REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude de traitement des glissements de terrains sur RN 18 pk 54+050

Présenté par

MENACER Abderrahmane

HAMZEH Hamzeh

Proposé et Dirigé par

BEN SAADA Abdel halim

Promotion Juin 2023

Remerciement

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude.

Nous voudrions tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à l'encadreur de ce mémoire, Monsieur BENSAADA Abdelhalim, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous désirons aussi remercier les professeurs de l'université de DR. Yahia Fares, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous tenons à remercier spécialement Monsieur Mahmoudi El Hadi, Mme DOUIFI Amel, qui fut la première à nous faire découvrir le sujet qui a guidé notre mémoire.

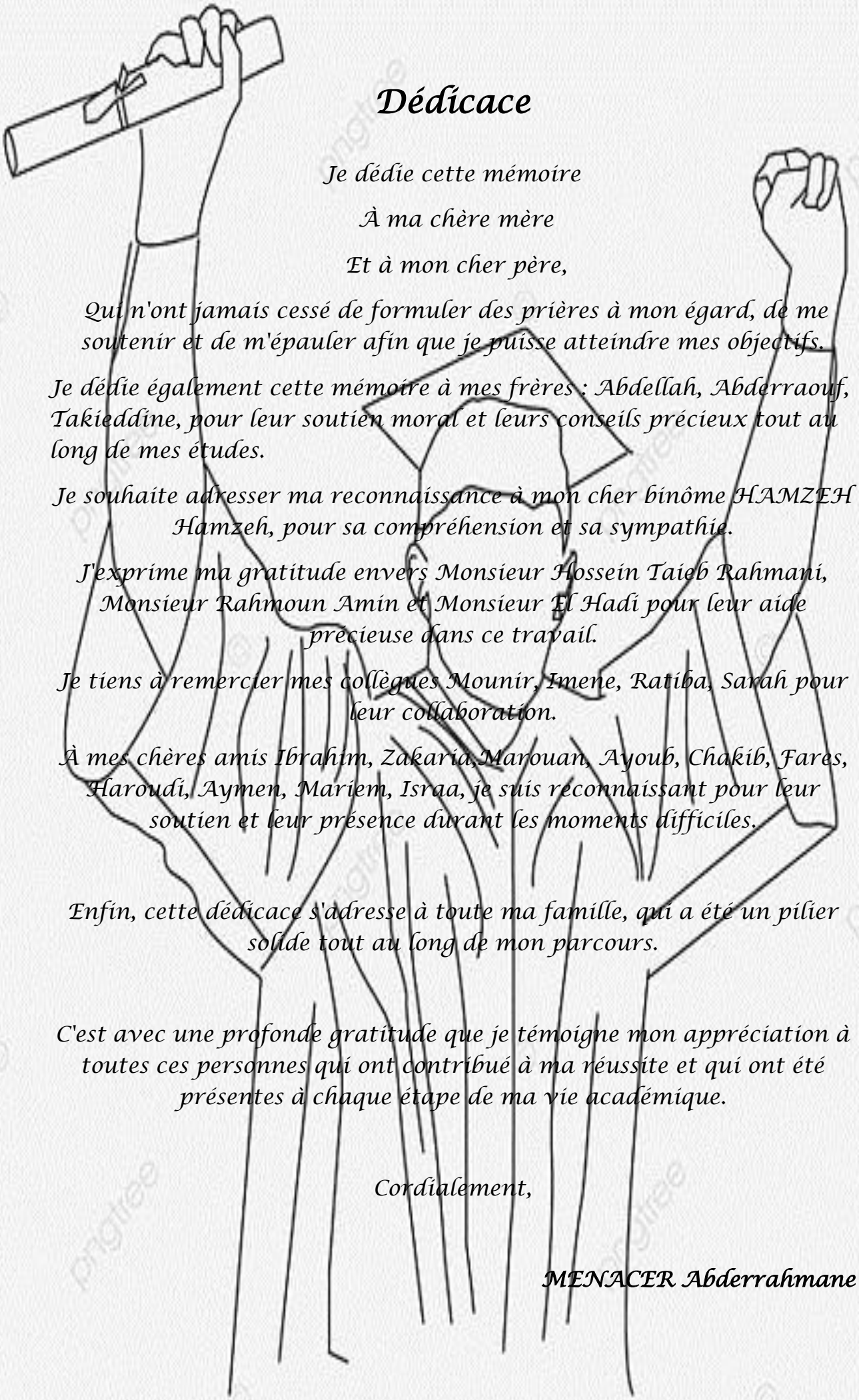
Nous voudrions exprimer notre reconnaissance envers les amis et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche.

Un grand merci à L'honorable jury pour ses conseils concernant notre style d'écriture, ils ont grandement facilité notre travail.

Nous sommes profondément reconnaissants envers toutes ces personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire et qui ont été présentes à chaque étape de notre parcours académique. Sans leur soutien, cette réalisation n'aurait pas été possible.

Encore une fois, nous exprimons notre sincère gratitude à tous ceux qui ont contribué à notre réussite.





Dédicace

Je dédie cette mémoire

À ma chère mère

Et à mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler afin que je puisse atteindre mes objectifs.

Je dédie également cette mémoire à mes frères : Abdellah, Abderraouf, Takieddine, pour leur soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

Je souhaite adresser ma reconnaissance à mon cher binôme HAMZEH Hamzeh, pour sa compréhension et sa sympathie.

J'exprime ma gratitude envers Monsieur Hossein Taieb Rahmani, Monsieur Rahmoun Amin et Monsieur El Hadi pour leur aide précieuse dans ce travail.

Je tiens à remercier mes collègues Mounir, Imene, Ratiba, Sarah pour leur collaboration.

À mes chères amis Ibrahim, Zakaria,Marouan, Ayoub, Chakib, Fares, Haroudi, Aymen, Mariem, Israa, je suis reconnaissant pour leur soutien et leur présence durant les moments difficiles.

Enfin, cette dédicace s'adresse à toute ma famille, qui a été un pilier solide tout au long de mon parcours.

C'est avec une profonde gratitude que je témoigne mon appréciation à toutes ces personnes qui ont contribué à ma réussite et qui ont été présentes à chaque étape de ma vie académique.

Cordialement,

MENACER Abderrahmane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères Au monde

Après mon Dieu pour leurs sacrifices :

Mes chers et tendres parents : qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études.

Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

A ma sœur

A toutes les familles : HAMZEH et MENACER. Je remercie mon binôme Abderrahmane

A Mr MAHMOUDI EL HADI.

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

HAMZEH Hamzeh

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels dangereux et complexes, influencés par diverses causes et facteurs. Ils sont répandus et fréquents dans la wilaya de Médéa, où un glissement de terrain s'est produit dans la commune de Médéa, entraînant le glissement de PK 54+050, situé dans la commune de Draa Essmar à l'ouest de la ville de Médéa.

Dans le cadre de nos connaissances, nous avons pour objectif de mener une étude géotechnique approfondie de ce phénomène. Nous commençons par aborder de manière générale les mouvements des sols, en particulier les glissements de terrain, leurs caractéristiques, leurs différents types, les différentes causes qui les provoquent, ainsi que les systèmes de solutions proposés et les méthodes de calcul associées.

Ensuite, nous avons procédé à une analyse numérique à l'aide du logiciel TALEREN 4 dans le but de calculer le coefficient de sécurité. Enfin, nous avons analysé le talus en le renforçant à l'aide des pieux en béton armé.

Mots clés : Instabilité, Modélisation (TALREN), paramètres géotechniques, Mohr-Coulomb

ملخص

الانهيارات الأرضية هي ظواهر طبيعية خطرة ومعقدة، تتأثر بأسباب وعوامل متنوعة. وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية، حيث حدث انهيار أرضي في بلدية المدية، مما أدى إلى انزلاق جزء من PK 54+050 الواقعة في بلدية درع السمار، غرب مدينة المدية.

في إطار معرفتنا، يكمن هدفنا في إجراء دراسة جيوتقنية متعمقة لهذه الظاهرة. نبدأ بالتطرق بشكل عام إلى حركات التربة، وخاصة الانهيارات الأرضية، ومميزاتها، وأنواعها المختلفة، وأسبابها المتعددة، بالإضافة إلى الحلول المقترحة والأساليب الحسابية المرتبطة بها.

ثم قمنا بإجراء تحليل رقمي باستخدام برنامج TALEREN 4 بهدف حساب معامل الأمان. وأخيرًا، قمنا بتحليل المنحدر وتعزيزه باستخدام الأعمدة المسلحة بالخرسانة.

كلمات مفتاحية: عدم الاستقرار، نمذجة (TALREN)، المعايير الجيوتقنية، موهر-كولومب.

Abstract

Landslides are dangerous and complex natural phenomena influenced by various causes and factors. They are widespread and common in the Médéa province, where a landslide occurred in the municipality of Médéa, resulting in the movement of a portion of pk 54+050, located in the municipality of Draa Essmar to the west of the city of Médéa.

With our existing knowledge, our objective is to conduct an in-depth geotechnical study of this phenomenon. We begin by addressing soil movements in general, particularly landslides, their characteristics, different types, various causes that trigger them, as well as proposed solution systems and associated calculation methods.

Next, we conducted a numerical analysis using TALEREN 4 software to calculate the safety coefficient. Finally, we analyzed the slope by reinforcing it with reinforced concrete piles.

Keywords: Instability, Modeling (TALREN), geotechnical parameters, Mohr-Coulomb.

Sommaire

Introduction Générale 18

Chapitre I Généralité sur le mouvement de terrain 2

I.1. Introduction 3

I.2. Définition : 3

a. Les mouvements lents : 4

b. Les mouvements rapides : 4

I.3. Les types de mouvement de terrain : 4

I.3.1. Les mouvements rapide et continue 5

I.3.2. Le premier groupe (propagation en masse) : 5

I.3.3. Le deuxième groupe (propagation en état remanié) : 6

1.3.3.2. Les érosions de surface ou ravinements 7

I.3.4. Les mouvements lents et continus : 7

I.4. Facteurs influençant la stabilité de talus 14

I.4.1. Changements de l'angle d'inclinaison du talus 14

I.4.2. Changements de la hauteur du talus 14

I.4.3. Vibrations 15
I.4.4. Changements de la teneur en eau 15
I.4.5. L'effet des eaux souterraines 15
I.4.6. La nature des terrains 15
I.5. Exemples de cas réels de glissements 16
I.5.1. En Algérie 16
I.5.2. Au monde 17
I.6. Conclusion 18
Chapitre II : Les méthodes de calcul de stabilité d'un talus 19
II.1. Introduction 20
II.2. Définition du coefficient de sécurité 20
II.3. Notion de coefficient de sécurité 20
II.4. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité 21
II.5. Méthodes de calcul de stabilité des pentes 22
II.5.1. Calcul à la rupture 22
II.5.2. Méthode numérique 27
II.5.3. Les méthodes de confortement d'un glissement de terrain 27
II.6. Les types d'approches des systèmes de confortement 28
II.6.1. Approche douce 28
II.6.2. Approche dure 34
II.7. Conclusion 38
Chapitre III Analyse de Site et Etude Géotechnique. 39
III.1. Introduction 40
III.2. Situation et relief 40
III.3. Contexte géologie 41
III.3.1. Géologie locale 42
III.3.2. Géologie régionale 42
III.4. Paramètres Climatologie 43
III.4.1. Température 45

III.4.2. Pluviométrie 45
III.4.3. L'Olistrosomes 45
III.4.4. Nappe 45
III.4.5. SISMICITE 45
III.5. Profil géologique du site 46
III.6. Reconnaissance géotechniques 46
III.6.1. Désordres observés et diagnostique du terrain de PK 54+ 050 : 46
III.7. Reconnaissance in-situ 49
III.7.1. Organisation des essais in situ 51
III.7.2. Interprétation des essais in situ : 51
III.8. Reconnaissance en laboratoire 53
III.8.1. But 53
III.8.2. Organisation des essais au laboratoire 53
III.8.3. Résultats des essais au laboratoire 54
III.9. Résultats obtenus 57
III.10. Exploitation et interprétation des résultats 59
III.11. Conclusion 60
Chapitre IV Etude de la stabilité de site d'étude 62
IV.1. Introduction 63
IV.2. Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4) 63
IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4 66
IV.4. Etude de stabilité à l'état initial 67
IV.4.1. Présentation des caractéristiques du talus 67
IV.4.2. Les couches de sols existants 67
IV.4.3. Données de la situation 68
IV.4.3.1. Méthode Bishop 69
IV.4.3.2. Méthode Perturbation 71
IV.4.3.3. Méthode de Fellinius 73
IV.5. Etude de stabilité avec confortement 75

IV.5.1. Cas du glissement RN18 PK54+050 75
IV.5.2. Matériaux utilisés 76
IV.5.3. Données de la situation 77
IV.5.3.1. Méthode de Bishope 77
IV.5.3.2. Méthode de Fellenius 79
IV.5.3.3. Méthode de Perturbation 81
IV.6. Conclusion 83
CONCLUSION GENERALE 85

Liste des figures

CHAPITRE Ⅰ : GENERALITE SUR LE MOUVEMENT DE TERRAIN

FIGURE (Ⅰ . 1) : EFFONDREMENTS DES CAVITES SOUTERRAINES. 5

FIGURE (Ⅰ . 2) : LES EBOULEMENTS, CHUTES DE BLOCS ET DE PIERRES 6

FIGURE (Ⅰ . 3) : LAVES TORRENTIELLES 6

FIGURE (Ⅰ . 4) : EXEMPLE D'UN LES COULEES DE BOUES ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

FIGURE (Ⅰ . 5) : LE TRAJET D'UNE COULEE BOUEUSE. 7

FIGURE (Ⅰ . 6) : AFFAISSEMENT 8

FIGURE (Ⅰ . 7) : MOUVEMENTS DE FLUAGE 8

FIGURE (Ⅰ . 8) : LE TASSEMENT DIFFERENTIEL 9

FIGURE (Ⅰ . 9) : ELEMENTS DESCRIPTIFS D`UN GLISSEMENT DE TERRAIN. 10

FIGURE (Ⅰ . 10) : TYPE DE GLISSEMENTS 11

FIGURE (Ⅰ . 11) : PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT 14

FIGURE (Ⅰ . 12): GLISSEMENT BOUZERRAH ALGER 16

FIGURE (Ⅰ . 13): GLISSEMENT ANNABA 16

FIGURE (Ⅰ . 14) : EBOULEMENT DE BIJIE -SUD-OUEST DE LA CHINE 17

FIGURE (Ⅰ . 15) : GLISSEMENT DE TERRAIN A TAIWAN EN 2010 17

FIGURE (Ⅰ . 16) : GLISSEMENT DE LAS COLINAS AU SALVADOR EN 2001 18

CHAPITRE II : LES METHODES DE CALCUL DE STABILITE D'UN TALUS

FIGURE(Ⅱ . 1) : RUPTURE PLANE 22

FIGURE(Ⅱ . 2) : SURFACE DE RUPTURE 23

FIGURE (Ⅱ . 3) : METHODE DES TRANCHES ANALYSEES DES RUPTURES CIRCULAIRES 25

FIGURE(Ⅱ . 4) : FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE FELLENIUS .. 25

FIGURE(Ⅱ . 5) : FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE 26

Chapitre III : Analyse de Site et Etude Géotechnique

FIGURE (Ⅲ. 1) : SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE 41
FIGURE (Ⅲ. 2) : EXTRAIT DE ZONE D'ETUDE SUR LA CARTE GEOLOGIQUE DE MEDIA ECHELLE 1/50.000EME 41
FIGURE (Ⅲ. 3) : : DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE DE LA REGION DE TEMEZGUIDA WILAYA DE MEDEA (2005-2011) 44
FIGURE (Ⅲ. 4) : SIGNE D'INSTABILITE DU VERSANT AVAL 47
FIGURE (Ⅲ. 5) : AFFAISSEMENT DE LA RN18 47
FIGURE (Ⅲ. 6) : STAGNATION DES EAUX USEES 48
FIGURE (Ⅲ. 7) : CHARGEMENT ALEATOIRE 49
FIGURE (Ⅲ. 8) : RECONNAISSANCE IN SITU 50
FIGURE (Ⅲ. 9) : ESSAI DE PENETROMETRE DYNAMIQUE 51
FIGURE (Ⅲ. 10) : DES TABLEAUX RECAPITULATIF POUR LES ESSAIS PHYSIQUES ET MECANIQUES 57
FIGURE (Ⅲ. 11) SUITE DES RESULTATS POUR LES ESSAIS MECANIQUES 58
FIGURE (Ⅲ. 12) COURBES ANALYSES GRANULOMETRIQUE(SC1-SC2) 59

Chapitre IV : Etude de la stabilité de site d'étude

FIGURE (Ⅳ. 1) : EXEMPLE DE RESULTAT DE RECHERCHE AUTOMATIQUE POUR LES SPIRALES LOGARITHMIQUES DANS TALREN 4 (AVEC AFFICHAGE DE TOUTES LES SPIRALES CALCULEES) (TALREN). 64
FIGURE (Ⅳ. 2) : GESTION DU PHASAGE ET DES SITUATIONS EN TALREN 4 (TALREN). 65
FIGURE (Ⅳ. 3) : AFFAICHAGE GRAPHIQUE DES RESULTATS 66
FIGURE (Ⅳ. 4) : DESCRIPTION GENERALE DU PROJET (RN18 PK54+050) 67
FIGURE (Ⅳ. 5) : DEFINITION DES PONDERATIONS /SECURITE PARTIELLE (RN1 PK54+050). 68
FIGURE (Ⅳ. 6) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.79 (AVE NAPPE AVEC SEISME) 69
FIGURE (Ⅳ. 7) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.60 (AVE NAPPE SANS SEISME) 69
FIGURE (Ⅳ. 8) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.66 (SAN NAPPE SANS SEISME) 70
FIGURE (Ⅳ. 9) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.72 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 70

FIGURE (IV. 10) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.79 (AVEC NAPPE AVEC SEISME) 71
FIGURE (IV. 11) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.59 (AVEC NAPPE SANS SEISME) 71
FIGURE (IV. 12) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.89 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 72
FIGURE (IV. 13) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.89 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 72
FIGURE (IV. 14) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.79 (AVEC NAPPE AVEC SEISME) 73
FIGURE (IV. 15) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.49 (AVEC NAPPE SANS SEISME) 73
FIGURE (IV. 16) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.79 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 74
FIGURE (IV. 17) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 0.57 (SANS NAPPE SANS SEISME) 74
FIGURE (IV. 18) : DEFINITION DE CLOUS 76
FIGURE (IV. 19) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.37 (AVEC NAPPE AVEC SEISME) 77
FIGURE (IV. 20) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.42 (AVEC NAPPE SANS SEISME) 77
FIGURE (IV. 21) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS=1.47 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 78
FIGURE (IV. 22) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.49 (SANS NAPPE SANS SEISME) 78
FIGURE (IV. 23) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.37 (AVEC NAPPE AVEC SEISME) 79
FIGURE (IV. 24) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.42 (AVEC NAPPE SANS SEISME) 79
FIGURE (IV. 25) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.47 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 80
FIGURE (IV. 26) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.49 (SANS NAPPE SANS SEISME) 80
FIGURE (IV. 27) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.39 (AVEC NAPPE AVEC SEISME) 81
FIGURE (IV. 28) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.44 (AVEC NAPPE SANS SEISME) 81

FIGURE (Ⅳ. 29) : COEFFICIENT DE SECURITE AVEC CONFORTEMENT FS= 1.49 (SANS NAPPE AVEC SEISME) 82
FIGURE (Ⅳ. 30) : COEFFICIENT DE SECURITE SANS CONFORTEMENT FS= 1.51 (SANS NAPPE SANS SEISME) 82

Liste des Tableaux

CHAPITRE Ⅰ : GENERALITE SUR LE MOUVEMENT DE TERRAIN

TABLEAU (Ⅰ . 1) : CLASSIFICATION SELON LA TAILLE DES COMPOSANTS, LES VOLUMES ET LES VITESSES (O.LATELTIN, 2001) 7
TABLEAU (Ⅰ . 2) : CLASSIFICATION SELON LA VITESSE DE GLISSEMENT 12
TABLEAU (Ⅰ . 3) : CLASSIFICATION SELON LA PROFONDEUR DE LA SURFACE DE GLISSEMENT SOUS LA SURFACE 12

CHAPITRE II : LES METHODES DE CALCUL DE STABILITE D'UN TALUS

TABLEAU (Ⅱ . 1) : DIFFERENTS EXEMPLES DE DEFINITIONS D'UN COEFFICIENT DE SECURITE, AMBE(1973) 21
TABLEAU (Ⅱ . 2) : VALEURS DE *FS* EN FONCTION DE L'IMPORTANCE DE L'OUVRAGE 21

Chapitre III : Analyse de Site et Etude Géotechnique

TABLEAU (Ⅲ. 1) : DONNEES CLIMATIQUES DE LA REGION DE DRAA SAMAR WILAYA MEDEA POUR LA PERIODE 44
TABLEAU (Ⅲ. 2) : LES VALEURS CALCULEES DE LA PRESSION ADMISSIBLE, EN FONCTION DE LA PROFONDEUR 53

Chapitre IV : Etude de la stabilité de site d'étude

TABLEAU (Ⅳ. 1) : TABLEAU RECAPITULATIF DES PROPRIETES PHYSIQUE ET MECANIQUE DES COUCHES DES SOLS 67
TABLEAU (Ⅳ. 2) EFFET DE LA NAPPE AVEC EFFET DE SEISME SUR COEFFICIENT DE SECURITE (SANS CONFORTEMENT) 75
TABLEAU (Ⅳ. 3) : EFFET DE LA NAPPE AVEC EFFET DE SEISME SUR COEFFICIENT DE SECURITE (AVEC CONFORTEMENT) 76

Liste des symboles

C : Cohésion.

c' = cohésion effective du sol.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.

