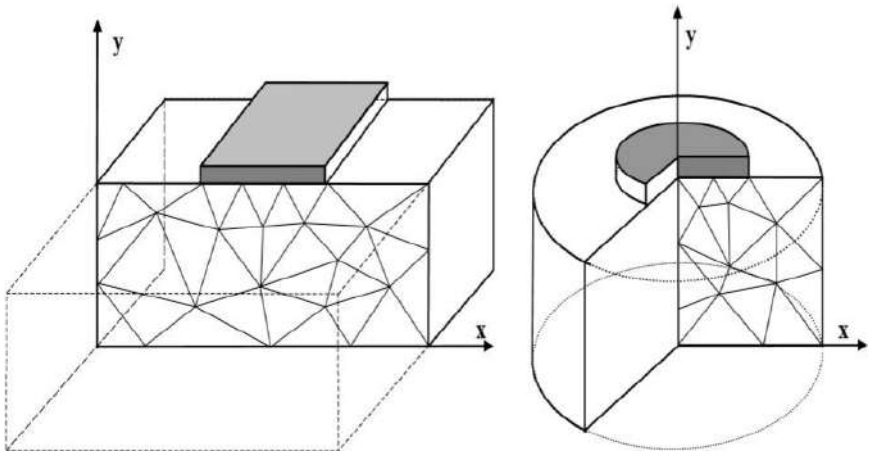


Figure III.13 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

Les éléments : L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c reduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

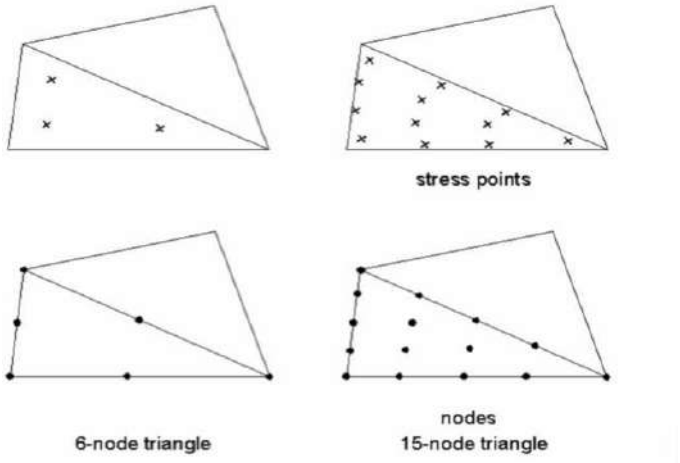


Figure III.14 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

En plus des éléments de sol, des éléments de plaque compatibles sont utilisés pour simuler le comportement de murs, plaques et coques et des éléments de géogrilles sont utilisés pour simuler le comportement des géogrilles et des treillis. De plus, des éléments d'interface compatibles sont utilisés pour simuler l'interaction sol-structure. Enfin, le mode de création de la géométrie permet l'implantation d'ancrages à tête fixe (butons) et d'ancrages nœud-ànœud[7].

- **Gravité et accélération :** Par défaut, l'accélération de la gravité terrestre, g, est fixée à 9,8 m/s² et la direction de la gravité coïncide avec l'axe des y négatifs, c'est-à-dire une orientation de –90° dans le plan (x,y). La gravité est implicitement incluse dans les unités de poids spécifiées par l'utilisateur. De cette manière, la gravité est contrôlée par le coefficient de charge total relatif au poids des matériaux, S Mweight.

En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique. Les valeurs saisies pour les composantes x et y de l'accélération additionnelle sont exprimées en fonction de l'accélération normale g et définies dans l'onglet Project de la fenêtre de réglages généraux (General settings). L'activation d'une accélération additionnelle dans les calculs est contrôlée

par les coefficients de charge Maccel et S Maccel[7].

- **Les dimensions :** Au démarrage d'un nouveau projet, l'utilisateur doit spécifier les dimensions de la planche à dessin de manière à ce que le modèle géométrique à créer tienne dans ces dimensions. Celles-ci sont saisies dans l'onglet Dimensions de la fenêtre General settings. Les dimensions de la planche à dessin n'influencent pas la géométrie elle-même. Elles doivent être modifiées si le projet est étendu, à condition que le projet existant tienne à l'intérieur des nouvelles dimensions. Le clic sur les règles en mode création de la géométrie est un raccourci pour accéder à la fenêtre de définition des dimensions de la géométrie dans la fenêtre General settings[7].
- **La grille :** Afin de faciliter la création de la géométrie, l'utilisateur peut définir une grille sur la planche à dessin. Cette grille peut être utilisée pour placer le pointeur dans des positions «régulières ». La grille est définie au moyen d'un espacement (Spacing) et d'un nombre d'intervalles (Number of intervals). L'espacement est utilisé pour définir une grille de base, indiquée par des petits points sur la planche à dessins. La grille courante est la grille de base divisée par le nombre d'intervalles. Par défaut, le nombre d'intervalles est de 1, ce qui donne une grille identique à la grille de base. Les caractéristiques de la grille sont entrées dans l'onglet Dimensions de la fenêtre General settings. Le menu View peut permettre d'activer ou de désactiver la grille et les points d'ancrage[7].
- **La géométrie :** La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les

chargements.

Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour. L'utilisateur peut, de plus, spécifier les limites de couches, les éléments de structure, les lignes séparant les étapes de construction, les charges et les conditions aux limites. Le modèle géométrique doit non seulement comporter la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

Après la définition de la géométrie, l'utilisateur devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques. Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré[7].

- **Sélection des éléments géométriques :** Lorsque l'outil de sélection (la flèche rouge) est actif, un élément géométrique peut être sélectionné en cliquant sur cet élément à la souris dans le modèle géométrique. Plusieurs éléments de même type peuvent être sélectionnés simultanément en gardant appuyé le bouton Shift du clavier pendant la sélection.

Propriétés des éléments géométriques La plupart des composants géométriques ont certaines propriétés qui peuvent être visualisées et modifiées depuis la fenêtre des propriétés des matériaux. Après avoir double-cliqué un élément géométrique, la fenêtre des propriétés correspondantes apparaît. Si plusieurs objets sont situés sous le point indiqué, une boîte de dialogue apparaît permettant de choisir l'élément dont on veut afficher les propriétés[7].

- **Les points et les lignes :** L'élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (Geometry line). Cet élément peut être sélectionné à partir du menu Geometry ou à partir de la seconde barre d'outils.

Lorsque l'option Geometry line est sélectionnée, l'utilisateur peut créer des points et des lignes sur la planche à dessin en cliquant avec le pointeur de la souris (entrée graphique) ou en tapant les coordonnées au niveau de la ligne de commande (entrée au clavier). Dès que le bouton gauche de la souris est cliqué sur la planche à dessin, un nouveau point est créé, pourvu qu'il n'y ait pas déjà de point trop près du pointeur de la souris, auquel cas, le pointeur sélectionne le point existant sans en créer un nouveau. Après la création du premier point, l'utilisateur peut dessiner une ligne en entrant un nouveau point, etc… La génération de points

et de lignes continue jusqu'à ce que l'utilisateur clique sur le bouton droit de la souris ou appuie sur le bouton Esc.

Si un point va être créé sur ou à côté d'une ligne préexistante, le pointeur se place sur la ligne et crée un nouveau point exactement sur celle-ci. La ligne est donc partagée en deux nouvelles lignes. Si une ligne croise une ligne préexistante, un nouveau point est créé à l'intersection des deux lignes. Si une ligne est dessinée et qu'elle coïncide en partie avec une ligne existante, le programme s'assurera que dans l'espace où les lignes coïncident, seule une ligne est considérée. Toutes ces procédures garantissent qu'une géométrie cohérente sera créée, sans points doubles ni lignes doubles.

Les points et les lignes existants peuvent être modifiés ou éliminés en choisissant l'outil de sélection dans la barre d'outils. Pour déplacer un point ou une ligne, l'utilisateur devra sélectionner ce point ou cette ligne à la souris et le ou la déplacer à la position souhaitée. Pour effacer un point ou une ligne, il faut sélectionner le point ou la ligne à la souris, puis appuyer sur la touche Suppr du clavier. Si plusieurs objets sont présents au niveau de la position sélectionnée, une boîte de dialogue apparaît à partir de laquelle l'objet à supprimer pourra être choisi. Si un point est supprimé à l'intersection de deux lignes, les deux lignes sont combinées pour donner une seule ligne entre les points extrêmes. Si plus de deux lignes se rejoignent au niveau du point à supprimer, toutes ces lignes seront aussi supprimées.

Après chaque action de dessin, le programme détermine les couches qui peuvent être identifiées. Une couche est une zone fermée entourée de différentes lignes géométriques. En d'autres termes, une couche est une surface fermée par des lignes. Les couches détectées sont légèrement ombrées. Chaque couche peut et doit recevoir des propriétés de matériau pour simuler le comportement du sol dans cette partie de la géométrie. Les couches sont divisées en éléments de sol pendant la génération du maillage[7].

- **Plaques :** Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z. Dans un modèle géométrique, les plaques sont des 'lignes bleues'.

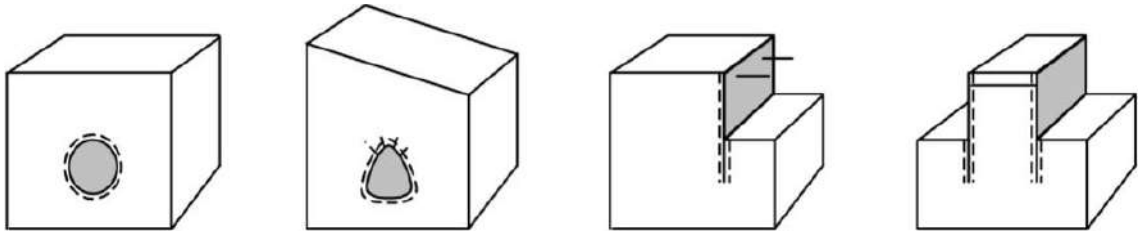


Figure III.15: Applications pour lesquelles des plaques, des ancrages ou des interfaces sont utilisés.

L'outil "plaques" peut être sélectionné à partir du menu Geometry ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils. La création de plaques dans un modèle géométrique est similaire à celle de lignes géométriques. Lorsque des plaques sont créées, les lignes géométriques correspondantes sont créées simultanément. Il n'est donc pas nécessaire de créer d'abord une ligne géométrique à la future position d'une plaque. Les plaques peuvent être effacées en les sélectionnant dans la géométrie et en appuyant sur la touche Suppr du clavier.

- **Propriétés des matériaux :** Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (Soil & Interfaces), plaques (Plates), géogrilles (Geogrids) et ancrages (Anchors).

Apartir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique[7].

Donner à introduire lors de la modélisation de clouage : En utilisant le logiciel Plaxis en a des valeurs par default déjà estimé tell que le poids volumique non saturé, le poids volumique saturé, la cohésion l'angle de frottement de sol, le module de Young le coefficient de poisson …etc.

Malgré la disponibilité de ces donner estimé, on peut ajouter les donner précise de notre projet obtenu par des essais in-situ et de labo pour les caractéristique physique et mécanique du sol, et par des formules générales pour la détermination les propriétés de clouage[7].

Définition de module d'élasticité équivalant : Le clou se décompose en deux matériaux principale, acier et coulée de ciment .la barre d'acier est à l'ingénieure de la supposé donc la section d'acier (Sa) est supposé. Le module d'élasticité de l'acier est fix (210000 MPa). Pour

le coulé de ciment la section est déterminée par le trou de forage (elle est égale à la section de forage moins section d'acier (Sa)), et Le module d'élasticité de la coulée de ciment est fix aussi de (22000 MPa).

Après la détermination des sections de chaque composant en passe au calcule de module d'élasticité équivalent qui peut être déterminer par la relation suivante :

$$\boldsymbol{E_{éq}} = E_c \frac{Sc}{St} + E_a \frac{Sa}{St} \qquad \textbf{(III.37)}$$

Une multiplication simple de la valeur Eéq par la section de forage doit être précalculer avant l'injection au logiciel Plaxis. Cette multiplication nous donne EA.

Le moment d'inertie doit aussi être calculé par l'ingénieur par la relation suivante :

$$\mathbf{I} = \frac{\pi\, d^4}{64} \qquad \textbf{(III.38)}$$

Comme pour le module d'élasticité équivalent, Une multiplication du moment d'inertie par module d'élasticité équivalent. Cette multiplication nous donne EI.

Ces deux valeurs doivent être injectées au Plaxis par les étapes suivantes :

- material sets.
- set type (plates).
- New.
- on peut changer le nom de clou dans la case Identification.
- dans la fenêtre properties on introduit nos valeurs calculé (EA, EI).
- un clic sur le bouton OK soufie d'effectuer les changements[7].

- **Génération des pressions hydrauliques**

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul des pressions hydrauliques. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures) (croix bleues) situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Water pressures depuis le menu Generate. Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps[7].

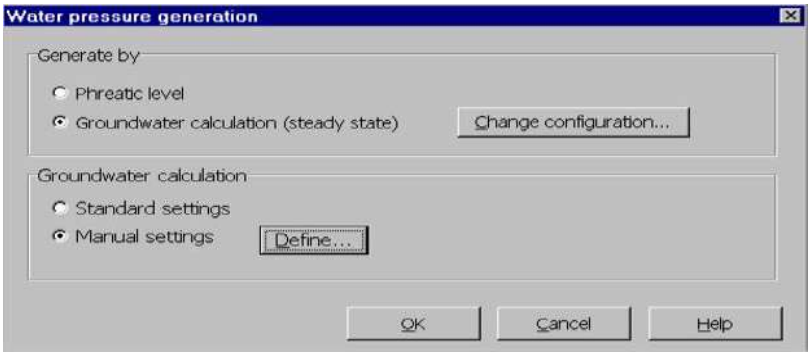


Figure III.16 : Fenêtre de génération des pressions hydrauliques.

- **Génération à partir de la nappe phréatique**

La génération au moyen de nappes phréatiques (Phreatic levels) est basée sur la saisie d'une nappe phréatique générale, des nappes phréatiques de couche et des autres options. Cette génération est directe et rapide. Lorsque les pressions hydrauliques sont générées à partir de nappes phréatiques et que des couches ont été désactivées dans la configuration géométrique initiale, aucune distinction n'est faite entre couches actives et couches inactives. Cela signifie que les pressions interstitielles en régime permanent sont générées aussi bien pour les couches actives que pour les couches inactives, en fonction du niveau de la nappe phréatique correspondante. Si l'utilisateur décide d'éliminer les pressions hydrauliques dans certaines couches, l'option Cluster dry doit être sélectionnée ou alors une nappe phréatique doit être définie sous la couche[7]

III.4. Etude de stabilité à l'état initial

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, on va réaliser une modélisation de l'exemple d'illustration du ce chapitre. Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité sans confortement .

- Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement , on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétromètriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.
- Le sol a été considéré dans sont état à court terme (en contraintes totales) ; avec un niveau de nappe en surface.
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs

sont extraites des essais de laboratoire et qui sont les suivants :

Tableau III. 3. Caractéristiques géotechniques des matériaux.

Nom de la couche	γsat (kN/m3)	φ(°)	C (kPa)
Argile graveleuse	19.5	10	30
Argile noire	20.3	08	130
Argile schisteuse	19.9	15	110

III.4.1. CHARGES ET SURCHARGES

On a considéré une surcharge roulante de 20 Kpa, pour simuler le trafic routier.

- D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de Médéa est classées zone (II a) c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélérations sismiques qui sont ah /g= ± 0,125 pour la composante horizontale et av /g= ±0,0375 pour la composante verticale.

III.4.2 Calculation

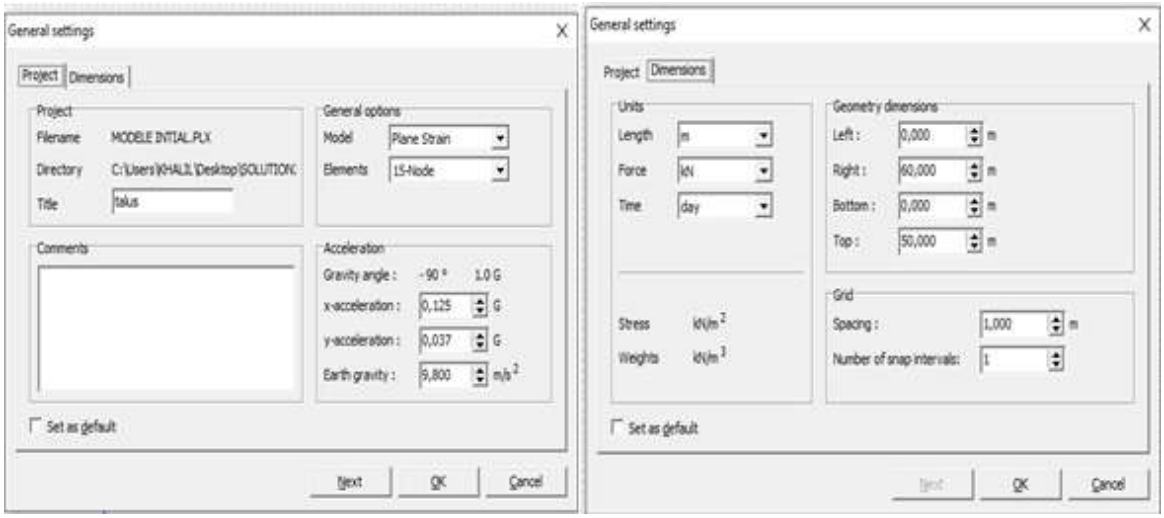


Figure III.17 : Première fenêtre de réglage générale.

Une fois on introduit ces données on entame la modélisation des coupes lithologique, en séparent les couches. Tout cela est fait par l'utile ligne (geometry line). Puit on fixe les condition limite par l'utile (standard fixities).

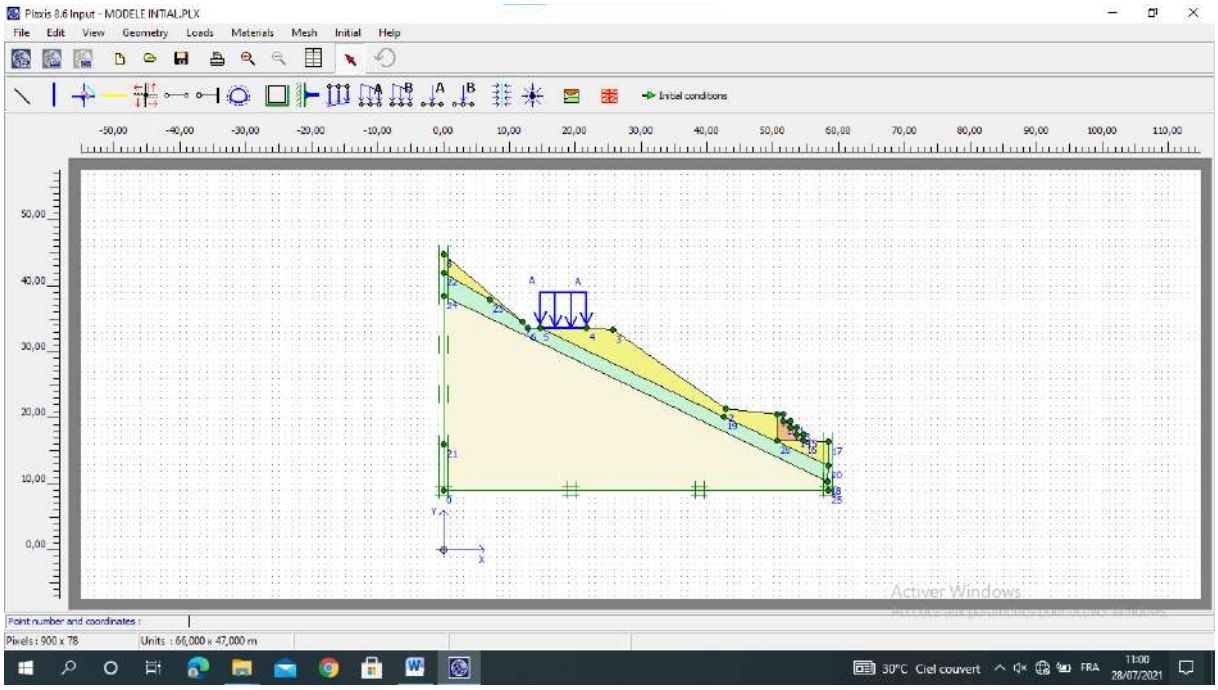


Figure III.18 représentation de profile.

L'étape suivante est la définition de chaque couche de sol par l'utile material sets. On peut choisir le type sur une bibliothèque présente sur logiciel qu'on peut modifier les caractéristiques. Sachant qu'il existait déjà une série e gabion dans le coté amont de la pente comme il est mentionné dans la figure**. III.21.** ces caracteristiques sont les suivant montres dans la figure suivante :

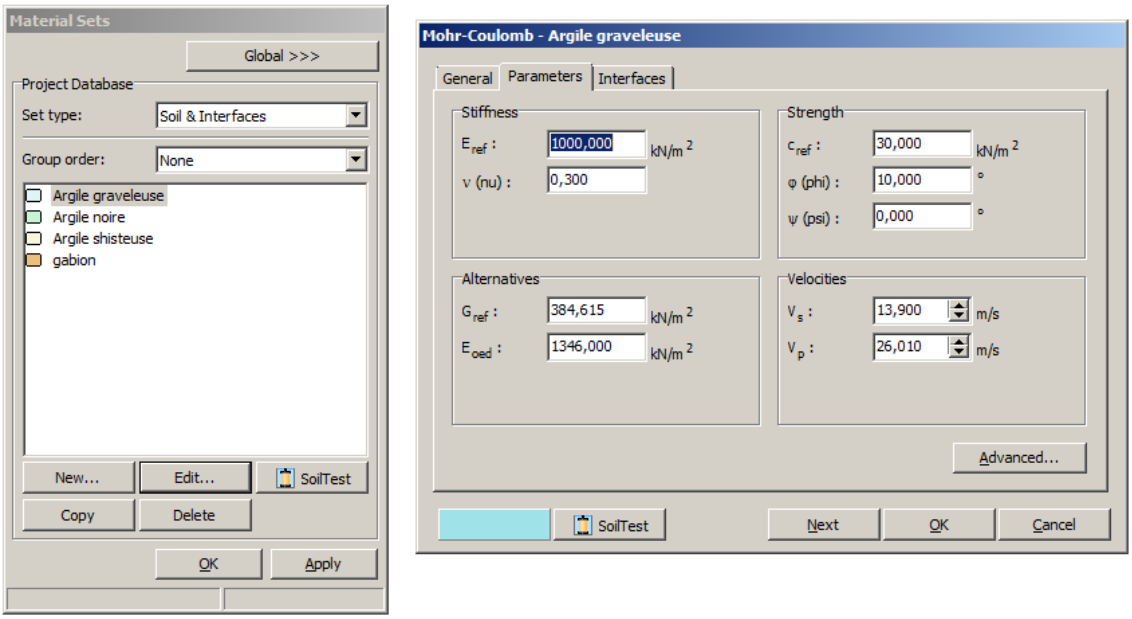


Figure III.19 : fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.