τ_{mex} : Résistance au cisaillement maximale mobilisable.

σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$).

u : Pression interstitielle.

φ : Angle de frottement interne du sol.

ε : Déformation longitudinale.

γ_w: Poids volumique de l'eau.

γ_h: Poids volumique humide du sol.

γ_d: Poids volumique sec du sol.

w : Teneur en eau.

C_u: Coefficient d'uniformité de Hazen.

C_C: Coefficient de courbure.

W_P: La limite de plasticité.

W_L: La limite de liquidité.

I_P: L'indice de plasticité.

I_L: L'indice de liquidité.

I_C: L'indice de consistance.

S_r: Degré de saturation.

C_g: L'indice de gonflement.

C_c: L’indice de compression.

P_C: Pression de consolidation.

P_L^*: La pression limite nette.

P.D.L : pénétromètres dynamiques lourds.

$\mathbf{R_d}$: La résistance dynamique de pointe du sol

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d’accélération de zone sismique (% de g).

Kh : Coefficient sismique horizontal.

Kv : Coefficient sismique vertical.

$\mathbf{R_P}$**:** Résistance de pointe.

$\mathbf{F_S}$: Coefficient de sécurité.

Abréviations

CU : Consolidé non drainé.

UU : Non Consolidé non drainé.

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.

SC : Sondages carottés.

MC : Modèle de Mohr Coulomb.

MEF : Méthode des éléments finis.

Introduction Générale

Introduction Générale :

Les mouvements de terrains sont des phénomènes géologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un grand danger pour la population en raison des dommages qu'ils peuvent engendrer, pouvant toucher les biens et provoquer, dans certains cas, des catastrophes. En Algérie, ces phénomènes sont très variés et se manifestent sous différentes formes, telles que les glissements de terrains, les éboulements rocheux, les coulées de boues, les effondrements de vides souterrains, les affaissements, ainsi que le gonflement ou le retrait des sols [1]. Ils sont difficiles à prévoir, et les glissements de terrains, en particulier, sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents.

Ces phénomènes peuvent affecter les pentes naturelles ou artificielles, telles que les déblais et les remblais, et sont généralement causés par de fortes pluies, l'érosion des berges, les séismes, ou par l'action de l'Homme, comme les travaux de terrassement ou la déforestation.

Dans ce contexte, l'un des devoirs de l'ingénieur géologue et du géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus afin de prévenir d'éventuels dégâts. En général, cela nécessite une étude approfondie et une recherche permettant d'évaluer la stabilité des glissements de terrain.

L'objectif de cette étude est d'établir une étude de confortement du glissement de terrain situé à côté de Draa Samar (Projet de la pénétrante Médéa). L'étude se concentre sur la vérification de la stabilité de ce talus en calculant son coefficient de sécurité et vise à prévoir une méthode de renforcement afin de stabiliser ce glissement. [2]

Chapitre I
Généralité sur le mouvement de terrain

I.1. Introduction

Le terme "mouvement terrestre" englobe plusieurs phénomènes naturels qui sont distincts dans leur nature, leur comportement et leurs effets sur les humains. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, de glissements de terrain, d'affaissements, d'effondrements ou même de coulées de boue, nous allons toujours rencontrer des stress naturels (fortes pluies, cycles sismiques de gel/dégel, fonte des neiges, etc.) ou d'origine humaine (terrassements, déforestation, etc.). Au fil du temps, ces différents phénomènes évoluent de façon irrégulière, passant de stades d'évolution lente à des accélérations parfois brutales au déclenchement de catastrophes plus ou moins graves.

L'ampleur de ces phénomènes est très variable. Les volumes concernés varient généralement de quelques mètres cubes à des millions de mètres cubes. Les glissements de terrain peuvent se produire sous forme de processus soudains (éboulements et masses, glissements de terrain et effondrements, glissements de terrain soudains, glissements de terrain et avalanches) ou lents et progressifs (fluage, glissements de terrain lents permanents). Il en existe tellement de types qu'il est nécessaire de les classer pour une meilleure compréhension et recherche.

I.2. Définition :

En géotechnique, les mouvements de terrain représentent tout phénomène de déplacement, déformation ou changement naturel des sols et des roches présents sur un site donné. Ils peuvent se produire d’une manière lente et progressive sur une période prolongée ou d’une manière brutale et soudaine donc rapide.

Les mouvements de terrain peuvent être causés par des divers facteurs qui peuvent être affectés par des facteurs naturels ou même humains, tels que :

1. Les conditions géologiques : Certains types de sols ou de roches sont plus sujets aux mouvements de terrain en raison de leur nature physique ou de leur composition chimique. Par exemple, les sols argileux peuvent se contracter ou se dilater en fonction des variations d'humidité, ce qui peut entraîner des mouvements de terrain.

2. Les conditions hydrologiques : Les variations du niveau d'eau souterraine peuvent affecter la stabilité des sols. Par exemple, une augmentation rapide des précipitations peut saturer les sols et provoquer des glissements de terrain.

3. Les phénomènes naturels : Des événements naturels tels que les séismes, les éruptions volcaniques, les tempêtes ou les inondations peuvent déclencher des mouvements de terrain importants.

4. L'activité humaine : Les activités humaines telles que l'excavation de terrains, la construction de bâtiments, les remblais, l'exploitation minière ou l'extraction de ressources souterraines peuvent perturber l'équilibre naturel des sols et entraîner des mouvements de terrain.

Les mouvements de terrain peuvent prendre différentes formes, notamment **les glissements de terrain, les affaissements, les tassements différentiels, les éboulements, les coulées de boue, les avalanches, etc.** Ces phénomènes peuvent avoir des conséquences graves sur les infrastructures, les habitations et la sécurité des personnes, c'est pourquoi ils sont étudiés et pris en compte lors de l'élaboration de projets de construction et d'aménagement du territoire.

a. Les mouvements lents :

Cela provoque une déformation progressive de la terre, dont les humains ne sont pas toujours conscients. Il comprend principalement le tassement, le tassement, le glissement, le retrait et l'expansion, etc.

b. Les mouvements rapides :

Se produisant de manière brutale et soudaine, ils comprennent des glissements de terrain et des coulées de boue, des chutes de pierres et des blocs.

I.3. Les types de mouvement de terrain :

Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, selon le mécanisme d'initiation, le matériau considéré et sa structure. Selon la vitesse de déplacement, deux classes peuvent être distinguées : [3]

I.3.1. Les mouvements rapide et continue

Ces types de mouvement s'accompagnent d'une rupture brutale. En raison de leur soudaineté, ils sont plus difficiles à prévenir et malheureusement plus dommageables. Ils peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux.

I.3.2. Le premier groupe (propagation en masse) :

Les effondrements, les chutes de blocs pierrées, les éboulements, écroulements

I.3.2.1. Les effondrements :

Les effondrements sont des phénomènes brutaux. Dans le cas d'un effondrement partiel, le risque de blessure ou de mort est faible, mais les dégâts peuvent être importants. Les effondrements massifs, bien que très rares, mobilisent des centaines à des milliers de mètres cubes de volume terrestre et peuvent être très meurtriers.



Figure (I . 1) : Effondrements des cavités souterraines. [4]

I.3.2.2. Ecroulement :

Lors d'un effondrement, de gros volumes de massif rocheux (un à plusieurs millions de mètres cubes) se détachent brutalement, et le mode de rupture correspondant n'est pas décisif. Par exemple, le mécanisme initial pourrait s'expliquer par le développement de surfaces de glissement inclinées. Le mécanisme de mouvement de l'effondrement dépend de la topographie, ainsi que de l'interaction significative entre les composants du matériau qui s'effondre et de son intense fragmentation.

I.3.2.3. Les éboulements et les chutes de blocs

Cela implique beaucoup de matériel. Ils résultent de la fracture de roches mères ou du relâchement de blocs dans une matrice meuble. Ces blocs peuvent atteindre des vitesses de plusieurs mètres par seconde, leur fournissant une énergie qui leur permet de parcourir des distances de plus d'une centaine de mètres. Ces types de glissements de terrain impliquent des

volumes allant de quelques mètres cubes pour les chutes de pierres à des millions de mètres cubes pour les plus gros glissements de terrain.



Figure (I. 2) : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres [5]

I.3.3. Le deuxième groupe (propagation en état remanié) :

Les érosions de surfaces ou ravinements, les coulées boueuses, les laves torrentielles :

1.3.3.1. Les coulées de boues et laves torrentielles *:*

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

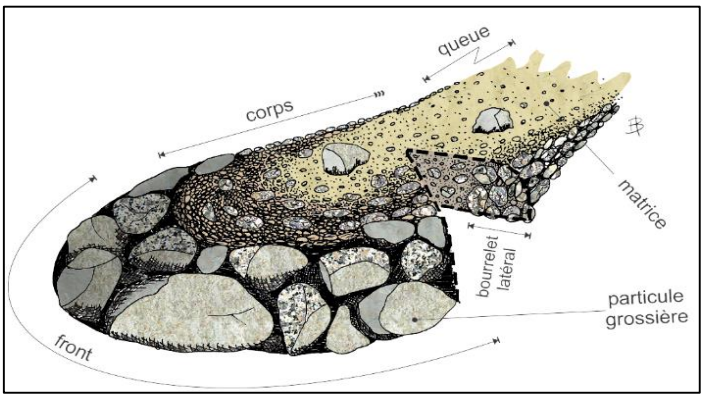


Figure (I. 3) : laves torrentielles [6]

1.3.3.2. Les érosions de surface ou ravinements :

Cela peut entraîner un entraînement de matériaux sur les pentes et les surfaces topographiques.

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes. [7]

Tableau (I . 1) : Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses

Chute de pierres	ø < 50cm
Chute de blocs	ø > 50cm
Eboulement **Volume** **Vitesse**	 100 –100000 m3 10 – 40m/s
Ecroulement **Volume** **Vitesse**	 > 1 mio.m3 > 40m/s

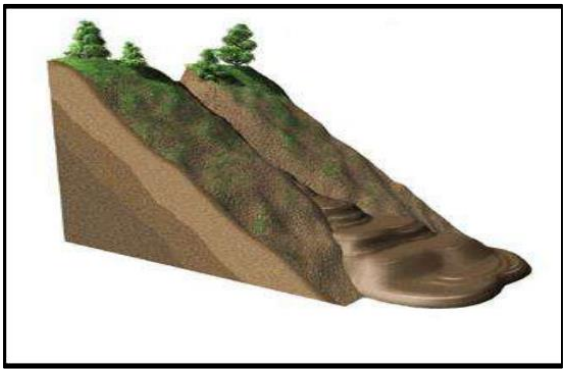


Figure (I. 4) : le trajet d'une Coulée boueuse. [8]

I.3.4. Les mouvements lents et continus :

Provoque des déformations progressives du sol, notamment : affaissement, tassement, glissement, érosion, fluage, contraction-gonflement et tonte.

1.3.4.1. L'affaissement

En raison de la présence ou de l'absence de fissures ouvertes dans les strates sus-jacentes, il est lentement et progressivement dévié et il s'agit d'une dépression topographique en forme de bol avec un grand rayon de courbure.

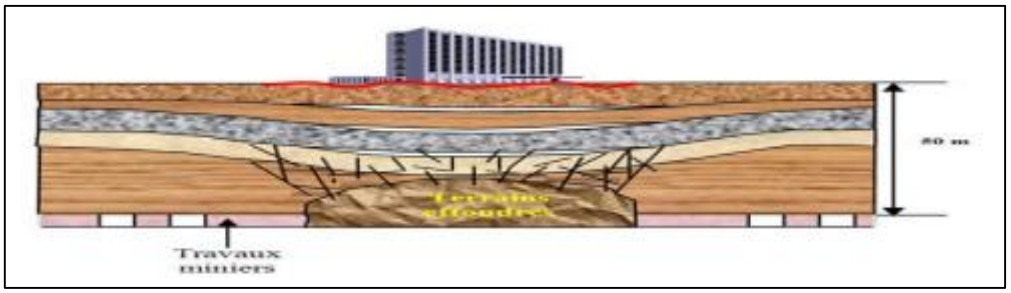


Figure (I. 5) : Affaissement [9]

1.3.4.2. Le fluage

C'est un mouvement à basse vitesse. Il est difficile de mettre en évidence la fracture. Le mouvement se produit généralement sans modifier la force appliquée (par opposition au glissement) : en fait, le matériau doit atteindre un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

Il existe deux principaux types de déformation par fluage :

•La déformation volumique.

•La déformation de cisaillement.

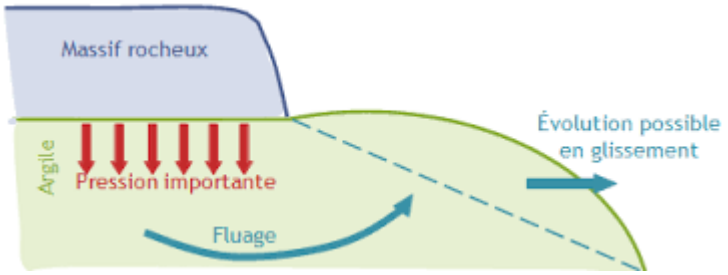


Figure (I. 6) : Mouvements de fluage. [9]

1.3.4.3. Le tassement différentiel *:*

C'est la diminution de volume de certains sols (terre, tourbe, argile, etc.) sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Seulement dans une partie de la structure. Ils peuvent s'affaisser et provoquer des fissures dans les murs et les fondations. [10]

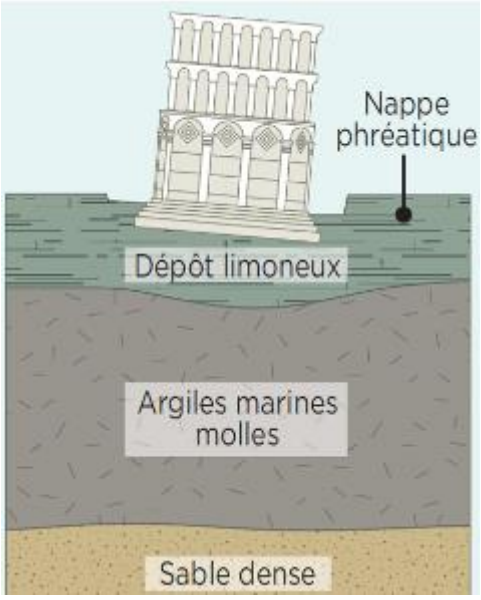


Figure (I. 7) : Le tassement différentiel [11]

1.3.4.4. Les glissements de terrains

C'est le mouvement lent d'une masse terrestre cohérente le long de la surface endommagée. Dans des cas particuliers, la profondeur de cette surface varie d'un mètre à plusieurs dizaines de mètres. Le volume de terrain en jeu est considérable et la vitesse à laquelle il avance peut varier de quelques décimètres par an. Se produit généralement lorsque la saturation en eau du sol est élevée. [12]

Les déclencheurs incluent généralement :

- Modification de l'état hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc.).

- Les terrassements.

-L’érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges…..).

- Les accélérations produites par des séismes.

Un glissement de terrain se caractérise par :

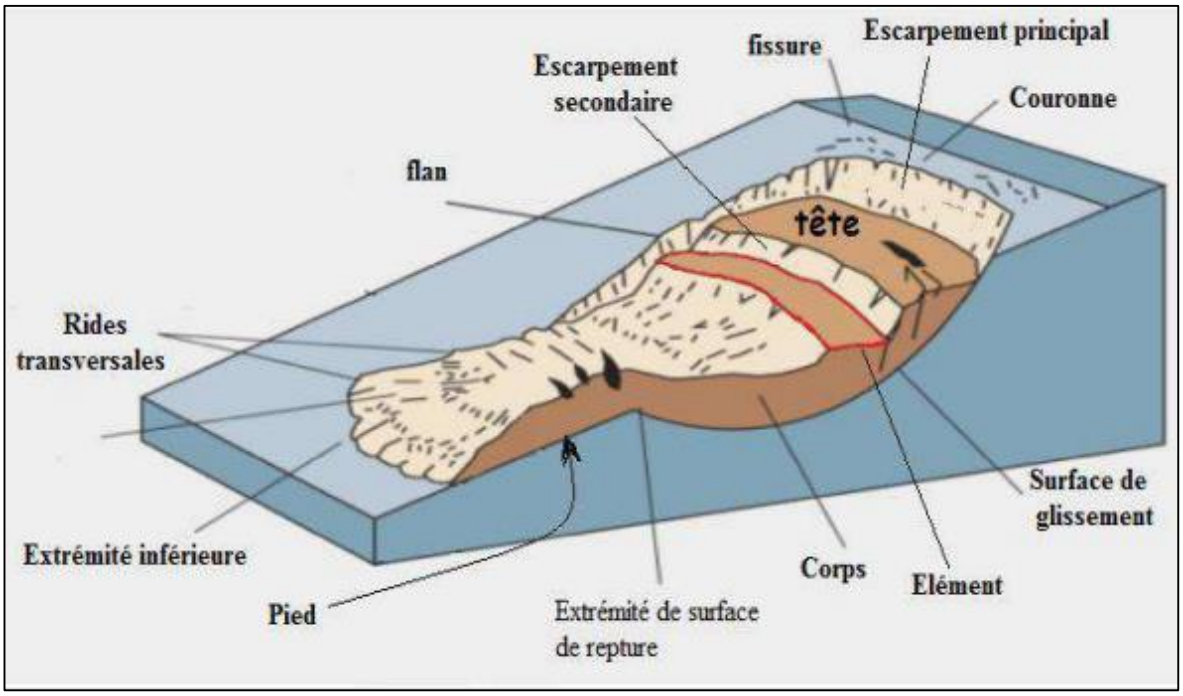


Figure (I. 8) : Eléments descriptifs d`un glissement de terrain. [13]

•**Un escarpement principal** : Une surface inclinée ou verticale, généralement à son extrémité supérieure qui limite le glissement et s'étend en profondeur à travers la surface de glissement.

•**La couronne** : Les zones au-dessus des falaises majeures sont généralement moins affectées par le chaos. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la traction du sol dans ces zones.

• **La tête** : C'est la limite amont du glissement de terrain, plus précisément la partie où le matériau glissant est en contact avec la pente raide principale.

• **Un escarpement secondaire** : circulaire semblable à l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier

•**L'élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

• **Le flanc** : limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.

• **Le pied** : correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

•**L'extrémité inférieure** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.

•**Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

•**La surface de glissement ou de rupture** : c`est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

• **Le corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture [13]

I.3.4.4.1. Les Type de glissement

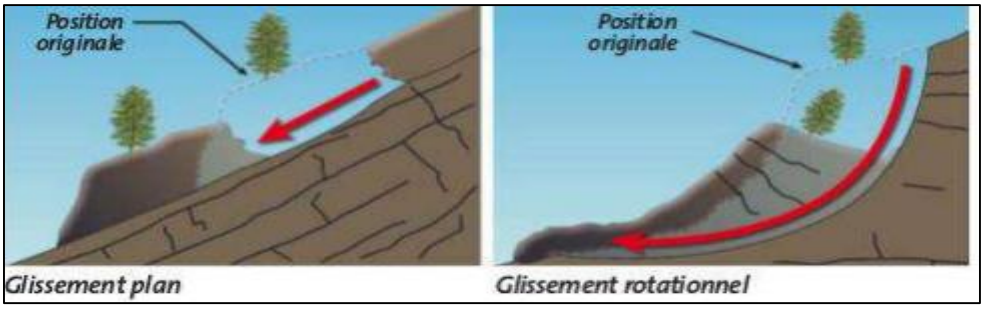


Figure (I . 9) : Type de glissements [9]

Selon la morphologie de la surface de glissement Il existe trois grands types de glissements :

I.3.4.4.1.1. Glissements plans ou transrationnels :

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

Lors de glissements transrationnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique. Discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable, et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des masses en mouvement, atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

I.3.4.4.1.2. Glissements rotationnels simples :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre.

Le cercle de glissement peut prendre plusieurs positions :

- Les cercles de talus : se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.

- Les cercles de pied : (sont les plus courants).

- Les cercles profonds : ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité. [14]

I.3.4.4.1.3. Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, provoquant ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [15]

I.3.4.4.2. Classification des glissements

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. [16]

Tableau (I . 2) : Classification selon la vitesse de glissement

Glissement	Substabilisé, très lent	Peu actif, lent	Actif (ou lent avec phases rapides)
Surface de glissement	0 – 2 m	2 – 10 m	>10 m

Tableau (I . 3) : Classification selon la profondeur de la surface de glissement sous la surface

Glissement	superficiel	semi profond	Profond
Surface de glissement	0 – 2 m	2 – 10 m	>10 m

I.3.4.4.3. Les causes de glissement de terrain

Les facteurs déclenchant un glissement de terrain :

La nature du sol et du sous-sol :

Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser.

Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).

L'eau :

Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.

La sécheresse : Une terre trop sèche peut perdre de sa cohésion, s'effriter et glisser.

L'érosion : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.

L'activité sismique : En zone sismique, une secousse même minime peut faire bouger une pente déjà sensibilisée par d'autres facteurs de fragilisation.

Les activités humaines : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entrainer un glissement. De même des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant.
La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraine une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entrainer un glissement de terrain.

1.3.4.5. Erosion

C'est le processus naturel ou induit par l'homme qui provoque l'usure, la détérioration ou la dégradation des sols, des roches ou des matériaux géotechniques en raison de l'action de l'eau, du vent, des vagues ou d'autres forces environnementales. L'érosion géotechnique peut entraîner la perte de sol, l'affaiblissement des structures et la modification des caractéristiques géologiques d'un site. Ce phénomène est important à prendre en compte lors de la planification et de la construction de projets géotechniques tels que les fondations de bâtiments, les digues, les barrages, les talus routiers, etc.

1.3.4.6. Gonflement

Est un phénomène des sols argileux, également connu sous le nom de mouvement différentiel du sol, qui est lié aux changements des eaux souterraines. Le sol est parfois comme une éponge : il se dilate avec l'eau et se contracte avec l'eau.

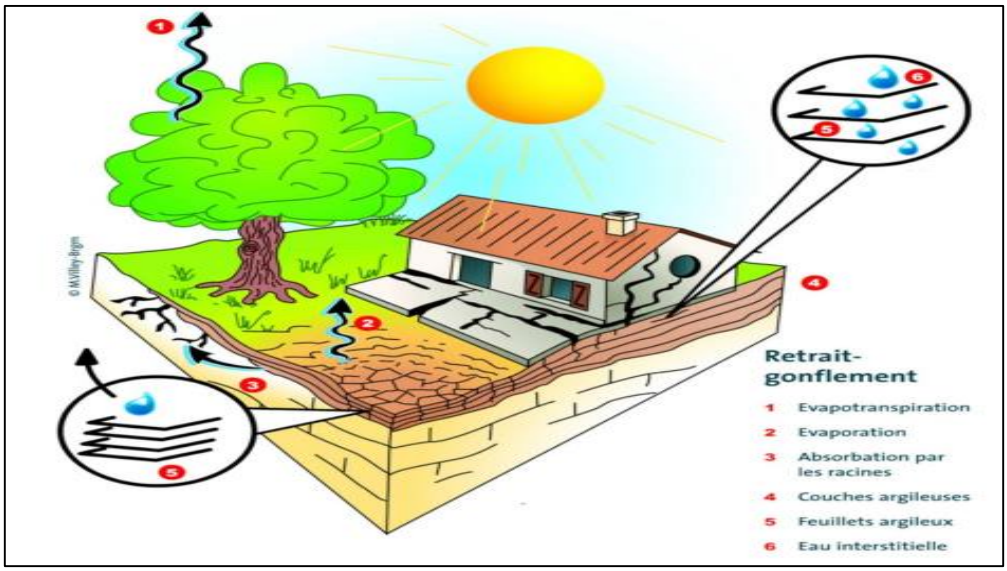


Figure (I. 10) : phénomène de Retrait-gonflement [17]

I.4. Facteurs influençant la stabilité de talus

Plus on a de connaissance des facteurs se répercutant sur la stabilité qui peuvent être la cause éventuelle du glissement, mieux on peut projeter l'emploi des instruments de contrôle d'un talus. Les facteurs les plus essentiels sont : [18]

I.4.1. Changements de l'angle d'inclinaison du talus

Leurs causes peuvent être naturelles ou artificielles (p. ex. des entamures de pied par suite d'érosion d'eau ou par excavations). L'augmentation du gradient de talus provoque un changement de la contrainte dans la roche, les contraintes de cisaillement plus hautes perturbent les conditions d'équilibre.

I.4.2. Changements de la hauteur du talus

L'érosion verticale ou des excavations provoquent une diminution des contraintes horizontales ; cela mène à un relâchement des roches et à la formation des fissures parallèles à la pente, par

lesquelles l'eau de surface peut facilement pénétrer dans le talus. Le relâchement peut très bien être pris avec des instruments de mesure de déplacement.

I.4.3. Vibrations

Des tremblements de terre, des explosions ou des vibrations de machines peuvent détraquer l'équilibre d'un talus par suite de brefs changements des contraintes de la roche. Les vibrations changent la liaison inter granulaire dans le lœss et dans le sable, diminuant la cohésion. Des sondes de vitesse de vibration placées au talus conviennent pour la mesure.

I.4.4. Changements de la teneur en eau

Des précipitations et l'eau de fonte des neiges pénètrent dans les fissures et y provoquent une pression hydrostatique. La pression de l'eau interstitielle dans les sols augmente pendant que la résistance au cisaillement diminue.

I.4.5. L'effet des eaux souterraines

Les eaux souterraines coulantes produisent une pression de courant qui diminue la stabilité de la pente. Les changements soudains de la nappe d'eau provoquent des pressions de l'eau interstitielle. Résultat : liquéfaction des sols sablonneux. En outre le courant de l'eau souterraine peut laver des liants de grains solubles ; résultat : réduction des caractéristiques mécaniques de la roche. Dans le sable fin et dans le silt le courant de l'eau souterraine provoque un lavage des grains fins, et ainsi une réduction de la stabilité de la roche. L'eau souterraine captive exerce aussi des pressions considérables sur le terrain sus-jacent et provoque ainsi une déstabilisation de la pente.

I.4.6. La nature des terrains

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain.

I.5. Exemples de cas réels de glissements

I.5.1. En Algérie

La géomorphologie du Nord algérien étant caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes, les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus répondus. Ce phénomène est observé dans plusieurs wilayas du pays : Alger, Bejaia, Annaba, Constantine, Tizi- Ouzou, etc.

- **Le glissement de Bouzaréah Wilaya D'Alger**

Causé par l'effondrement d'un mur de soutènement réalisé par une société privée



Figure (I . 11): Glissement Bouzerrah Alger [19]

- **Glissement de terrain d'Annaba**

Dans le quartier de Sidi Aissa sur la bretelle qui va de Kouba à Ain Achir.



Figure (I. 12): Glissement Annaba [20]

I.5.2. Au monde

- **Un éboulement a frappé la localité de Bijie, dans le sud-ouest de la Chine :**

L'éboulement a frappé 34 maisons de la localité de Bijie. Les sauveteurs ont extrait six personnes des décombres, dont deux sont décédées, selon la même source et 25 victimes sont portés disparus



Figure (I. 13) : Eboulement de bijie -Sud-ouest de la CHINE [21]

- **Impressionnant glissement de terrain à Taiwan en 2010**

Un flan de montagne s'est affaissé et à recouvert en un court instant l'autoroute, dans les deux sens, piégeant en son sein les automobilistes qui se trouvaient malheureusement au mauvais endroit, au mauvais instant



Figure (I. 14) : glissement de terrain à Taiwan en 2010 [21]

- **Le mouvement de terrain de Las Colinas au Salvador en 2001**

Lors du séisme du 13 Janvier 2001, le mouvement de terrain de Las Colinas a couté la vie de plus de 500 habitants de la région.



Figure (I. 15) : Glissement de Las Colinas au Salvador en 2001 [21]

Pour en résumé, le tableau suivant présente d'autres cas glissements de terrain dans le monde avec une brève description, les lieux, les dates, morts et d'autres remarques.

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre où nous avons abordé une généralité sur les mouvements de terrain, nous avons mis la lumière sur les facteurs principaux de ce phonème.

Dans un premier lieu, nous avons **défini les mouvements de terrain** sans oublier les **types de mouvements de terrain** (les mouvements rapides et lents).

Dans un deuxième lieu, nous avons mis l'accent sur **les facteurs** influençant les mouvements de terrains.

Dans un dernier lieu, nous avons essayé de **donner des exemples** sur les mouvements de terrains en Algérie et ainsi qu'au monde qui se sont produits, sous forme des images.

Chapitre II : Les méthodes de calcul de stabilité d’un talus

II.1. Introduction

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture. Cette masse est soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

II.2. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité F est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ max et à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface.

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad \textit{Equation (II. 1)}$$

$\boldsymbol{\tau}$: Cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force H, Force V, moment M).

$\boldsymbol{\tau_{max}}$**:** Valeur maximale de τ. Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité : Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend 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. [22]

II.3. Notion de coefficient de sécurité

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

Si F_S = < 1 : la rupture est inévitable.

Si F_S = 1 : le massif est en état d'équilibre limite.

Si F_S > 1 : le milieu est équilibré et le massif est stable

Tableau (Ⅱ. 1) : différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, AMBE(1973)

Définition	Formule
Rapport de contraintes	F=$\frac{\tau max}{\tau}$
Rapport de forces	$F = E_{résiste}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résiste}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H_{max}

II.4. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, **Fellenius** propose un seuil égal à 1,25 [23]

Tableau (Ⅱ. 2) : valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage

F_S	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

II.5. Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement

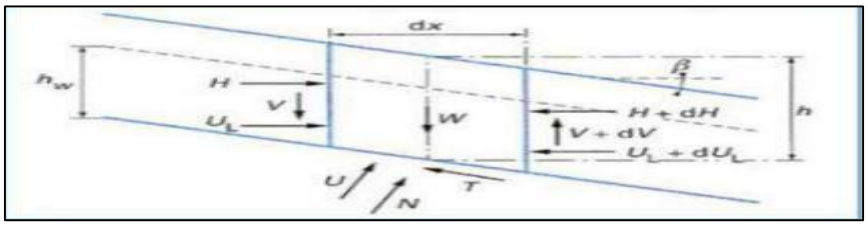
II.5.1. Calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement f. Les méthodes dites d'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 des variables est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

II.5.1.1. 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 les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V = 0 et que H et UL 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. [24]

$$F_S = \frac{T_{max}}{T} \qquad \textit{Equation (II. 2)}$$



Figure(II. 1) : Rupture plane [25]

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = C\frac{dx}{\cos\beta} + (N - U)\tan\varphi \qquad \textit{Equation (II. 3)}$$

$$T = W.\sin\beta \qquad \textit{Equation (II. 4)}$$

Avec :

β : l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement mesuré par rapport à l'horizontale

dx : la distance entre les deux extrémités du bloc. On obtient l'expression suivante :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta}.\frac{c}{\gamma} + \frac{(\gamma_h - \gamma_w.h_w)}{\gamma_h.\tan\beta} \qquad \textit{Equation (II. 5)}$$

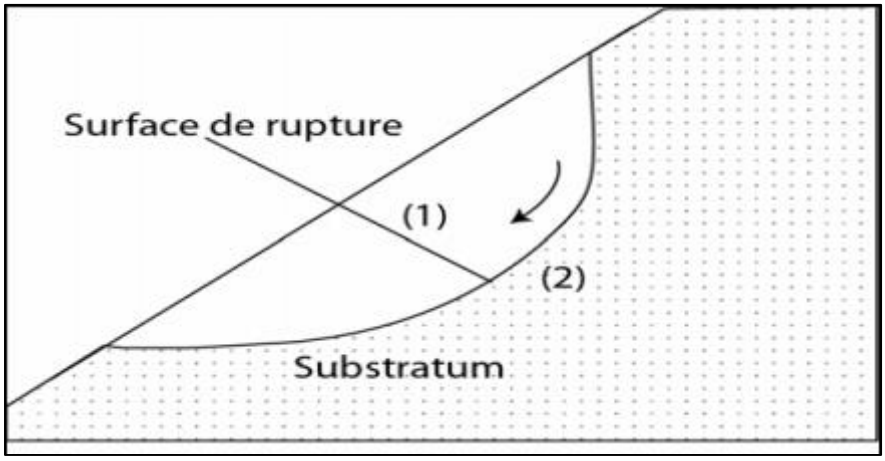
Avec :

γ : poids volumique du bloc

h : la profondeur verticale du plan de cisaillement.

II.5.1.2. Rupture circulaire

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices. .(Pentestunnels.eu/didactpente/pente/.../mod.../methodesC_rupt1.htm).



Figure(II. 2) : Surface de rupture [26]

II.5.1.3. Méthodes analytique

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et Fs du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer

le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez).

II.5.1.4. Méthode de Taylor (appelée méthode de cercle de frottement)

Hypothèses :

-La ligne de glissement est supposée circulaire, -Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement Homogène. -A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas, -Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau. -La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement. [27]

II.5.1.5. Méthode de Caquot ou de Biarez

L'hypothèse dans cette méthode c'est aussi que le sol est homogène mais avec la Présence de la pression interstitielle. Son principe et fait pour une rupture circulaire, pour Caquot il vérifie l'équilibre des moments et pour Biarez c'est la vérification de l'équilibre des polygones (résultante) des forces.

II.5.1.6. Méthodes des tranches

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs : Les bords des blocs sont devenus verticaux ; Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ; Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

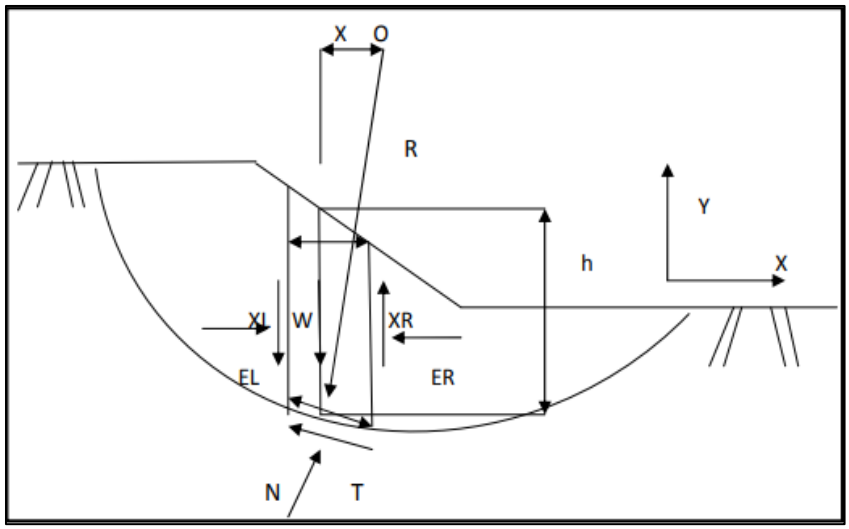
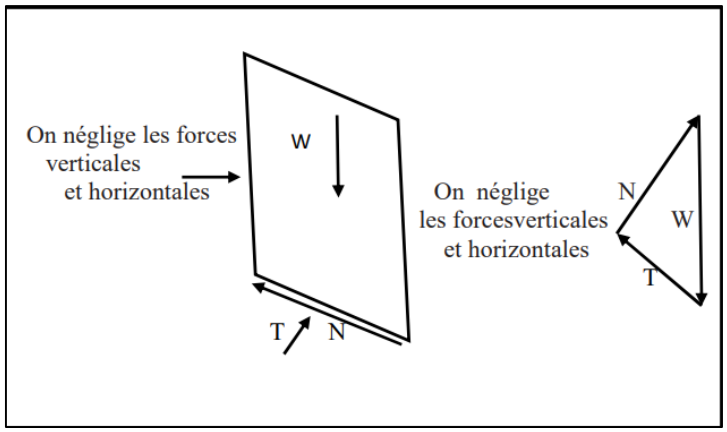


Figure (II. 3) : Méthode des tranches analysées des ruptures circulaires [28]

II.5.1.7. Méthode de FELLENIUS (rupture circulaire) (1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les Hypothèses suivante : - a méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ; - elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticales et horizontales). La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier égal au rayon R, le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum C\prime_l + (w.\cos\alpha - U_l).\tan\varphi}{\sum w.\sin\alpha}$$ *Equation (II. 6)*



Figure(II. 4) : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius [23]

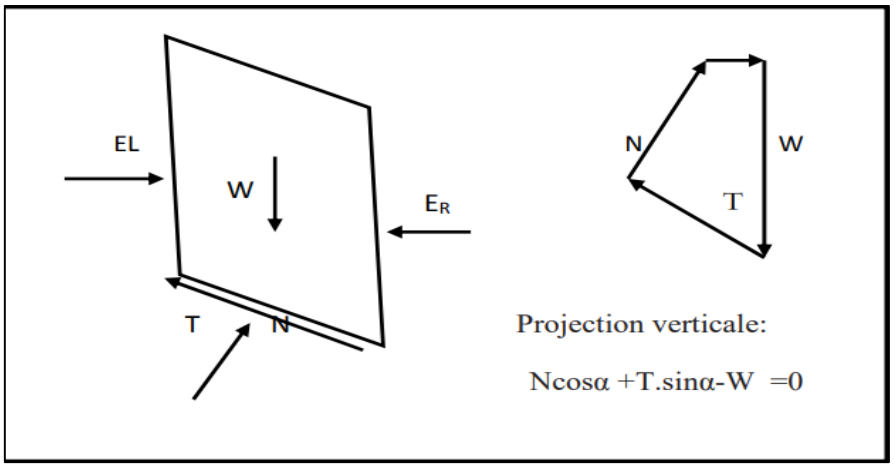
C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

II.5.1.8. Méthode simplifiée de Bishop (1955)

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire ;

- elle néglige les forces verticales entre les tranches.