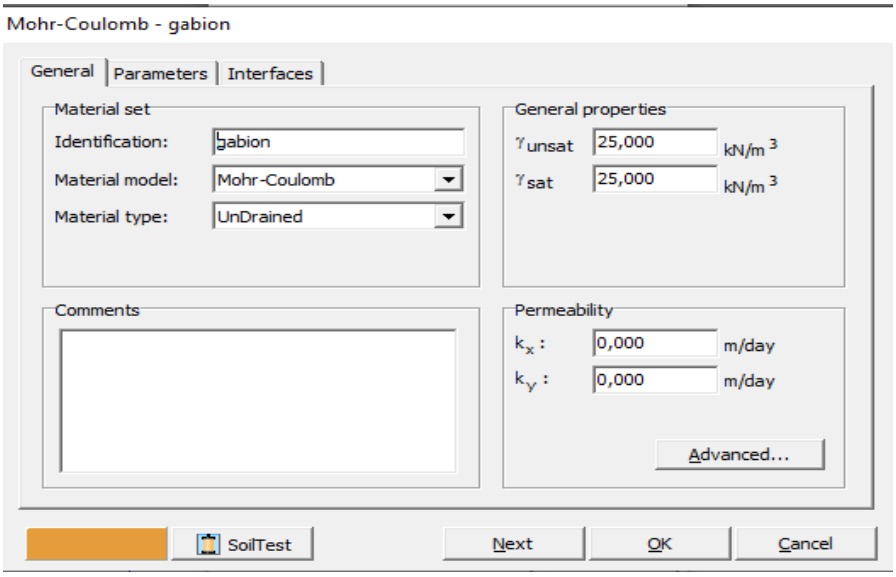


Figure III.20 : fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.

Dans ce cas, nous avons trois types d'argile différents plus un gabion .

La valeur de chargement de trafic routiere est rentree comme suite :

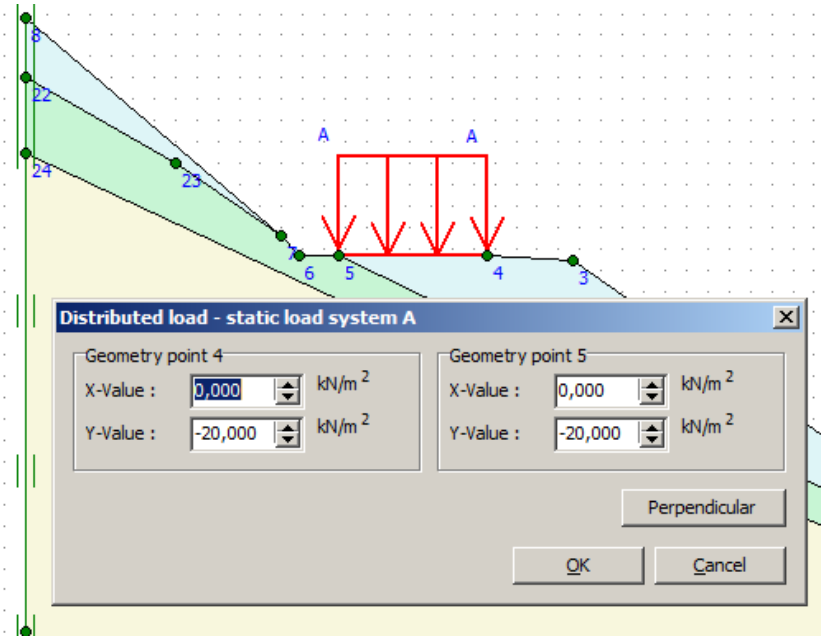


Figure III.21 : Fenêtre de chargement.

La génération de maillage est réglée au distribution d'élément très fin (very fine) et ça nous donne le maillage présenté dans la figure suivante :

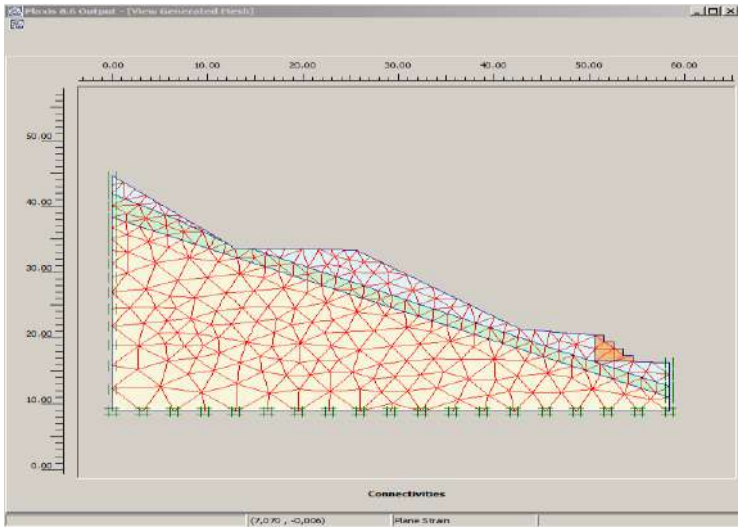


Figure III.22 : Le maillage de profile.

Le maillage est satisfaisant, on clique sur « update » pout l'effectué. Et avec sa en passe au condition initiale pour déterminer la nappe d'eau et générer la pression d'eau

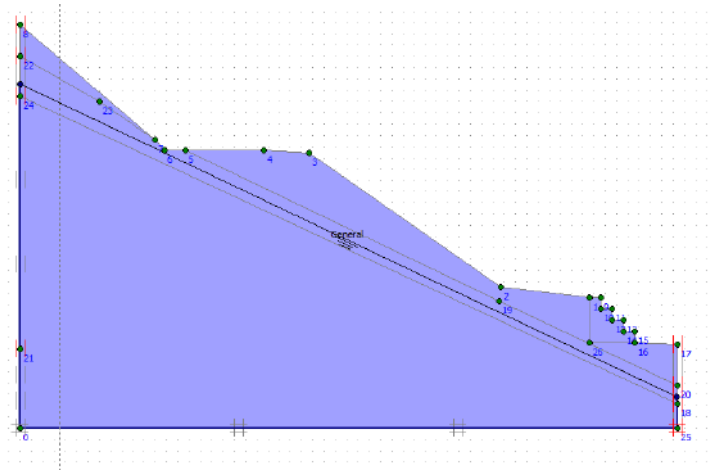


Figure III.23: détermination de la nappe d'eau pour le profile

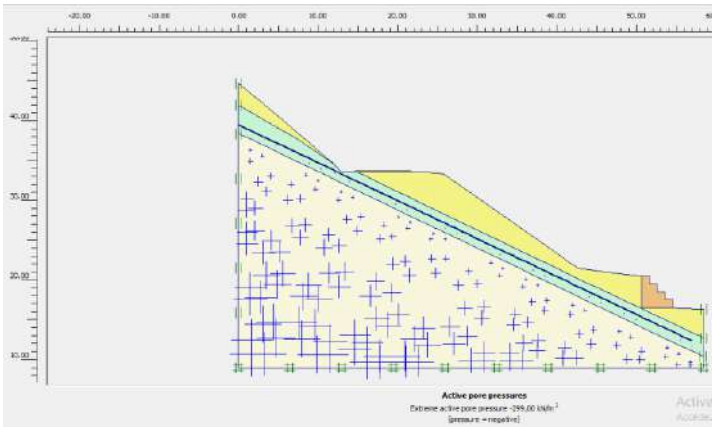


Figure III.24 : détermination de la pression de l'eau pour le profile.