Figure(Ⅱ. 5) : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée [23]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

D'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches (XR − XL = 0), nous aurons :

$$F=\frac{\sum[c\prime l\cos\alpha+(w-ul\cos\alpha)\tan\varphi]m\alpha}{\sum w\sin\alpha} \qquad \textit{Equation (Ⅱ. 7)}$$

$$m\alpha=\frac{\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\varphi\prime)}{F} \qquad \textit{Equation (Ⅱ. 8)}$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur. [23]

II.5.1.9. Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al (1974) et développée par Faure (1985) [23]

Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous

l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Felleniusσ_F. [2]

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre. Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème ; qui sont le coefficient de sécurité F et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et μ). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements. [29]

II.5.2. Méthode numérique

II.5.2.1. La méthode des éléments finis

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché : modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ; 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.).

Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ; modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ; modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges) ; modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ; 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 car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants [29]

II.5.3. Les méthodes de confortement d'un glissement de terrain

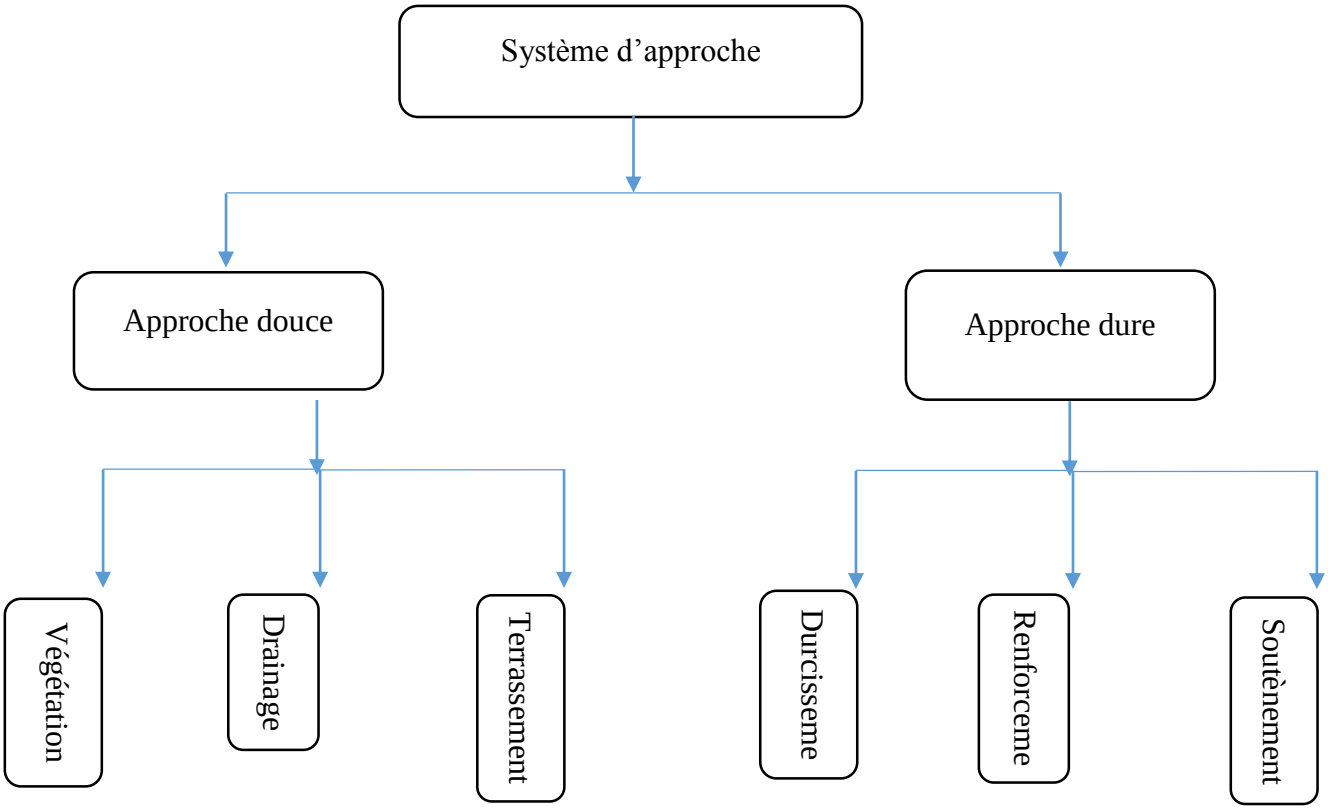
Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part

avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site. La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis- à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux.

II.6. Les types d'approches des systèmes de confortement

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables sont nombreux et variés Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches : douce et dure. [30]

Système de parade (Bedr S.M, 2008) :



II.6.1. Approche douce

Une approche douce est l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités.et divisé en trois techniques :

- Terrassement.
- Drainage.
- Végétation.

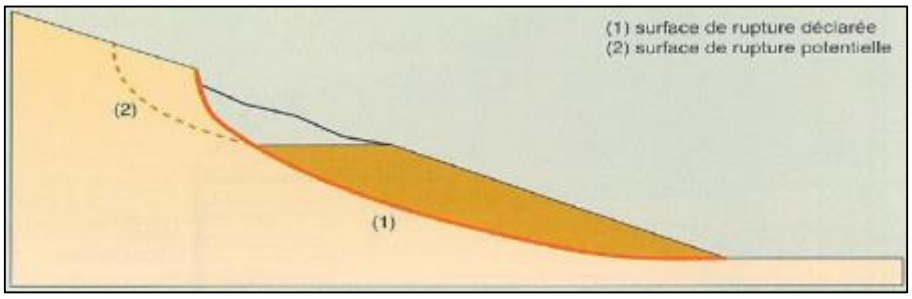
II.6.1.1. Terrassement

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

- 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. [30]

II.6.1.1.1. 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. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.). [31]



Equation (II. 9) : Alignement en tête [31]

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

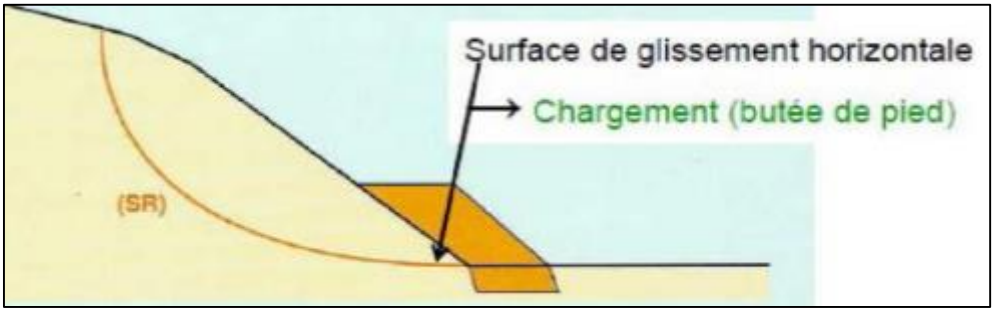
II.6.1.1.2. Remblai en pied

Le chargement en pied d'un glissement comme représenté sur la figure 2.2, est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose que :

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

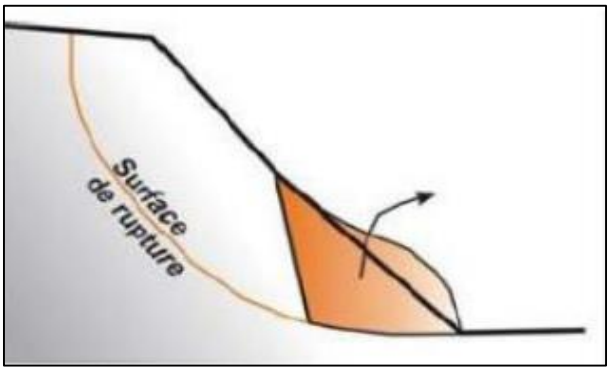
Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.



Equation (II. 10) : Stabilisation par butées de pied [31]

II.6.1.1.3. Purge

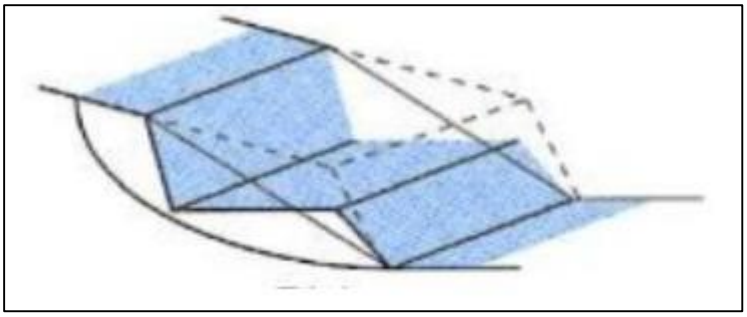
Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable par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



Equation (II. 11) : La purge Totale [31]

II.6.1.1.4. Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

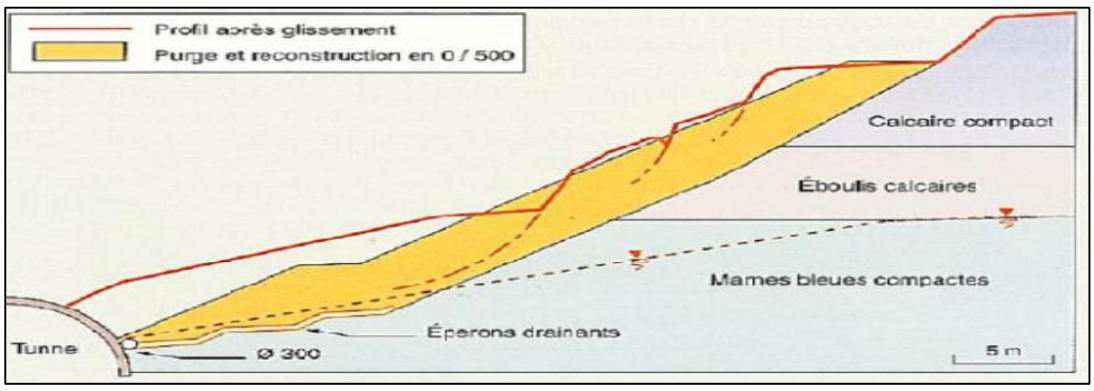


Equation (II. 12) : Reprofilage [31]

II.6.1.1.5. Substitution totale ou partielle

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, 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 .etc. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé.



Equation (II. 13) : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête [31]

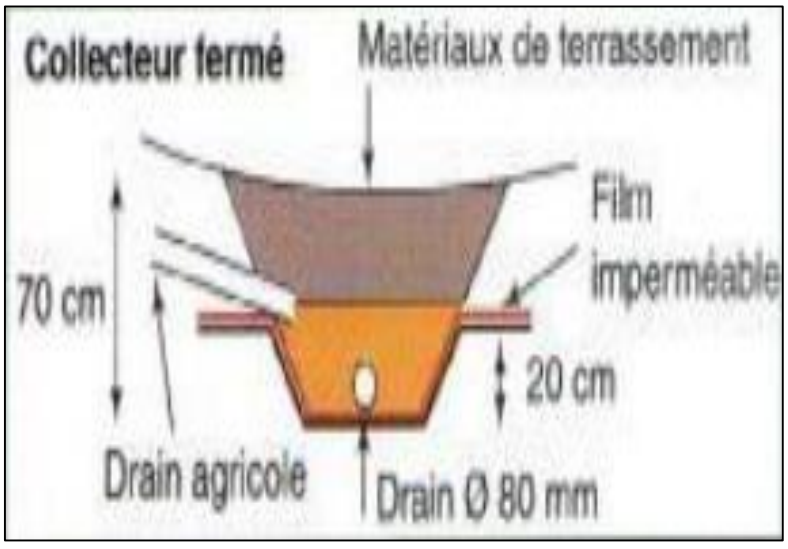
II.6.1.1.6. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage comme :

- ✓ Collecte et canalisation des eaux de surface.
- ✓ Tranchées drainantes.
- ✓ Drains subhorizontaux.
- ✓ Masques et éperons drainants.
- ✓ Drains verticaux, galeries drainantes.

a) Collecte et canalisation des eaux de surface

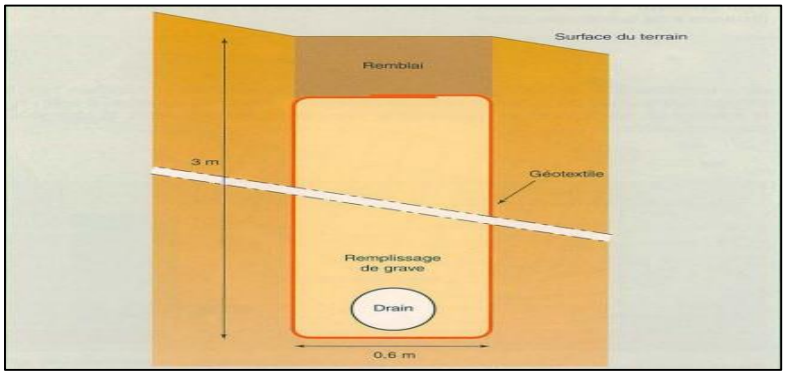
L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir des zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance 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.



Equation (II. 14) : drainage de surface [31]

b) Tranchées drainantes

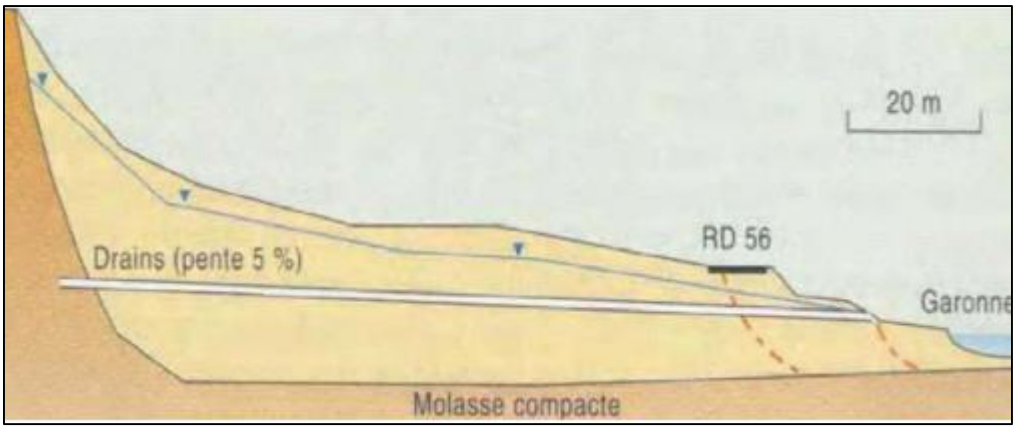
Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau.



Equation (Ⅱ. 15) : courbe d'une tranchée drainante [32]

c) Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation 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'horizontal 2° à 5° et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC de 50 à 80mm de diamètre, parfois en acier lorsque des grandes déformations sont susceptibles de se produire.



Equation (Ⅱ. 16) : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haut Garonne, France) [33]

d) Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus (M. Rat .1976) ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottant apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ;

s’il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

e) Drains verticaux, galléries 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). Cette technique est utilisée lorsqu’on veut atteindre des profondeurs de rabattements importantes mais inférieures à 10 mètres.

II.6.1.1.2. Végétations

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilité des sols, l’enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissées exposées et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement. En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profondes (arbustes et arbres). La végétation est multifonctionnelle, relativement bon marché, autoréparation, visuellement attrayante et ne nécessite pas d'équipement lourd pour son installation. Toutefois, il existe certaines limites. La végétation est sensible à la brûlure et à la sécheresse. Elle est difficile de s'implanter sur les pentes raides, incapables de résister à des affouillements et lentes à s'établir.

II.6.2. Approche dure

Cette approche s’attaque au problème en modifiant, d’une manière directe, les propriétés, mécaniques, physiques ou chimiques du sol.

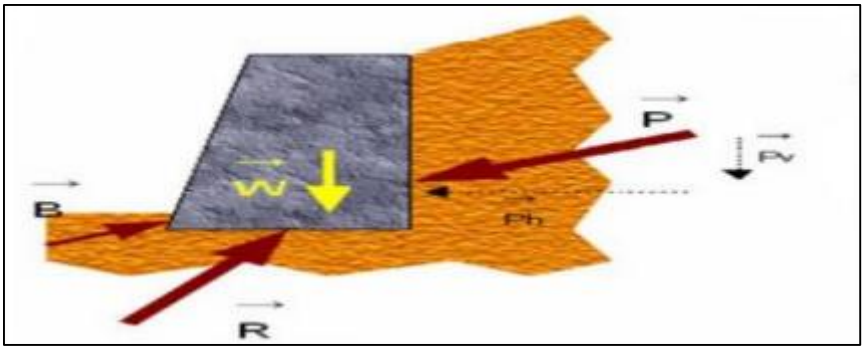
II.6.2.1. Soutènements

Deux grands types de structures peuvent être distingués :

a) Les ouvrages rigides

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. 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). [30]



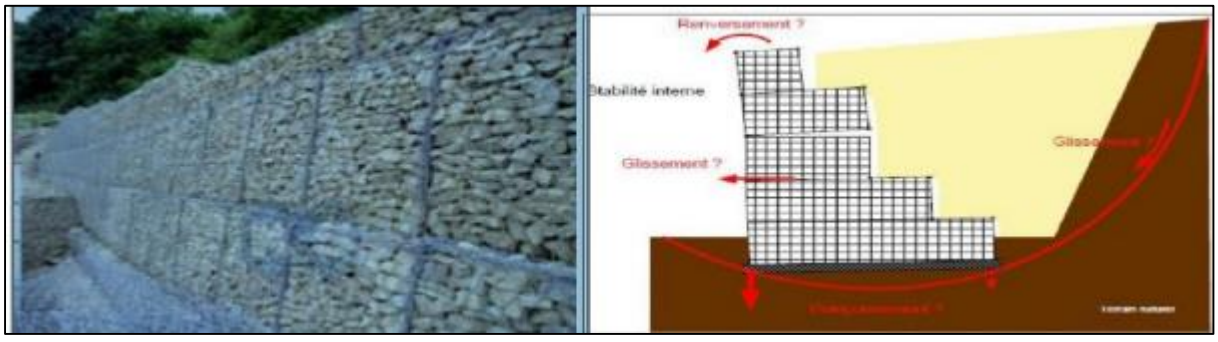
Equation (II. 17) : Mur de soutènement [30]

b) Les ouvrages souples

Ce 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

- **Les murs en gabions**

Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement, à la poussée des terres qui tend à le renverser. La poussée des terre est minimal au sommet du mur et croit avec la profonde en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base. Les matériaux de base utilisés pour ce type de mur peuvent être la pierre ou le béton armé.



Equation (II. 18) : murs en Gabion [34]

- **Murs en géotextiles**

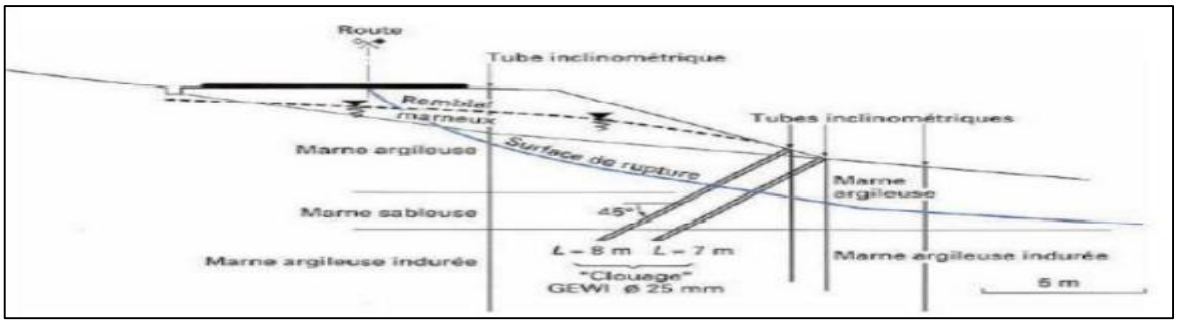
Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin de séparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces. Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent. [30]



Equation (Ⅱ. 19) : Murs en géotextile [30]

- **Clous et micropieux**

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement



Equation (Ⅱ. 20) : Exemple de clouage d'un glissement [30]

- **Les pieux**

Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. Comme dans le cas d'un clouage par micro-pieux ou clous, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. Cette technique a été employée pour stabiliser le glissement de terrains. [35]



Equation (Ⅱ. 21) : illustration de réalisation d'un pieu [35]

- **Pneu sol**

Le procédé Pneu sol est une association de pneus entiers et de sols, utilisée pour la construction de murs de soutènement. Le mot "pneus" désigne tous les éléments du pneu usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus entiers qui sont associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants.

Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou des déchets divers. Cette méthode est utilisée aujourd'hui :

- En soutènement
- En réducteur de poussée
- En raidissement de pente
- En absorbeur d’énergie
- En remblais léger
- En protection des pentes et berges



Equation (II. 22) : technique pneu sol

II.6.2.2. Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L’utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l’utilisation des autres systèmes de parades. Parmi ces techniques on cite :

- Sol mélangé avec le ciment,
- L'électro-osmose,
- Traitement thermique,
- Injection (chaux)
- Pré consolidation

II.7. Conclusion

L'étude des glissements de terrain revêt une importance pratique considérable. Elle est motivée par les risques qu'ils posent aux habitations et aux infrastructures, ainsi que par l'ampleur de ces risques. De plus, la complexité technique des mesures de renforcement et le coût élevé des travaux rendent essentielles des études approfondies. En comprenant mieux les caractéristiques du sol, nous pouvons adapter de manière plus efficace la conception de nos structures pour répondre aux contraintes imposées par l'environnement.

Chapitre III
Analyse de Site et Etude Géotechnique.

III.1. Introduction

Dans le cadre de l'étude de stabilité des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, la direction des travaux publics à Médéa a confié une élaboration avec le BET MEZAAD du dossier d'exécution relatif au traitement de glissement de terrain sur la RN 18 au PK 54+050.

Dans ce chapitre, on va établir la situation de ce glissement (zone de projet), la géomorphologie du nord Algérien et toutes les reconnaissances géotechniques, géologiques, hydrologiques et climatologiques qu'on aura besoin et qui nous font comprendre tous les causes et facteurs qui ont déclenché ce glissement de terrain. Ces données devraient être situées à coté de notre site donc du PK 54+050. [2]

III.2. Situation et relief

- Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatre-vingt-huit (88) kilomètres au Sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la wilaya de Blida, au Sud par la wilaya de Djelfa, à l'est par les wilayas de M'sila et Bouira et à l'ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. Sa superficie totale est de 8700km2 et sa population est estimée à 722 000 habitants.
- 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 I'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. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.
- **La zone du Sud** : Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie. [32]



Figure (Ⅲ. 1) : Situation de la zone d'étude

III.3. Contexte géologie

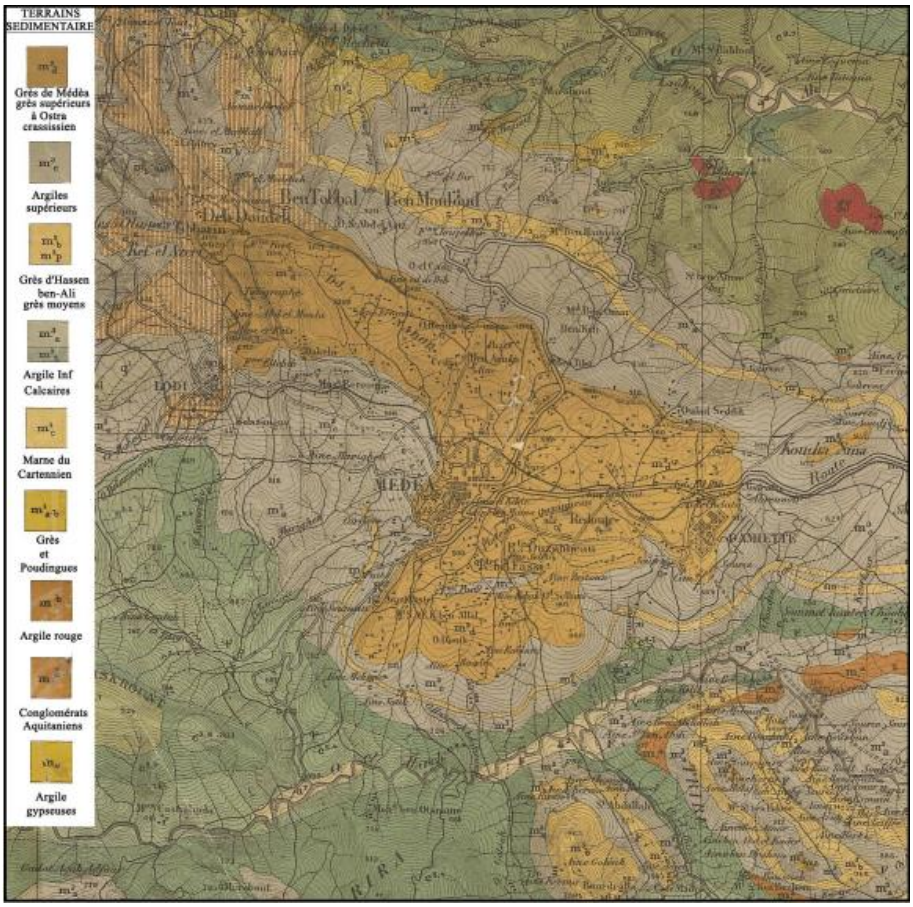


Figure (Ⅲ. 2) : Extrait de zone d'étude sur la carte géologique de Média échelle 1/50.000ème

III.3.1. Géologie locale

Sur le plan local, le travail de terrain, l'analyse de la coupe du sondage carotté qui va jusqu'à 10m de profondeur ainsi que l'interprétation des résultats des pénétromètres dynamiques nous permettent une connaissance plus fine de la géologie du site, aussi bien en surface que sur une tranche de 10m de profondeur.

III.3.2. Géologie régionale

Dans la région de Médéa, les formations géologiques sont représentées essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires, en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

III.3.2.1. Le quaternaire

Le Quaternaire est représenté par les formations suivantes :

Les alluvions récentes

Elles sont peu étendues par rapport aux alluvions anciennes, souvent déposées le long des oueds, en forme de gros blocs de grés, de calcaires et de conglomérats.

Les alluvions anciennes

Elles sont de nature argilo-gréseuses, en forme de galets assez bien calibrés, formant un ensemble mal consolidé qui peut atteindre 25 mètres d'épaisseur

Les colluvions

Ces formations, constituées essentiellement de blocs de grés enrobés dans une matrice argilo-sableuse, jouent, parfois, le rôle de couverture pour les affleurements marneux.

III.3.2.2. Le Néogène

Grés supérieurs (m3d)

Ils forment le couronnement de l'Helvétien, dans toutes les parties culminantes. Ces grés, friables, sont généralement décomposés et réduits en sables jaunes à la surface. Leur épaisseur maximale dans la région dépasse les 80 mètres, leur contact avec les argiles sous-jacentes donne lieu à de nombreuses et abondantes sources qui sont la richesse du plateau de Médéa.

Marnes argileuses (m3c)

Elles sont de couleur grise bleuâtre et forment l'assise moyenne de l'Helvétien, constante dans la région, avec une épaisseur qui varie de 100 à 250 mètres. Ces argiles sont très déliquescentes et constituent un sol très instable. Elles sont parfois intercalées de petits lits de grés friables, renfermant des moules de bivalves.

Grés inférieurs (m3b)

Ils sont sableux, friables, intercalés de poudingues, principalement sur les bords du bassin. Cette assise dont l'épaisseur est extrêmement variable, atteint 80 à100 mètres de puissance dans les parties centrales et au sud. Elle se réduit à quelques bancs au Nord-Ouest. Ces grés, intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment, en quelque point, la base de l'étage Helvétien. Ces assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques, en des points très rapprochés.

Marnes argileuses (m3a)

Elles sont d'âge Helvétien inférieur, absolument semblables à celles de l'assise m3c, auxquelles elles se relient directement par la réduction des grés de l'assise m3b. L'épaisseur maximale de cette formation atteint plus de 100 mètres à l'Est de Hassen Ben Ali.

III.3.2.3. Le Crétacé

Sénonien C7-8

Ce sont des marnes bleuâtres avec rognons de calcaires jaunes ou intercalations de calcaires marneux à Incérâmes ; c'est le faciès du Sénonien de l'Atlas Métidjien. Les marnes sénoniennes se distinguent en général d'une manière très nette de l'étage suivant.

Cénomanien C4-5

Ce sont des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglées ; les bancs de calcaires, parfois puissants, forment des escarpements remarquables. Les fossiles, rares dans la partie Nord, deviennent plus fréquents vers le Sud-Ouest, au voisinage de Draa Samar (ex : Lodi) et au Sud de Médéa.

Albien C1-3

Il se caractérise par une formation de marne franche, alternée par endroit de calcaires. Ce sont des bancs décimétriques de marne compacte, brunâtre à la patine grisâtre à la cassure, avec la présence de couches marneuses grisâtre feuilletée.

III.4. Paramètres Climatologie

Médéa est une région qui est caractérisée par une pluviométrie variant entre 700 et 800 mm par an et plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la période de décembre à fin février. Pendant la saison hivernale (fin décembre, fin février), des chutes de neige sont souvent fréquentes sur les reliefs dépassant les 800 m d'altitude.

Tableau (Ⅲ. 1) : Données climatiques de la région de Draa Samar wilaya Médéa pour la période

Paramètre	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aout.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyen
T. Moyen	14.6	21.9	20.8	21.9	25.1	29.2	34.5	33.4	28.4	28.1	16.7	18.8	19.2
T. Minimal	14.4	17.7	13.5	14.6	16.7	19.8	27.1	23	19.8	20.8	12.5	13.5	13.5
T. Maximal	19.8	25.1	26.1	27.1	32.3	33.4	39	39.7	34.4	35.5	21.9	24.	25.0
P. Moyen	3.5	18.3	13.4	5.3	9.9	7.1	0.3	1.2	1.8	27.1	3.3	2.4	93.8

T : Température en °C.

P : Précipitation en mm.

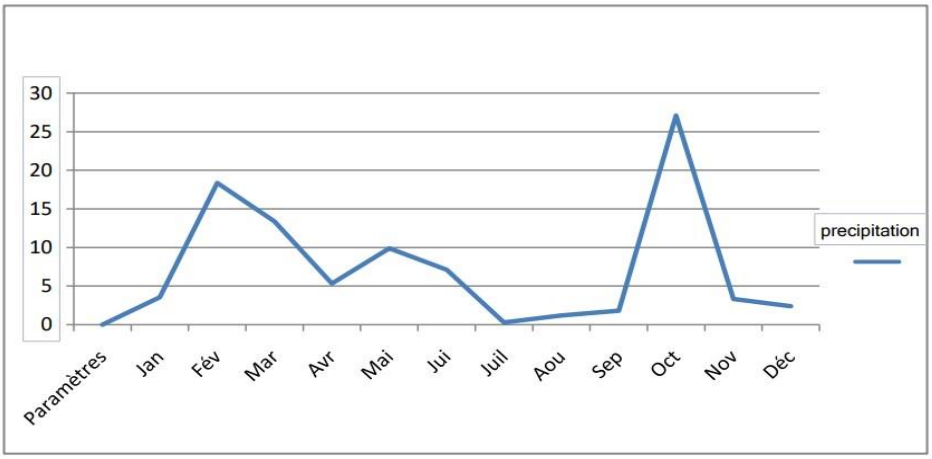


Figure (Ⅲ. 3) : : Diagramme ombrothermique de la région de temezguida wilaya de Médéa (2005-2011)

III.4.1. Température

Un facteur aussi important qui joue le rôle de catalyseur pour certaines réactions chimiques dans la pollution atmosphérique générée par le trafic routier, il s'agit donc de la température. D'après l'analyse de **tableau (III.1)** ce paramètre varie selon les zones avec une moyenne maximale de **34.5** °C. [32]

III.4.2. Pluviométrie

Les précipitations sont également considérées comme un facteur très important dans les études d'impacts, puisqu'elles peuvent avoir une action directe sur la diminution de la concentration et même le transport des polluants.

L'analyse de **tableau(III.1)**, et de la **figure (III-5)** montre que dans la région de Draa EL Samar, le niveau pluviométrique annuel dépasse **93.8 (mm/an)** durant la période (2005-2011) et les variations pluviométriques sont moyenne, et peuvent atteindre **27.1 (mm)** pour le mois d'octobre.

III.4.3. L'Olistrosomes

Il s'agit d'une formation d'âge miocène inférieur, formant souvent les semelles des nappes gravitaires de Flysch, constituée d'une matrice litée ou chaotique de nature argileuse ou pélitique dans laquelle sont dispersés de petits débris accompagnés d'Olistolites de tailles variables.

III.4.4. Nappe

L'origine de ces nappes demeure encore controversée ; ce sont des formations essentiellement argileuses avec quelques barres gréseuses. Elles sont en discordance stratigraphique par des formations sédimentaires d'âge Miocène plus élevées appelés formations post nappes.

III.4.5. SISMICITE

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 Boumerdes, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0 sismicité 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°1 "carte de zonage sismique". Nous remarquons que le site étudié se trouve sur **la zone IIa *de sismicité***, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99, de 0,10 et 0,25 selon le groupe d'usage du bâtiment

III.5. Profil géologique du site

Le profil géologique a été établi sur la base des coupes de sondages carottés, des essais de pénétration, et complété avec les données recueillies sur terrain (affleurements, désordres observés). Le profil géologique est constitué principalement de deux couches, il s'agit donc de haut en bas :

- Couche 1 : sable argileux.
- Couche 2 : sol gypseux.

III.6. Reconnaissance géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui sera utilisée dans les calculs.

On a plusieurs essais (essais in-situ et laboratoire) qui ont été effectué par le laboratoire, ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols du terrain concerné. Les données utilisées dans cette étude ont été collectées au niveau par BET MEZAAD. Différents essais ont été réalisés In-situ et en Laboratoire. Ces derniers ont été effectués après l'apparition de ce glissement.

III.6.1. Désordres observés et diagnostique du terrain de PK 54+ 050 :

Les observations de ce terrain ont été effectuées grâce aux visites qu'on a rendues à ce site. Ces observations ont mis en évidence la présence de certains phénomènes qui ont apparu sur ce site telle que la présence des fissures (ruptures), des suintements et des signes d'instabilités le long du versant aval.

III.6.1.1. Signes d'instabilités du versant aval

Ce glissement a été apparu du côté aval du talus. Probablement, ce glissement s'est produit due à l'absence de la butée sur le côté aval de ce talus. Cette dernière est supposée de soutenir tout mouvement suite aux travaux de terrassement dans le cadre de l'aménagement du site urbain.



Figure (Ⅲ. 4) : signe d'instabilité du versant aval

III.6.1.2. Affaissement de la route RN18 :

Probablement, cet affaissement s'est produit à cause d'une érosion dont l'eau de la pluie avait érodé le sol .D'autre part, l'exploitation des ressources souterraines peuvent également entrainer un affaissement dont l'extraction de pétrole, de gaz naturel ou d'eau souterraine sont les principales causes de ce phénomène.



Figure (Ⅲ. 5) : Affaissement de la RN18

III.6.1.3. Stagnation des eaux usées et disfonctionnement du système de drainage :

La stagnation des eaux usées (l'accumulation d'eau) est un phénomène qui peut affecter aussi un glissement où les eaux dans ce cas ne peuvent pas s'écouler librement dans le sol en raison de l'absence de drainage dans ce terrain (tranchée drainante ou matelas drainants). Cette accumulation d'eaux peut causer des problèmes et endommages sur les infrastructures souterraines comme les fondations des bâtiments qui peuvent être à proximité de ce glissement.



Figure (Ⅲ. 6) : stagnation des eaux usées

III.6.1.4. Chargement aléatoire de la partie amont par remblais et déblais :

Au cours des années et à cause de l'ajout de matériaux (pierres et sable) en raison d'élever le niveau de terrain un chargement aléatoire peut s'effectuer sur ce terrain ainsi que l'excavation de déblais enlèvement de matériaux tels que des roches, de la terre ou du sable pour abaisser le niveau de terrain.

Ce type de chargement est dit aléatoire car il est difficile de prédire précisément comment le sol réagira à ces changements parce que les caractéristiques géologiques et géotechniques des matériaux peuvent varier considérablement. Ceci implique une distribution inégale des forces et des contraintes sur le sol. Cela signifie l'affection de la stabilité et la résistance des structures qui sont construites à proximité de ce site.

Pour éviter tout problème de chargement aléatoire, il est conseillé de le prendre en compte de la partie amont par remblais et déblais lors de la conception et de la construction des structures et aussi lors de l'évaluation des risques contre les mouvements de terrain et les glissements de terrain. Une étude géotechnique par les ingénieurs géotechniciens est donc fortement conseillée en raison d'éviter ce type de risque associé à ce chargement c'est-à-dire évaluer les caractéristiques du sol.



Figure (Ⅲ. 7) : chargement aléatoire

III.7. Reconnaissance in-situ

Dans la zone du projet qu'on veut étudier la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée par BET MEZAAD a consisté en la réalisation de :

- **12 essais de pénétration :** réalisés et poussés jusqu'au refus. Les essais pénétromètre dynamiques ont été réalisés dont le but de connaitre la capacité portante actuelle du sol, la compressibilité et ainsi que la lithologie du site.
- **2 sondages carottés (SC1 et SC2) :**
- Les sondages carottés ont atteint les profondeurs de 10m et 18m par rapport au TN, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le site.

  Ces deux sondages nous ont permis de connaitre la nature des couches traversées et de faire des prélèvements d'échantillons intacts pour des fins d'analyses en laboratoire.



Figure (Ⅲ. 8) : reconnaissance in situ

- Des essais de laboratoire, ont été réalisés sur des échantillons prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs. Les essais ont été réalisés principalement sur les formations instables. Deux types d'essais ont été réalisés :
- Essais d'identification physiques ;
- Teneur en eau naturelle (W_N) ;
- L'analyse chimique ;
- Masse volumique à l'état humide et sec (γ_d, W_L, I_P)
- Granulométrie ;
- Cisaillement à la boite ;
- Compressibilité à l'œdomètre
- L'implantation des sondages carottés et les essais de pénétration dynamique.

III.7.1. Organisation des essais in situ

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le BET MEZAAD a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- (02) deux sondages SC-1, SC-2 carottés de 10m et 18m respectivement de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement.
- (12) essais pénétromètres dynamiques sont faites dans les sondages, noté SP.