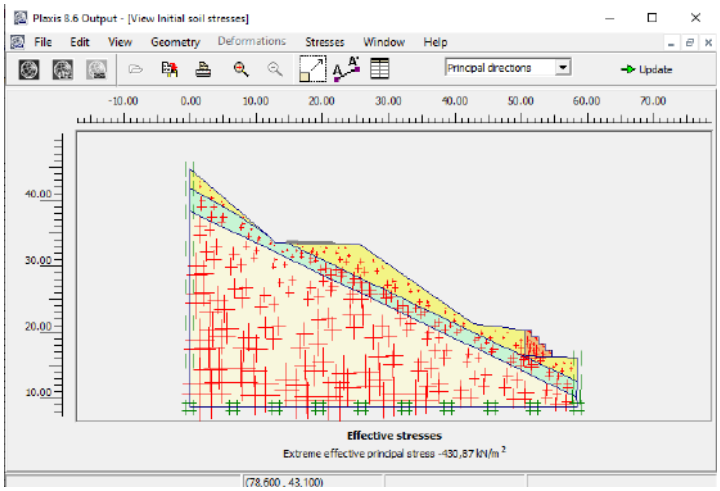
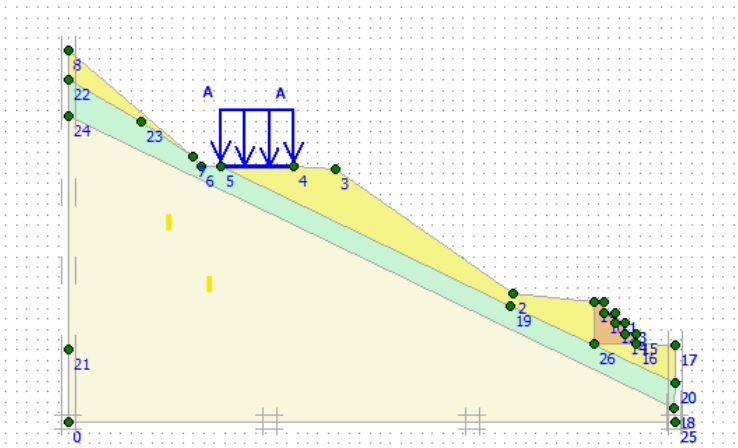


Figure III.25 : détermination des contraintes effectives.

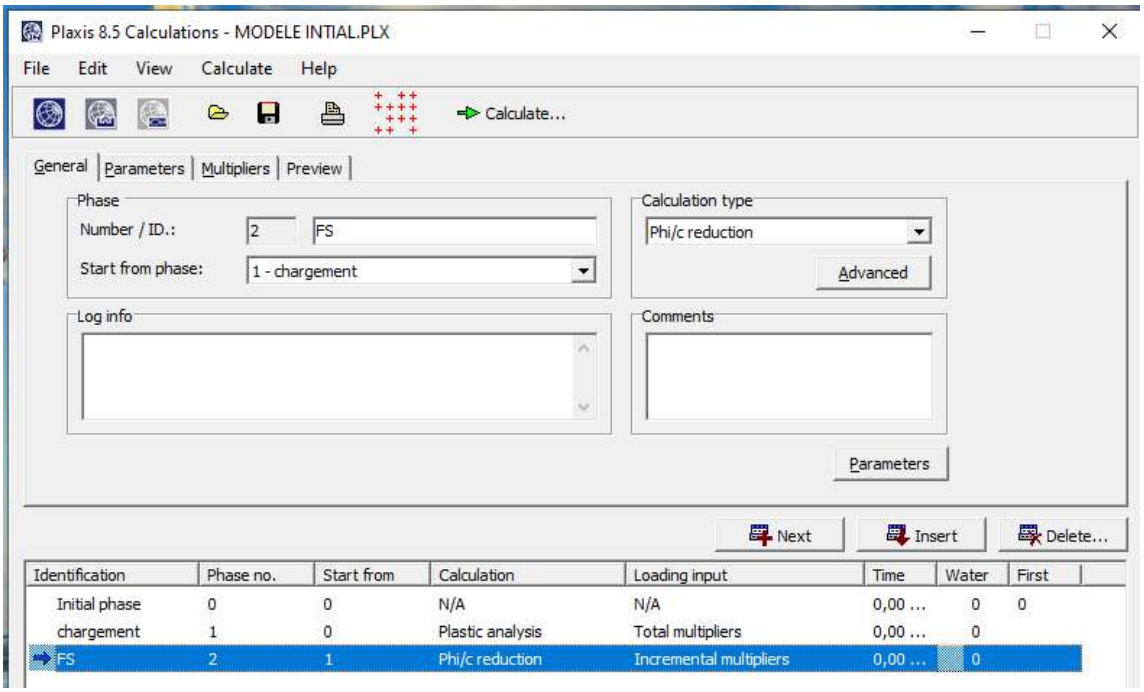
Passons à l'étape de calculation, deux phases sont utilisées plus que la phase initiale :

La 1ère phase est la phase de chargemet et la deuxième est une étape de calcul du coefficient de sécurité qui sont illustées dans la figure .

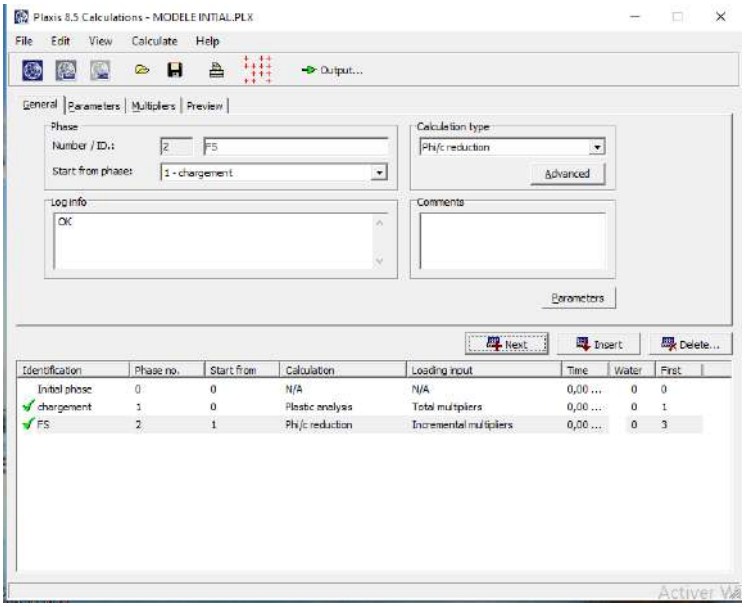
- la phase intial le profile et sous l'influnce de son poids seulement.
- la phase de chargement, nous ajoutons la charge routiére .
- la phase FS a pour le but de calculer le facteur de sécurité .


A
A
8
22
24
23
6
5
4
3
2
19
21
26
17
20
18
25
0

(a)


Plaxis 8.5 Calculations - MODELE INTIAL.PLX
File
Edit
View
Calculate
Help
Calculate...
General
Parameters
Multipliers
Preview
Phase
Number / ID.:
2
FS
Start from phase:
1 - chargement
Calculation type
Phi/c reduction
Advanced
Log info
Comments
Parameters
Next
Insert
Delete...
Identification
Phase no.
Start from
Calculation
Loading input
Time
Water
First
Initial phase
0
0
N/A
N/A
0,00 ...
0
0
chargement
1
0
Plastic analysis
Total multipliers
0,00 ...
0
FS
2
1
Phi/c reduction
Incremental multipliers
0,00 ...
0

(b)

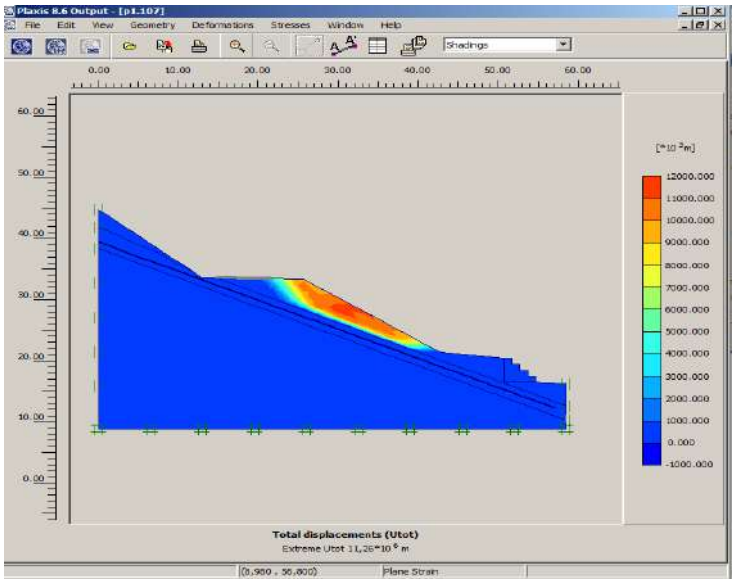


(b)

Figure III.26 : Préparation phases pour le profile. (a) la géométrie du chargement de la phase1 (b) la phase 2 : le calcul de Fs (b) les démarches de calcul

Un calcul de facteur de sécurité de profile comme il est sans aucun confortement donne les résultats suivants :

- Un facteur de sécurité de 1.08 qui signifie que la pente n'est pas stable.



III.27 : Ligne de rupture.

D'après la figure (III.27), on remarque que le cercle de glissement se situe sous le corps de la chaussée.

La figure suivante montre le résultat obtenu de facteur de sécurité sans confortement :

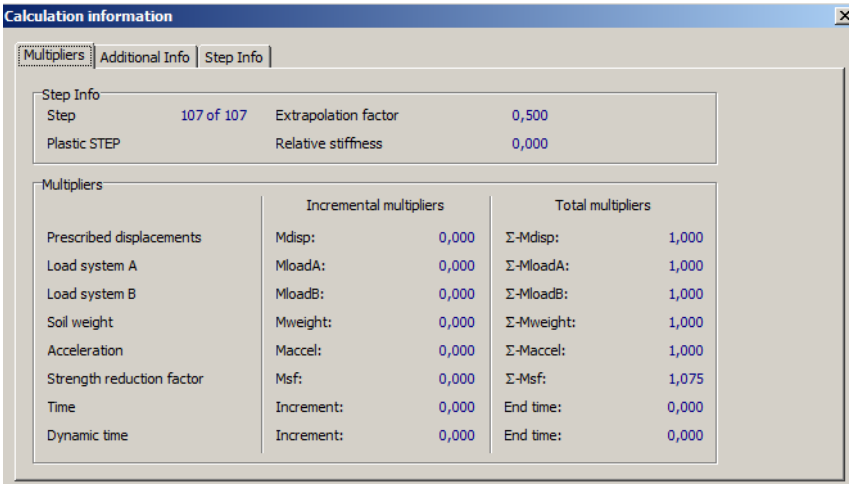


Figure III.28 : Coefficient sécurité MSF.

- D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.
- L'augmentation du niveau de la nappe au-dessus de la surface de rupture, fait augmenter le poids volumique (force motrice), et diminue en même temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui induit a la diminution du coefficient de sécurité.
- Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe a un effet direct sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité).

III.5 Conclusion

D'après de ce qui a été développé dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Toutes ces méthodes nous amènent au calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour l'évaluation de la stabilité des pentes, on utilisant la méthode des éléments finis basant sur le logiciel Plaxis 2D, on a trouvé que le cas étudié de la route choisie est instable, donc il faut procéder à une méthode de confortement pour la stabiliser .

CHAPITRE IV:

Proposition de la solution

IV.1.INTRODUCTION

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, on va réaliser une modélisation de l'exemple d'illustration de ce chapitre. Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par tirants d'ancrages et voir son influence sur le coefficient de sécurité. Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 2D.

IV.2. Confortement proposé

Au but d'assurer la stabilité de ce profile on propose quatre tirants d'ancrage avec une couche en béton projeter.Les caractéristiques sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : caractéristique des tirants de profile.

Numéro du tirant	Longueur du tirant (m)	Espacement horizontal (m)	Espacement Verticale (m)
1	6.40	1.2	3
2	6.40	1.2	3
3	5.66	1.2	3
4	5.66	1.2	3

- La solution de confortement proposée se compose de quatre type des clous liés avec des geogrid identiques, de ce fait on introduit quatre modèles des clous. Une seule couche de béton projeté est nécessaire dans la méthode de confortement .

- **Les caractéristiques de la couche en béton**

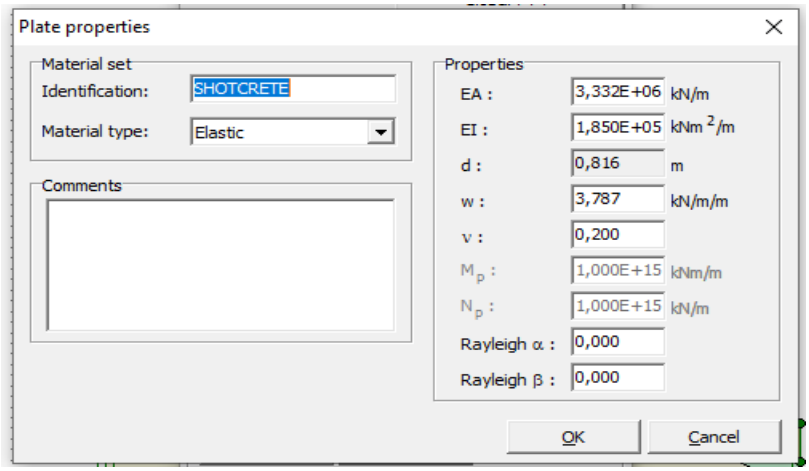


Figure VI.1 : Fenêtre de modification des caractéristiques de la couche en béton.