III.7.2. Interprétation des essais in situ :

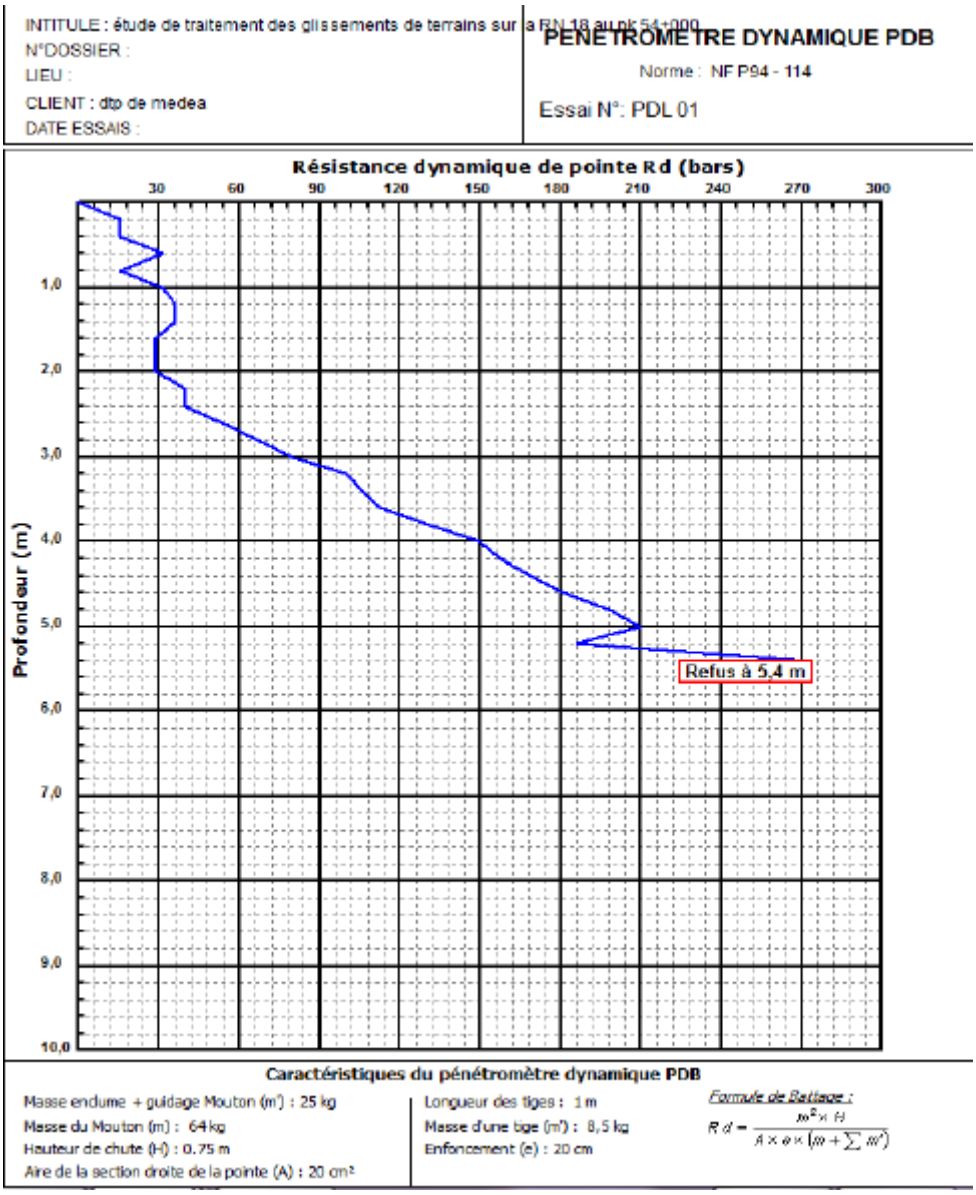


Figure (Ⅲ. 9) : essai de pénétromètre dynamique

III.7.2.1. Sondages carottés

- **Résultats obtenus**

Les sondages de reconnaissances réalisés au site étudié a montré que le sol de celui-ci est constitué essentiellement d'une couche de sable argileux qui se repose sur une couche de sol gypseux.

- ✓ **Sondage 01 :**

0.00-0.50 : terre végétale

0.50-15.00 : argile brunâtre avec passage des grés

15.00-18.00 : argile marneuse

- ✓ **Sondage 02 :**

0.00-1.50 : argile brunâtre

1.50-8.00 : argile marneuse

8.00-1.00 : marne grisâtre. [32]

III.7.2.2. Pénétration dynamique :

c-1- Résistance en pointe pénétromètriques R_P:

Les diagrammes pénétromètriques des (12) sondages réalisés montrent que :

1- Une homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la superposition des pénétrogrammes ;

2- Une bonne résistance en pointe $\boldsymbol{R_P}$ est enregistrée à partir de deux mètre de profondeur

3- Tous les essais ont montré présence des refus sur une profondeur de 2 (m) a 3 (m)

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter, les valeurs suivantes de la résistance en pointe $\boldsymbol{R_P}$ (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur.

c-2- Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée$\boldsymbol{q_L}$, 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 : $q_{adm} = \boldsymbol{q_L}/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

La valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : $q_{adm} = \boldsymbol{R_P}/20$

Tableau (Ⅲ. 2) : les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur

Zone	I
Capacité portante (bars)	1.5
Ancrage des fondations / terrain naturel	2

III.8. Reconnaissance en laboratoire

Compte tenu de la nature des échantillons prélevés au droit de chaque sondage carotté ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueurs réalisée par BET MEZAAD.

III.8.1. But

Pour la caractérisation des différentes couches constituant les terrains rencontrés, des essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sols représentatifs prélevés des sondages carottés. Les résultats des essais serviront de base pour l'établissement de profils géotechniques types pour les besoins de l'étude de stabilité.

III.8.2. Organisation des essais au laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques programme à savoir Deux types d'essais de laboratoire sont prévus :

III.8.2.1. Essais physiques

Ils permettent la détermination des valeurs des paramètres physiques essentiels pour l'identification et la classification des matériaux. Pour chaque type d'essai, il est prévu huit

(**08**) à dix (10) essais.

- Densité en place,
- Teneur en eau, (NF P94-053).
- Granulométrie, (NF P 94-056 / NF P 94-057).
- Limites d'Atterberg
- Essais chimiques (taux de carbonates (Ca CO3), taux de sulfates (So4-2)). [32]

III.8.2.2. Essais mécaniques

Les essais mécaniques quant à eux, ils permettent la détermination des caractéristiques mécaniques, en l'occurrence la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (**φ**) des matériaux. Les essais ont été réalisés principalement sur les couches susceptibles de glisser (ou tasser). Les types d'essais à réaliser sont :

a) Essais de cisaillement à la boite

Pour la détermination de la cohésion et l'angle de frottement. Les essais seront réalisés sur les échantillons paraffinés. Il est prévu 4 à 6 essais, selon l'homogénéité des sols.

b) Essais œdométriques

Ils permettent d'apprécier l'état de consolidation en place des sols, ils permettent, également, de déterminer le coefficient de consolidation (Cc). Il est prévu 4 à 6 essais œdométriques.

III.8.3. Résultats des essais au laboratoire

III.8.3.1. Essais physiques

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectues sur le site. On définit les paramètres suivant :

a) Courbe granulométrique

La courbe granulométrique d'un sol, est la distribution des grains suivant leur dimension. La courbe granulométrique, c'est une représentation graphique donnant

- En ordonnée arithmétique, le tamisât cumulé (**%**),
- En abscisse logarithmique, le diamètre des grains (**mm**).

L'essai se fait par tamisage sous eau selon la norme **NFP P94 -056**.

b) Teneur en eau w

La teneur en eau d'un sol, c'est le rapport de poids de l'eau évaporée lors de l'étuvage (**Pw**)

Sur le poids de matériau sec (**P_s**)

$$w = \frac{\rho_w}{\rho_s}$$ *Equation (Ⅲ. 1)*

L'essai se fait par pesées 2 pesées avant et après étuvage à 105 °C, selon la norme **NF P94 -050**.

c) Poids volumique γ

Le poids volumique d'un sol (**γ**) est le quotient de poids (**P**) du sol par le volume qu'il occupe

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{\rho}{V}} \qquad \textit{Equation (III. 2)}$$

L'essai sera réalisé selon la norme (**norme NF P 94 – 053**).

d) Limites d'Atterberg

Ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau (**WL**) pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle se ferme après un certain nombre de chocs.
- Recherche de la teneur en eau (**WP**) pour laquelle un rouleau de sol, se fissure.

L'indice de plasticité. $\boldsymbol{I_{P=W_L-W_P}}$

L'essai se fait selon la norme **NF P 94 – 051**.

e) Teneur en carbonate $CaCO_3$

Par convention, la teneur en carbonate d'un matériau est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec. L'essai se fait dans des conditions de température et de pression connues (norme **NF P 94 –048**).

III.8.3.2. Essais mécaniques

L'étude de la résistance au cisaillement (**C**, **φ**) au laboratoire fait appel à deux principaux types d'essais :

- Essai de cisaillement direct (boite de **Casagrande**),
- Essai triaxial.

Les essais permettent la mesure des caractéristiques à la rupture du matériau. Les essais se font selon des conditions et les objectifs visés.

Les conditions d'essais sont :

- Consolidation ou non avant le cisaillement,

- Conditions de drainage pendant le cisaillement.

a) **Appareil de cisaillement direct**

L'essai est simple et ancien, il fait suivant la procédure (Norme **NF P 94 – 071**) suivante :

- Cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé,
- Eprouvette de sol entre 2 demi-boites,
- Effort normal,
- Déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boites, - Force de cisaillement mesuré par un anneau dynamométrique,
- Mesure de la variation de hauteur.

b) **Essai œdométrique**

Le principe de l'essai œdométrique permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformation transversale nulle) et de mesurer sa variation ΔH de hauteur H. Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

La courbe œdométrique (**e, log σ_V**) donnant les variations de l'indice des vides (e) en fonction de la contrainte effective (σ'_V) appliquée à l'éprouvette.

Les paramètres de l'essai, sont déterminés à partir de la courbe œdométrique.

- Indice de compression C_C,
- Indice de recompression C_S.
- Contrainte de pré consolidation σ'_P.

L'essai œdométrique est réalisé conformément à la norme **XP P 94 – 090 -1**. [2]

III.9. Résultats obtenus

Les tableaux ci-après, regroupent les résultats obtenus au laboratoire. Les essais ont été réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches de terrain rencontrées dans les sondages carottés. [32]

1-2 Granulométrie :
Légende :
% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm
% < 80 µm: Pourcentage des passants inférieurs à 80 µm

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	Interprétation des résultats
SC N° 01	3.00-3.50	90	63.94	SOL FIN
	6.00-6.50	97	83.76	SOL FIN
	15.00-16.00	100	96.91	SOL FIN
SC N° 02	2.50-3.00	92	77.36	SOL FIN

1-3 Limites d'Atterberg:
Légende :
WL (%) : Limite de liquidité.
WP (%) : Limite de plasticité.
IP (%) : Indice de plasticité.

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	Interprétation des résultats
SC N° 01	3.00-3.50	26.06	13.7	12.36	Sol peu plastique
	6.00-6.50	37.06	20.83	16.23	Sol peu plastique
	15.00-16.00	39.56	24.06	15.5	Sol peu plastique
SC N° 02	2.50-3.00	34.2	17	17.2	Sol peu plastique

2 - Essais mécaniques :
2 - 1 Essais de compressibilité à l'oedomètre :
Légende :
P_C (bars): Pression de consolidation.
C_C (%) : Coefficient de compressibilité.
C_G (%) : Coefficient de gonflement.

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	P_C (bars)	C_C (%)	C_g (%)	interprétation
SC N° 01	2.00-2.40	2.24	49.41	12.49	Le sol est, trés compressible et gonflant
SC N° 02	6.40-6.90	2.54	33.16	9.70	Le sol est, trés compressible et gonflant

Figure (Ⅲ. 10) : Des tableaux récapitulatif pour les essais physiques et mécaniques

2 - 2 Essais de cisaillement direct (Boite de Casagrande) :

Légende :

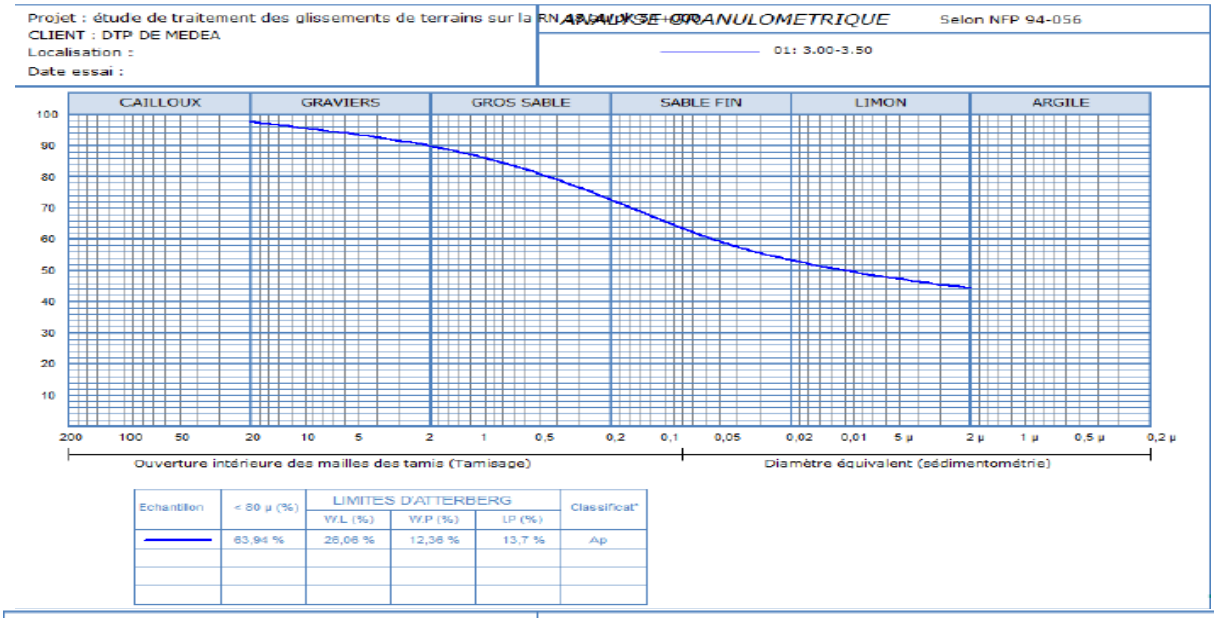
C : Cohésion non drainée.

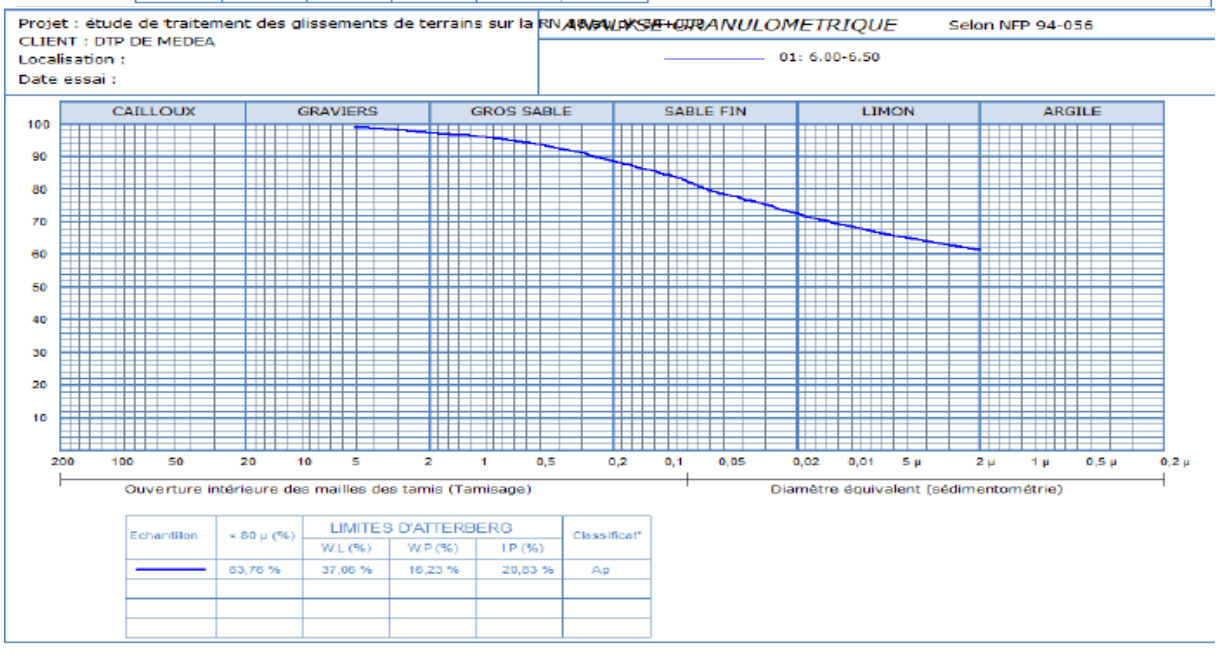
Φ: Angle de frottement.

Tableau recapitulative

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ (°)	C (bars)
SC N° 01	4.00-6.00	UU Sat	24.39	0.65
	6.00-6.50	UU Sat	24.80	0.99
	15.00-16.00	UU Sat	26.36	0.49
SC N° 02	8.00-9.00	UU Sat	26.36	0.49

Figure (Ⅲ. 11) suite des résultats pour les essais mécaniques





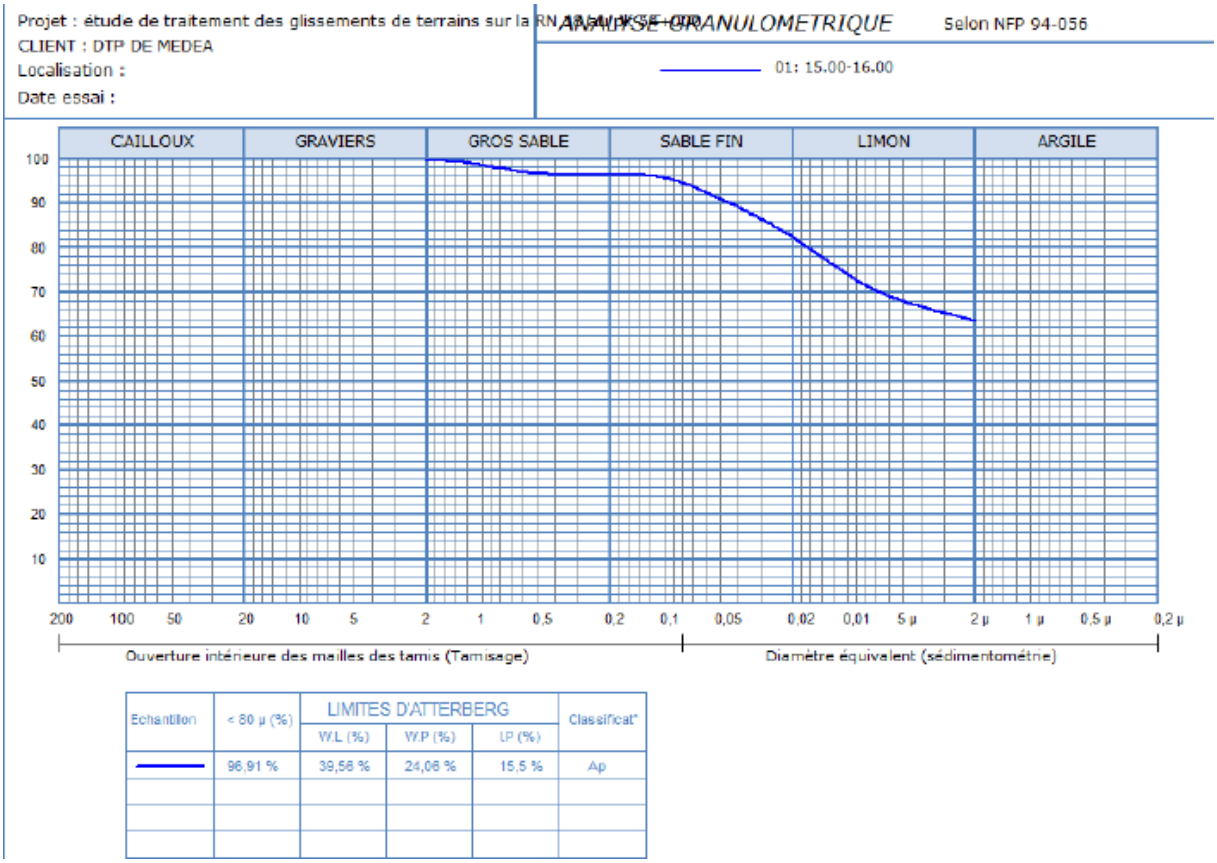


Figure (Ⅲ. 12) Courbes Analyses Granulométrique(SC1-SC2)

III.10. Exploitation et interprétation des résultats

1) Les observations de terrain ont mis en évidence la présence :

- Ruptures et résurgences le long de la partie douce du versant aval,
- Endommagement des gabions de la file inférieure,
- Gabions déformés de la file supérieure,0
- Regard d'évacuation supprimé,
- Ouverture de la fissure transversale colmatée.

2) Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 4.8m à

8.2 m. Les faux refus correspondent à la présence des bancs gréseux durs, ces derniers ont été mis en évidence par les sondages carottés (SC1 et SC3).

3) Les trois sondages carottés réalisés, ont mis en évidence une hétérogénéité des matériaux rencontrés.

4) Cependant, le profil géologique semble être constitué de trois principales couches, à savoir de haut en bas :

- **Couche 1** : Argile graveleuse brune à alluvions grossières brunes.

Son épaisseur varie entre 3.0m et 5.5m.

- **Couche 2** : Argile limoneuse à sable argileux, renfermant des débris de grès jaunâtres.

  Son épaisseur varie de 5m à 14.m.

- **Substratum**, constitué d'une argile limoneuse gris verdâtre.

a) Les matériaux testés appartiennent aux sols fins et sols grenus dits : argiles et sables limoneux. Les sols argileux, présentent des teneurs en eau variant de 9% à 16%, correspondant à des degrés de saturation **55%≤Sr≤82%**; c'est-à-dire ils sont secs à humides. Ils sont caractérisés par des limites de liquidité 42%≤WL≤58% et de l'indice de plasticité 20%≤IP≤34%, selon la classification de Casagrande ; ils sont moyennement plastiques à très plastiques. Les valeurs des carbonates variant de 5% à 18%, ces valeurs caractérisent des sols argileux à argileux marneux.

b) Les matériaux argileux analysés, sont caractérisés par des valeurs de cohésion variant de 0,44 bar et 0,50 bar et des valeurs de l'angle de frottement **12°≤φ≤17°**.

c) Les essais œdométriques ont donné des valeurs de la pression de consolidation comprises entre 1,70 bar à 2,14 bars, et des indices de compression 7%≤Cc≤19%. Ces valeurs caractérisent des sols sur consolidés, et faiblement compressibles.

d) La campagne de reconnaissance, a permis à l'établissement d'un profil géotechnique du site.

III.11. Conclusion

A travers de ce chapitre, on peut conclure que la région de Médéa est caractérisée par une géologie variée d'âge différent, et l'hydrogéologie de cette région caractérisée par des eaux de nappe, aux conditions géologiques et géomorphologiques néfastes du versant aval : couche épaisse d'éboulis sur substratum, Aux eaux de ruissellement mal collectées Le climat de la région est caractérisé par une moyenne précipitation et une température variée. La sismicité est moyenne, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

Les reconnaissances géotechniques du site de glissement localisé sur le côté du Draa Samar sur la route nationale 18 au PK 54+050, sont basées sur les résultats de la compagne d'investigation in-situ et laboratoire ont permis de reconnaitre les différentes formations qui composent le sol du site. Le versant est constitué par une variabilité de différents types et la campagne de reconnaissance géotechnique, a mis en évidence une hétérogénéité des matériaux constituant le site. Cependant, le profil géologique représentant le site, semble être constitué de trois principales couches :

- **Couche 1** : Argile brunâtre ;

-C**ouche 2** : Argile marneuse ;

-**Couche 3** : Marne Grisâtre.

1- Les observations de terrain ont mis en évidence les désordres suivants :

- Ruptures et résurgences sur la partie douce du versant aval,
- Une partie des gabions endommagés de la file inférieure,
- Déformations des gabions de la file supérieure,
- Regard d'évacuation supprimé,
- Glissement affectant l'accotement,
- Ouverture de la fissure transversale colmatée.

2- Les matériaux argileux, sont moyennement plastiques à très plastiques, ils présentent de caractéristiques mécaniques moyennes.

3- Les principales causes ayant engendré les désordres sont liés :

- Aux eaux de nappe,
- Aux conditions géologiques et géomorphologiques néfastes du versant aval : couche épaisse d'éboulis sur substratum,
- Aux eaux de ruissellement mal collectées

Chapitre IV Etude de la stabilité de site d’étude

IV.1. Introduction

Les méthodes numériques (simulation numérique) en géotechnique sont en constante amélioration, encouragées par l'accroissement exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des totaux d'accès et de mise en œuvre.

Pour vérifier la stabilité de ce glissement circulaire, il est important d'effectuer des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4» dont le calcul est basé sur la méthode des tranches de Bishop.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4)

Talren 4 est un logiciel développé par TERRASOL, bureau d'ingénieur conseil en géotechnique, il permet aussi de vérifier la stabilité des ouvrages géotechniques (pentes naturels et talus artificiels), avec ou sans renforcement.

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des sols et de déterminer la surface de rupture potentielle au niveau de cercle critique et calculer le coefficient de sécurité, avec prise en compte de différents types de renforcement : (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles , terre armé et bandes de renforcement)

Le logiciel Talren 4 permet d'étudier les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais (talus), les ouvrages en terre et les digues et d'estimer la poussée et de la buté des terres. En prenant en compte les différents types de renforcements **(Talren).** Les principaux types de données que ce logiciel peut prendre en compte sont :

- La géométrie (qui peut être complexe) ;
- Les caractéristiques de sol ;
- Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels)
- Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons)
- Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupture polygonale)
- Les accélérations sismiques (horizontale K h et verticale Kv)
- Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération)

- Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : Perturbations, méthode de calcul à la rupture).
- Données obligatoires : **γ, φ, c, Δc**.

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

- Fellenius,
- Bishop,
- Perturbations et Calcul à la rupture,
- Associée aux spirales logarithmiques.

Un exemple de calcul effectué avec la méthode de calcul à la rupture est illustré dans la figure ci-dessous.

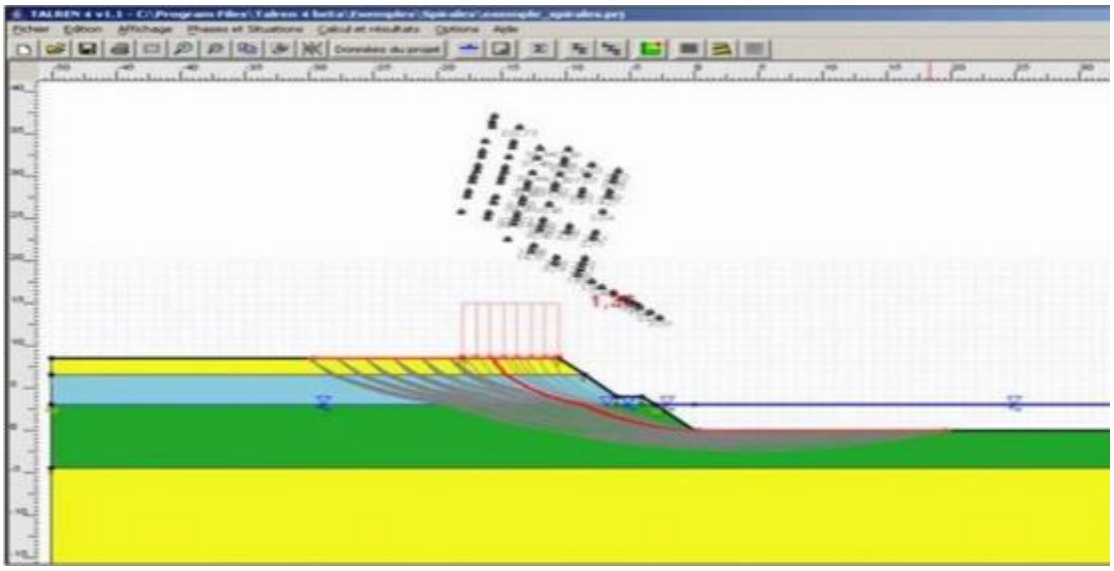


Figure (IV. 1) : Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) (Talren).

La méthode de calcul à la rupture appliquée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par Sa leçon. Cette méthode est faite dans le cas particulier des mouvements rigidifiant (champ de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe) et du critère de rupture Mohr Coulomb ($|\tau| \leq c + \sigma \tan Ø$).

L'exécution d'un calcul sur Talren 4 se fait par le principe d'arborescence :

Les phases : permettent de définir les phases de construction (activation/désactivation d'éléments, conditions hydrauliques).il est possible d'ajouter, insérer, supprimer des phases. Chaque nouvelle phase reprend par défaut la configuration définie pour la phase présidente ;

Les situations : permettent d'effectuer plusieurs calculs avec des hypothèses de calcul différente (différentes de : coefficients de sécurité, conditions sismiques, surfaces de rupture)sur une même phase.il est possible d'ajouter, copier/coller, supprimé des situations.

En effet, le calcul d'une situation est indépendant de tous les autres calculs effectués pour les autres situations du même projet.

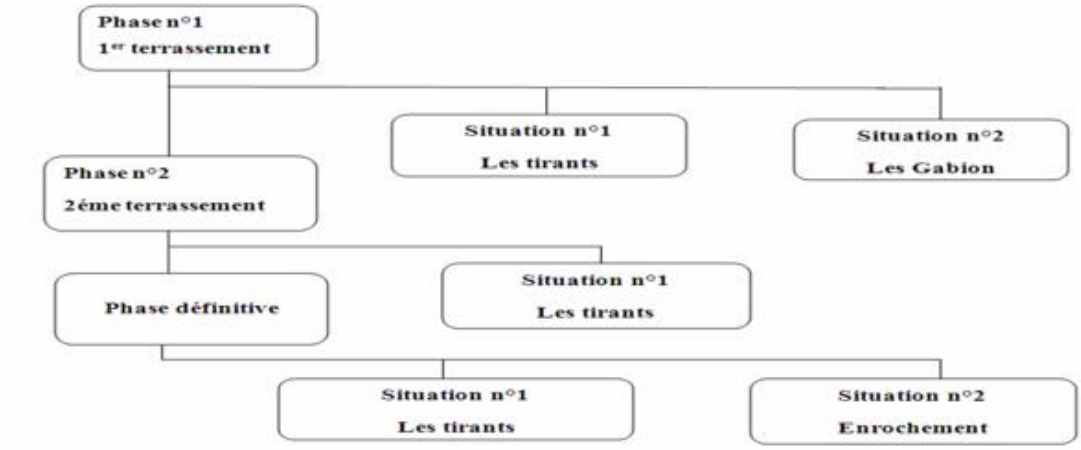


Figure (IV. 2) : Gestion du phasage et des situations en Talren 4 (Talren).

A la fin d'exécution d'un calcul, Talren 4 permet la visualisation des résultats sous forme graphique ou tabulaire (Fig.IV.3) : **ANRH(2005)**

- ✓ Tableaux récapitulatifs des données (sols, surcharges, renforcements);
- ✓ Données des résultats détaillés par surface ;
- ✓ Données des résultats détaillés par tranches ;
- ✓ □ Données les efforts dans les renforcements.

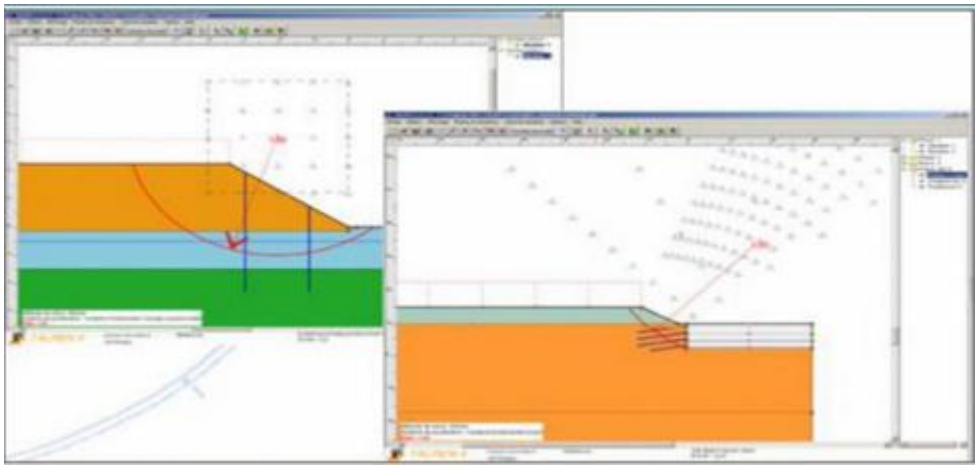


Figure (IV. 3) : Affaichage graphique des résultats

IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4

Pour chaque cas de glissement, les étapes de calcul sont faites comme suit:

1. Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial, avec prise en considération de l'action sismique.
2. Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (soutènement par un mur en béton armé), avec une prise en considération de l'action sismique.
3. Vérification de la phase transitoire pendant l'exécution des travaux de terrassement sans prendre en compte de l'action sismique.

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de perturbation, donner les résultats suivants :

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

IV.4.1. Présentation des caractéristiques du talus

La description générale du projet (la RN18 PK54+050) est dans les figures **IV.4** .

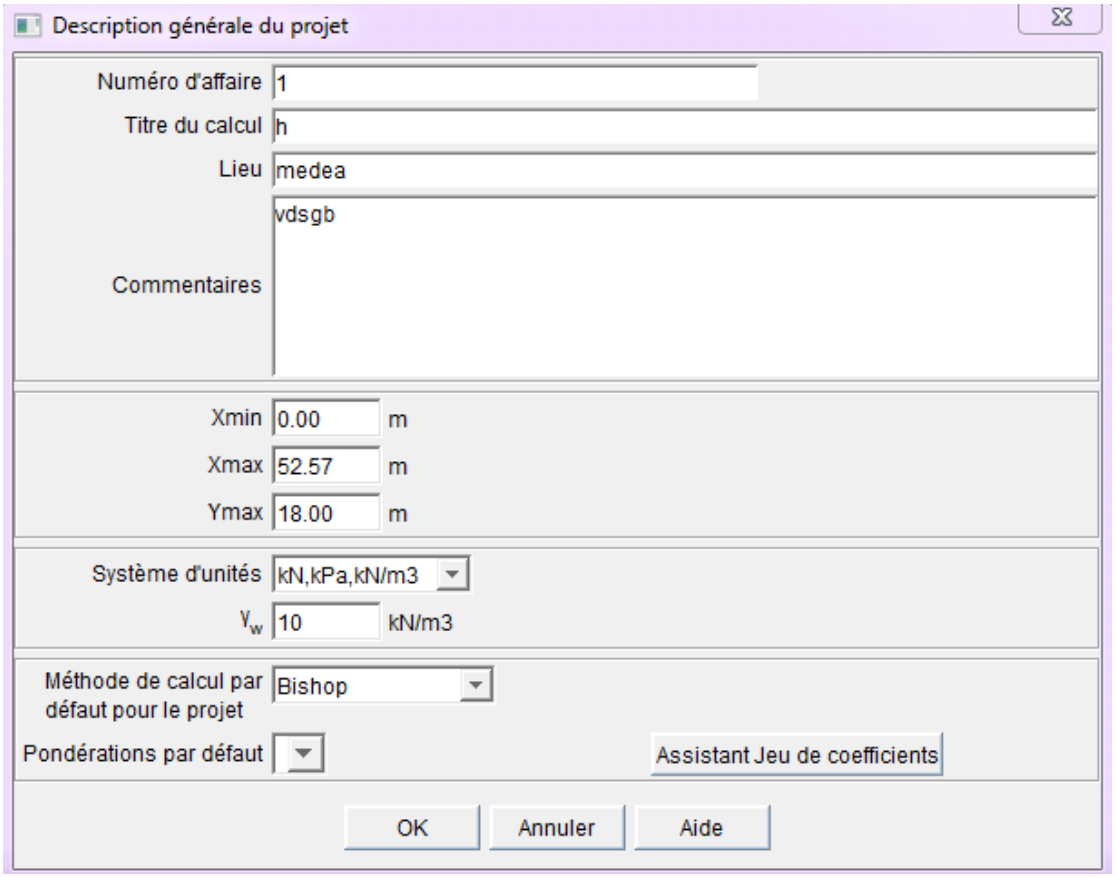


Figure (IV. 4) : Description générale du projet (RN18 PK54+050).

IV.4.2. Les couches de sols existants

Les propriétés physiques et mécaniques des couches de sol existant dans le cas de glissement (RN18 PK 54+050)

Tableau (IV. 1) : Tableau récapitulatif des propriétés physique et mécanique des couches des sols

Nom	γ (kg/m³)	φ(°)	C(KPa)
Argile Brunâtre	21.9	15	1
Argile Marneuse	20.9	30.5	1
Marne Grisâtre	21	24.8	99

IV.4.3. Données de la situation

La définition des données de situation a été faite par l'application de la méthode de Bishop, et les pondérations par l'Euro-code 7. Les figures **IV.5** représentent les donnée de situation de cas de glissement.

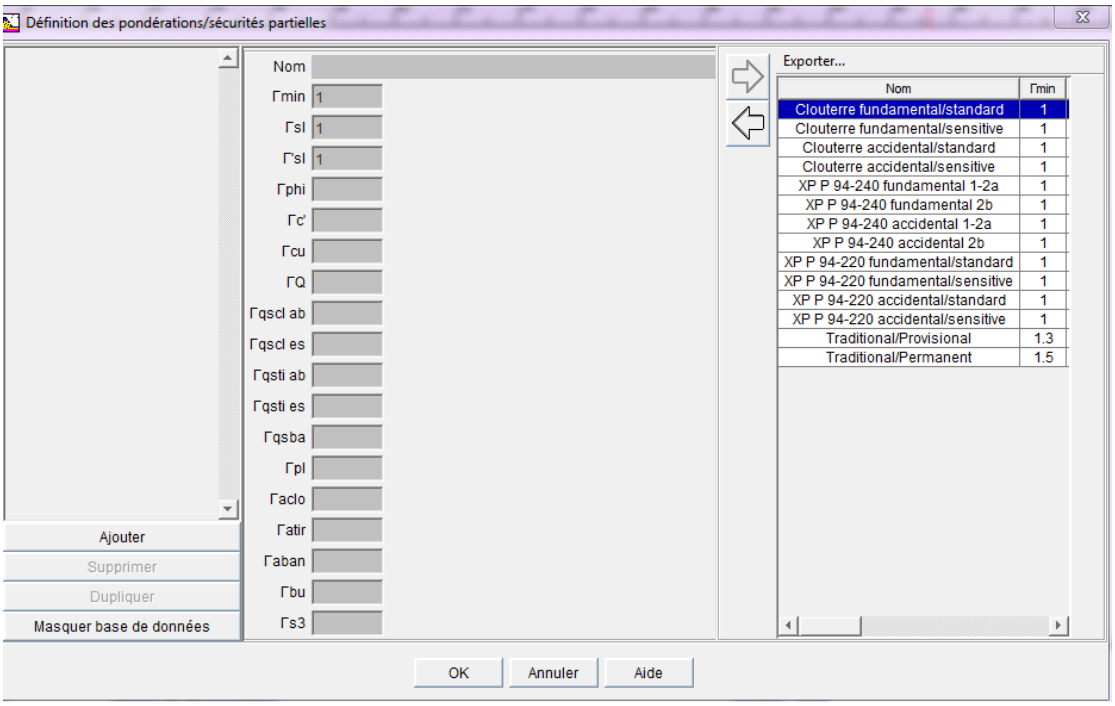


Figure (IV. 5) : Définition des pondérations /sécurité partielle (RN1 PK54+050).