- **Les caractéristiques des tirant (Partie libre)**

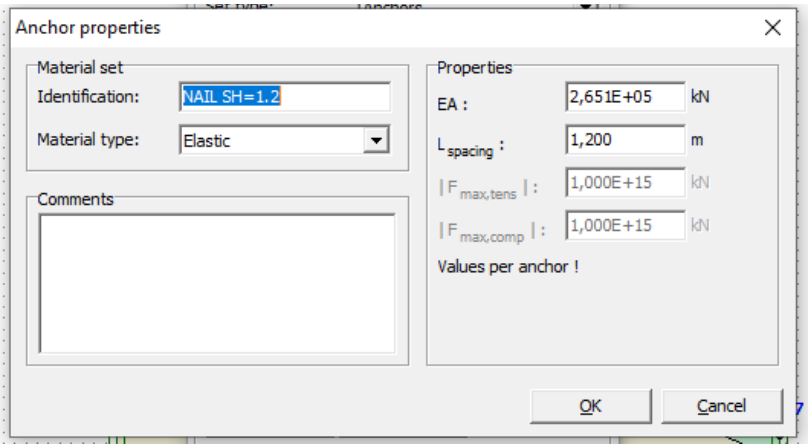


Figure VI.2 : Fenêtre de modification des caractéristiques de tirant.

- **Les caractéristiques de scellement (geogrid)**

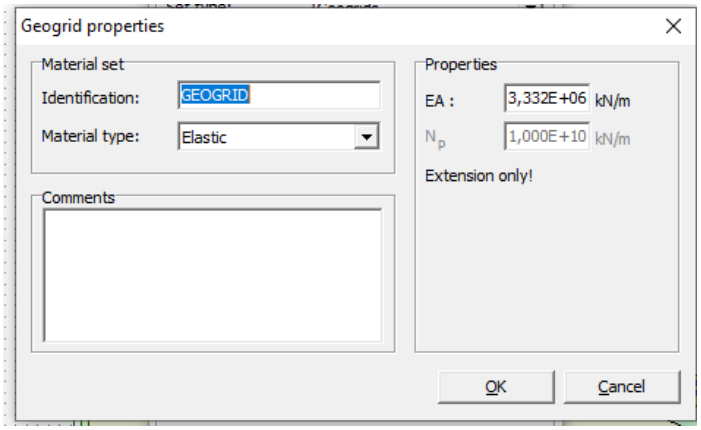


Figure VI.3 : Fenêtre de modification des caractéristiques de geogrid.

Une fois la sélection des matériaux soit complète. Une assignation du type de sol dans le modèle introduit est nécessaire. On passe à la modélisation des clous et de la couche en béton projeté et de geogrid (scellement) .

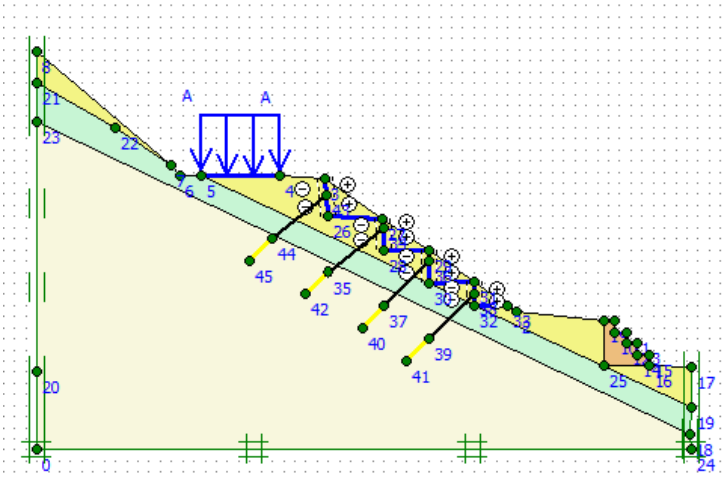


Figure VI.4 : le profile avec confortement.

Les conditions aux limites sont fixées par l'utile (standard fixities). De ce fait on passe au maillage. Pour des résultats de calcul plus exact le maillage est généré avec distribution d'élément très fin .

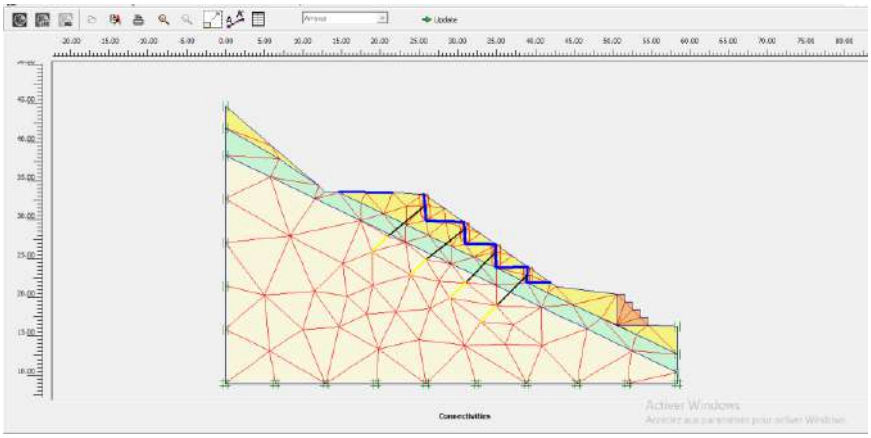


Figure VI.5 : Le maillage de profile .

La pression des eaux et la contrainte effective (les conditions initiales), sont à déterminer. La nappe phréatique est localisée à la surface (le sol est saturé). La modélisation de la nappe phréatique, la pression des eaux et les contraintes effectives sont présenté aux figures suivantes.

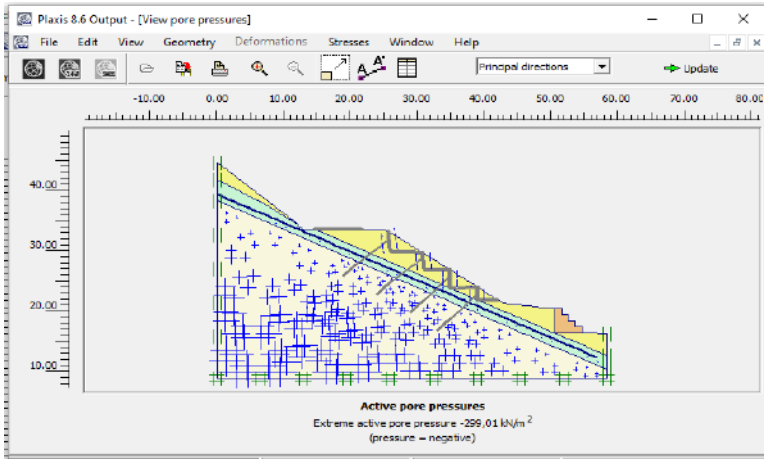


Figure VI.6 : détermination de la pression de l'eau pour le profile.

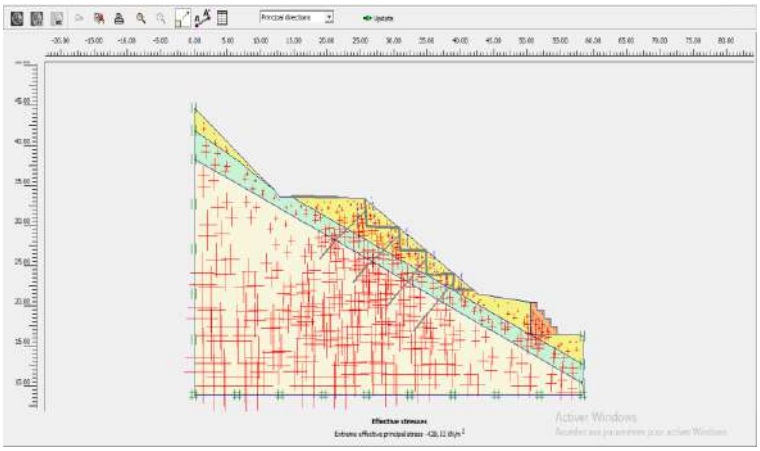


Figure VI.7 : détermination de la pression effective pour le profile.

IV .3. Calculation

Le travail dans la partie calcul est fait par phase :

- Une phase de terrassement des terres. Cette phase est définie comme étape de construction « stage construction » et activé graphiquement.
- Une phase d'introduire le tirant et la couche en béton projeter. Cette phase est aussi définie comme étape de construction et activé graphiquement , elle est refaite pour chaque tirant.
- Une phase de calcul du facteur sécurité. Cette phase est définie comme multiplicateur total « total multiplaier ». Pour calculer le facteur de sécurité les déplacements sont réinitialisés à zéro.

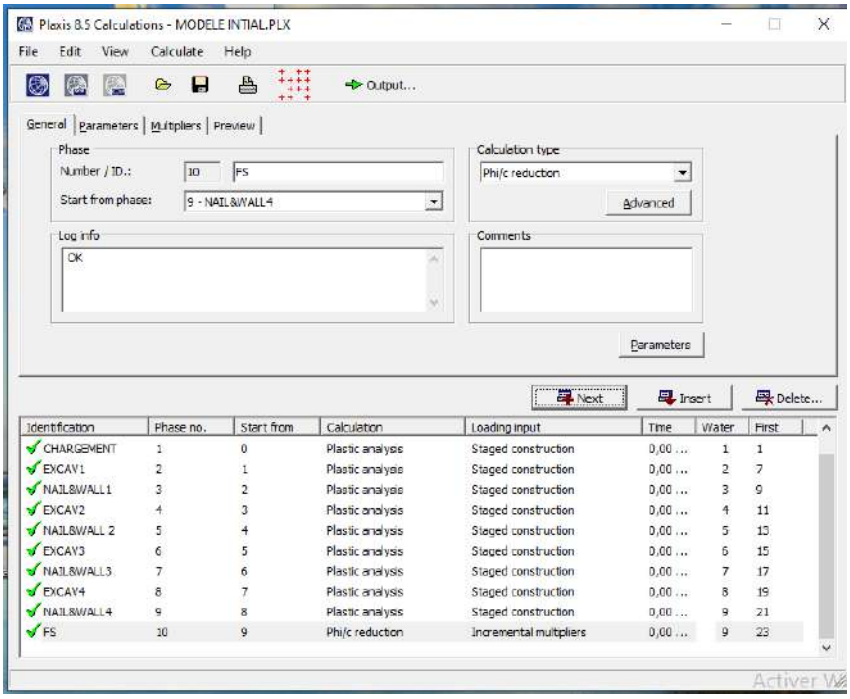


Figure VI.8 : fenêtre de fin de calcul.

On lance le calcul qui s'effectue pour chaque phase et à la fin donne l'accès à la partie output, la partie d'affichage des résultats.

Les résultats obtenus à partir de la calculation sont présentés par la partie d'affichage des résultats. Les résultats de facteur de sécurité final et le déplacement final sont présentés dans les figures suivantes :

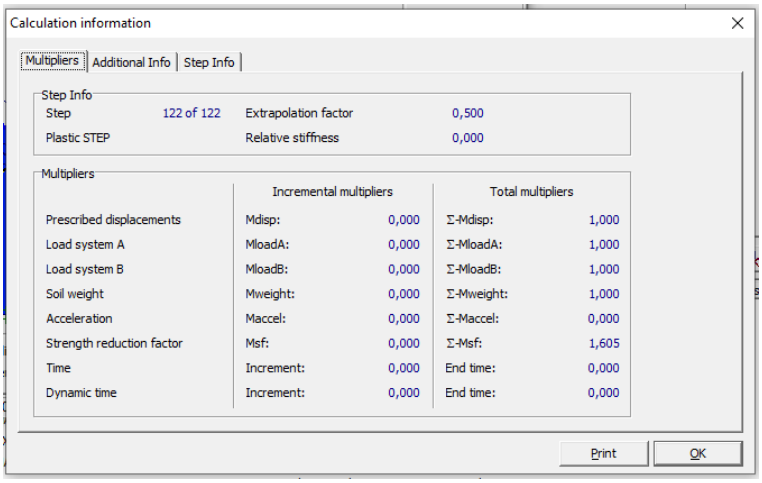


Figure VI.9 : fenêtre de Output pour facteur de sécurité.

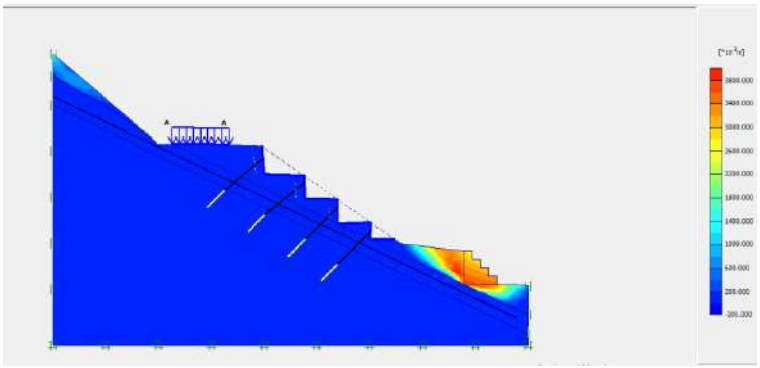


Figure VI.10 : fenêtre de Output de déplacement.

IV .4 Conclusion

Le profile sans soutènement résulte une valeur de facteur de sécurité égale à 1.08 (chapitre III) ,ce qui est inférieure à 1.5. Pour cela un confortement est nécessaire.

Le confortement proposé résulte un facteur de sécurité de 1.60 ce qui est supérieur à 1.5. De ce fait on conclut que :

- Le confortement proposé assure la stabilité
- Le déplacement dans le sol est admissible.
- Le confortement proposé n'est pas sur-dimensionné. Car le facteur de sécurité n'est pas loin de 1.5.

Conclusion générale

Conclusion générale

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

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

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

Le calcul de la stabilité à l'aide du logiciel Plaxis montre que le résultat de calcul du coefficient de sécurité est inférieur à 1.5 avant le confortement, le talus est instable. De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité. Pour stabiliser le talus, nous avons proposé une solution de confortement par tirants d'ancrages et par lesquelles on a pu stabiliser notre talus, le choix de ces techniques de confortement a été basé sur la lithologie du sol étudié, ainsi que la morphologie du talus.

Référence

[1] BOUAFIA.A (2009), Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger.

[2] DAT VU KHOA HUYNH (2005), Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble .

[3] DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

[4] Guide technique 1998,« stabilisation des glissements de terrain » Laboratoire national des ponts et chaussées.

[5] http://www.lb.auf.org/kourdey/Classiques.htm.

[6] http://www.lb.auf.org/kourdey/Reconnaissance.htm.

[7] **Manuel de référonce PLAXIS V8.**

[8] **BELLOULOU Khadidja, 2014.** Mémoire de fin d'étude « ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA RN60 AU PK 77+000 A KSER El BOUKHARI. MEDEA ».

[9] **Règlement Parasismique Algérien 2003,** (RPA 99/version).

[10] **MOUGIN, Jean Pierre 1973**. Les mouvements de terrain: recherches sur les apports

mutuels des études géologique et mécanique à l'estimation de la stabilité des pentes.

. Thèse de doctorat. Universite Scientifique et Medicale de Grenoble.