Le calcul effectué par le logiciel Talren 4 a prisent compte les propriétés sismiques selon le RPA 2003, telles que :

Pour le glissement : ah/g=0.037 et av/g=0.0125

IV.4.3.1. Méthode Bishop

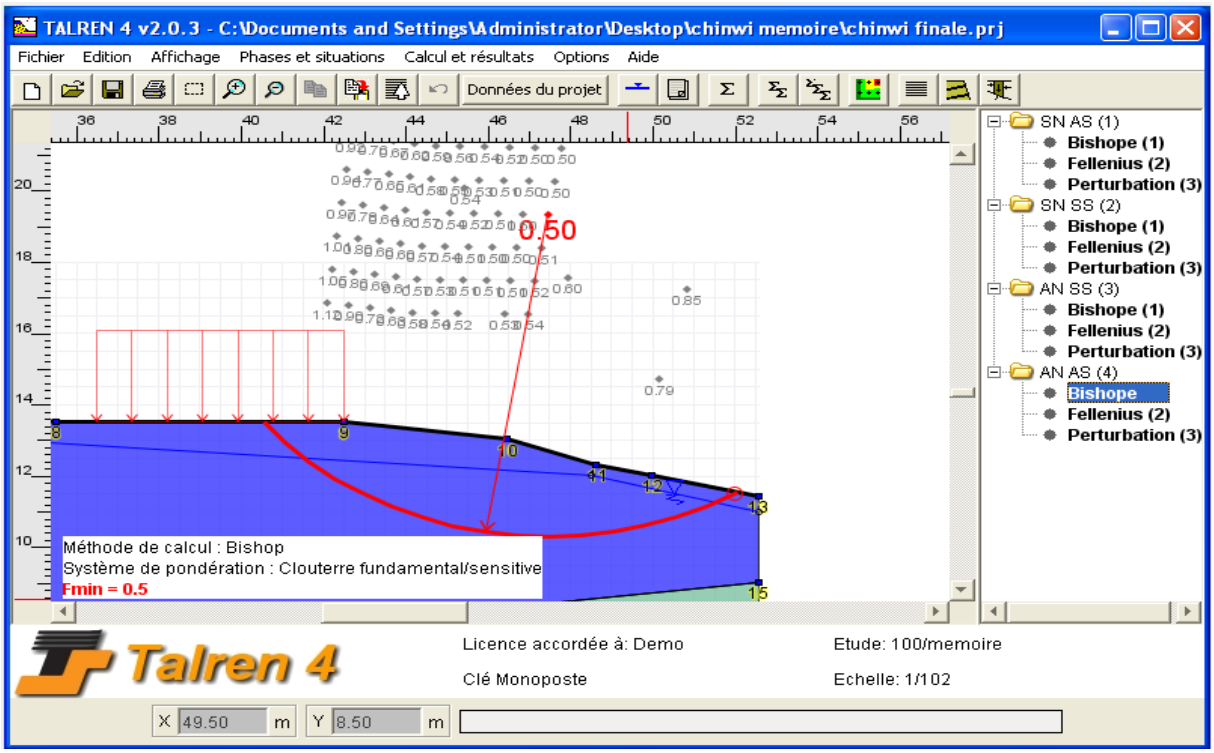


Figure (IV. 6) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.50 (avec nappe avec séisme)

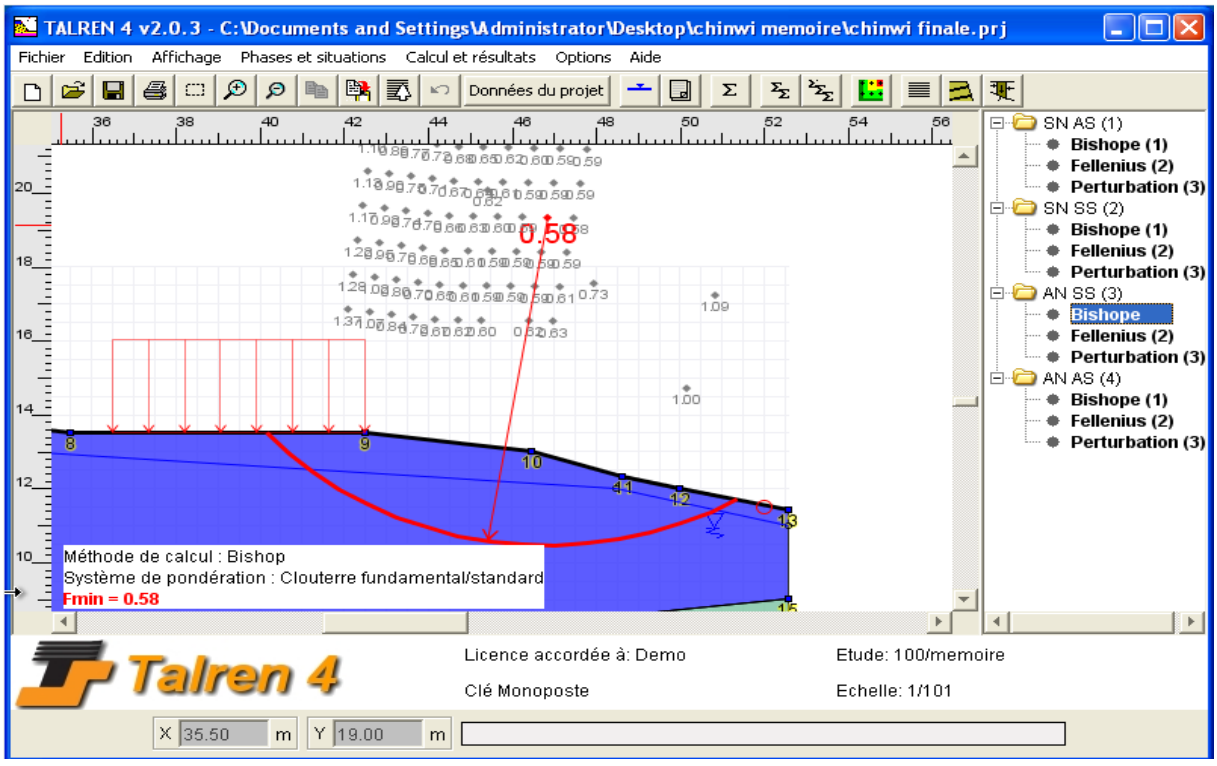


Figure (IV. 7) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.58 (avec nappe sans séisme)

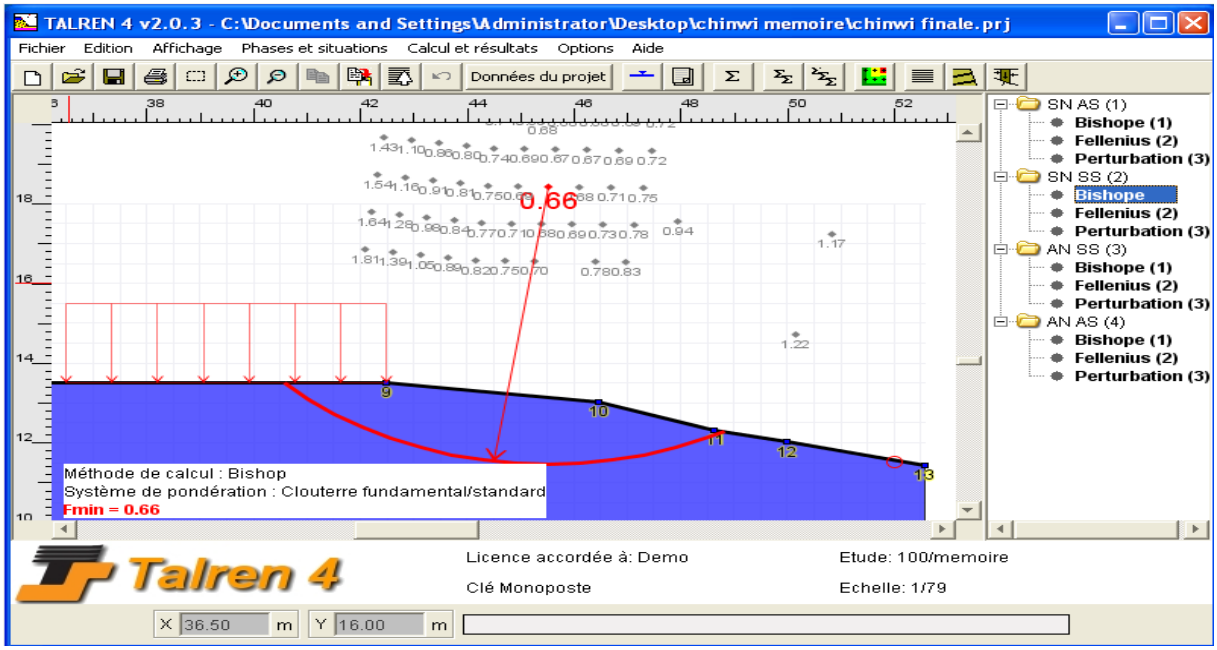


Figure (IV. 8) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.66 (Sans Nappe Sans Séisme)

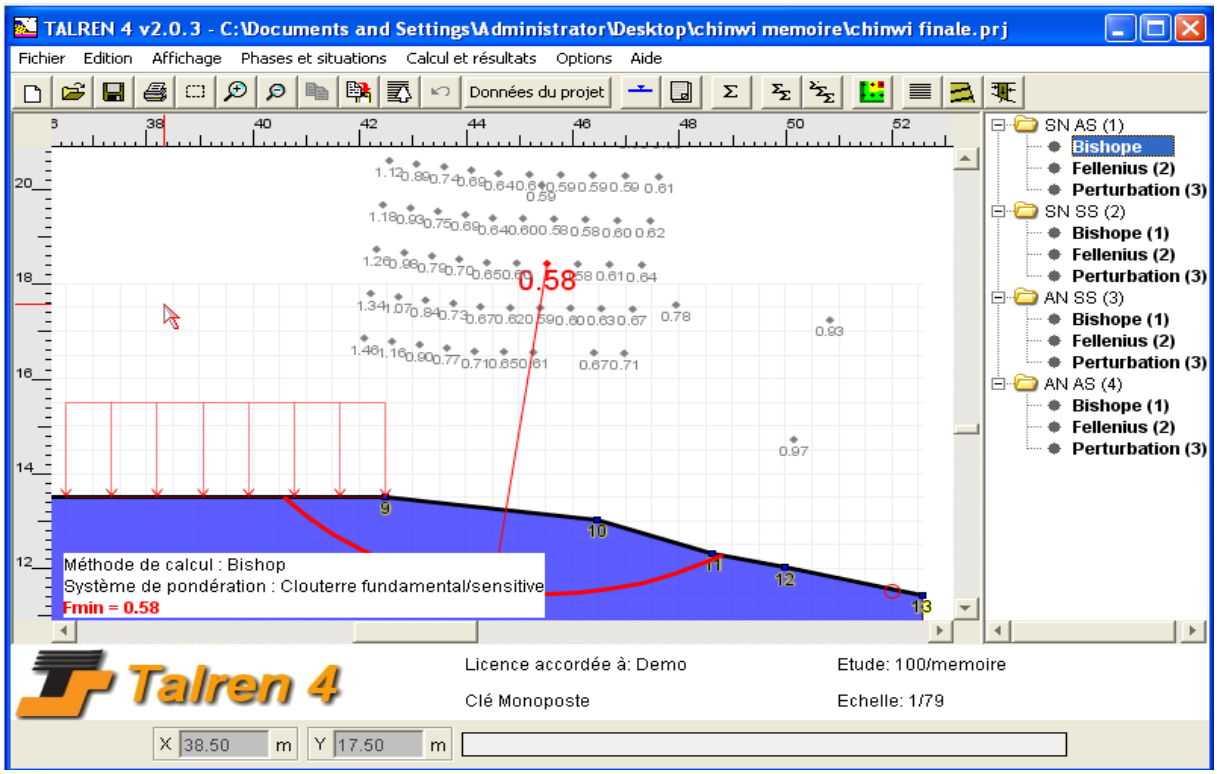


Figure (IV. 9) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.58 (Sans Nappe Avec Séisme)

IV.4.3.2. Méthode Perturbation

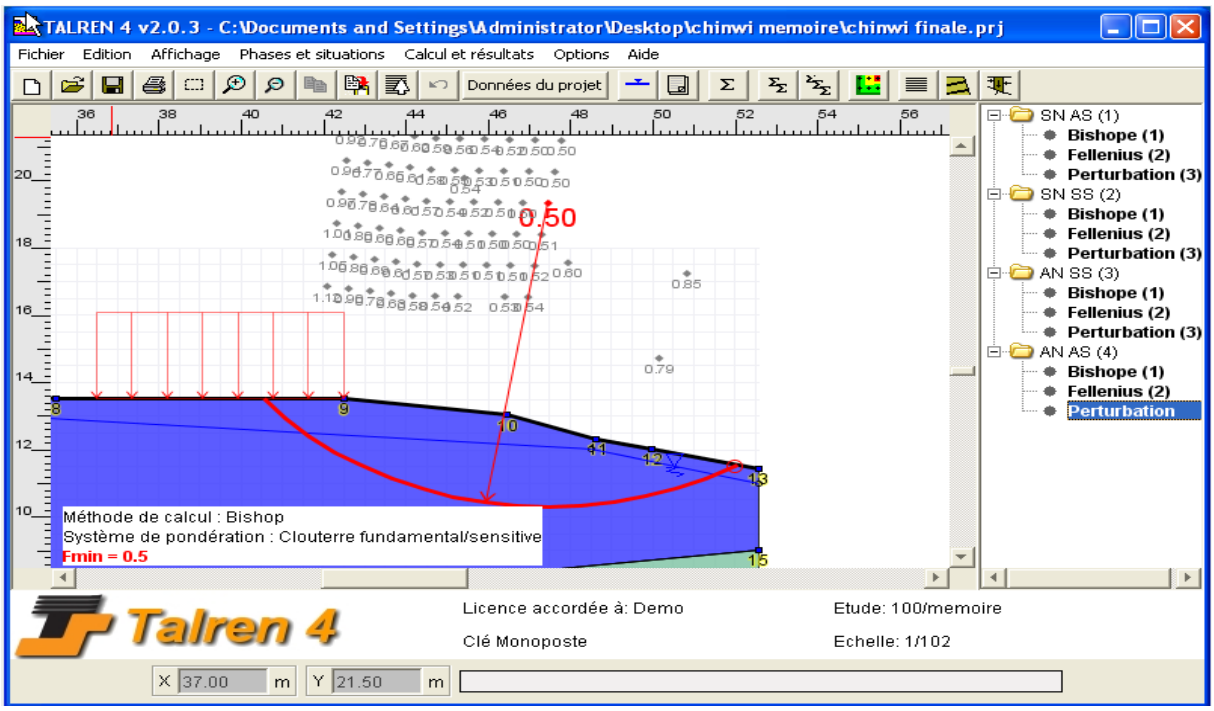


Figure (IV. 10) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.50 (Avec Nappe Avec Séisme)

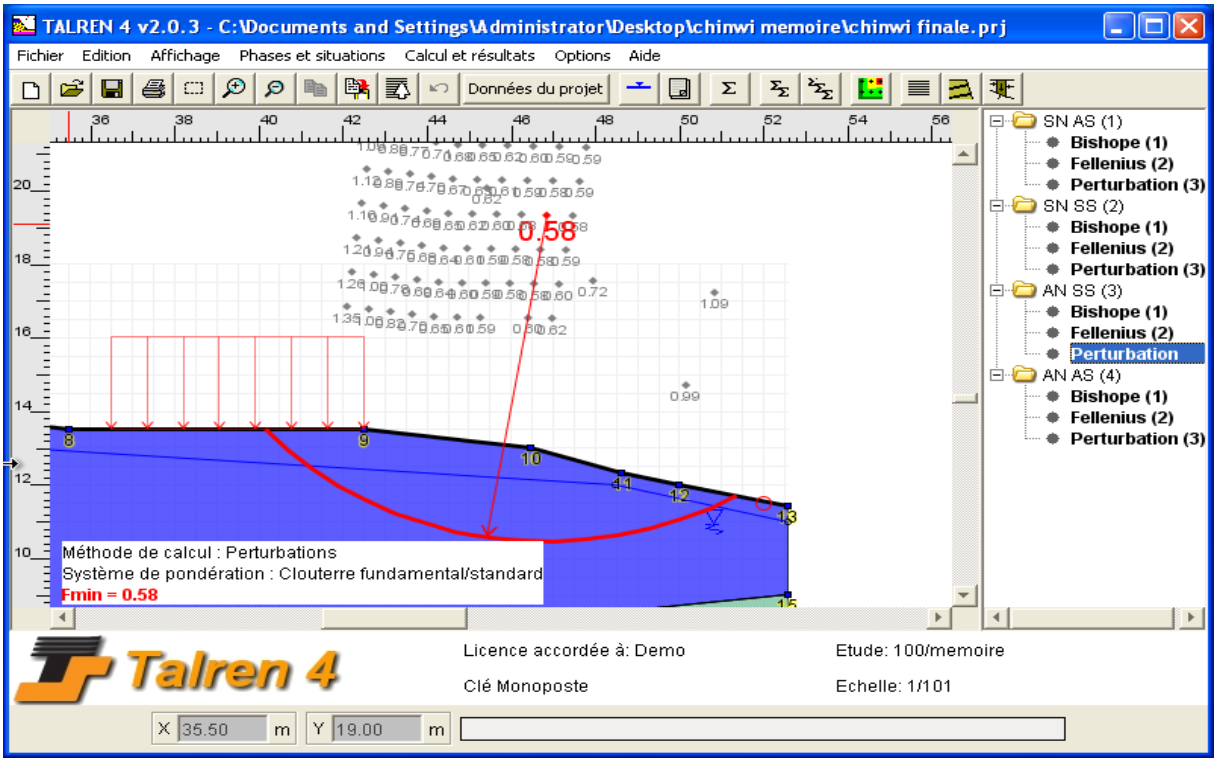


Figure (IV. 11) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.58 (Avec Nappe Sans Séisme)

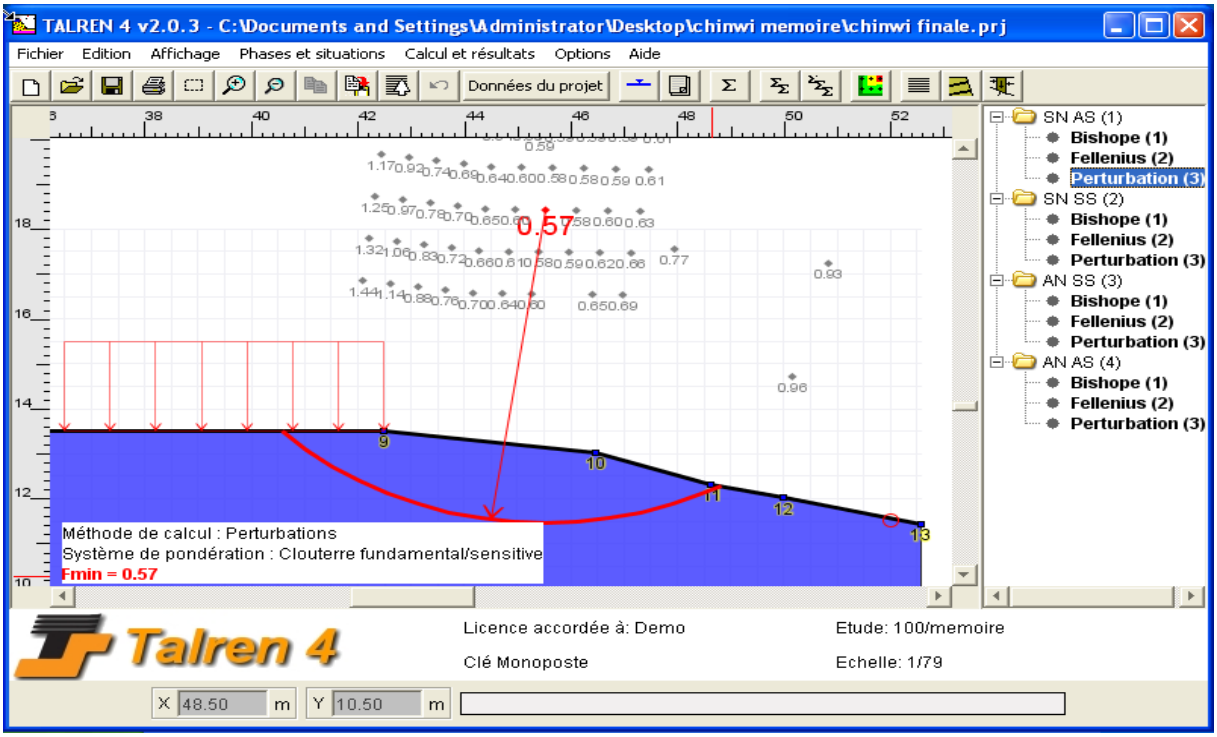


Figure (IV. 12) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.57 (Sans Nappe Avec Séisme)

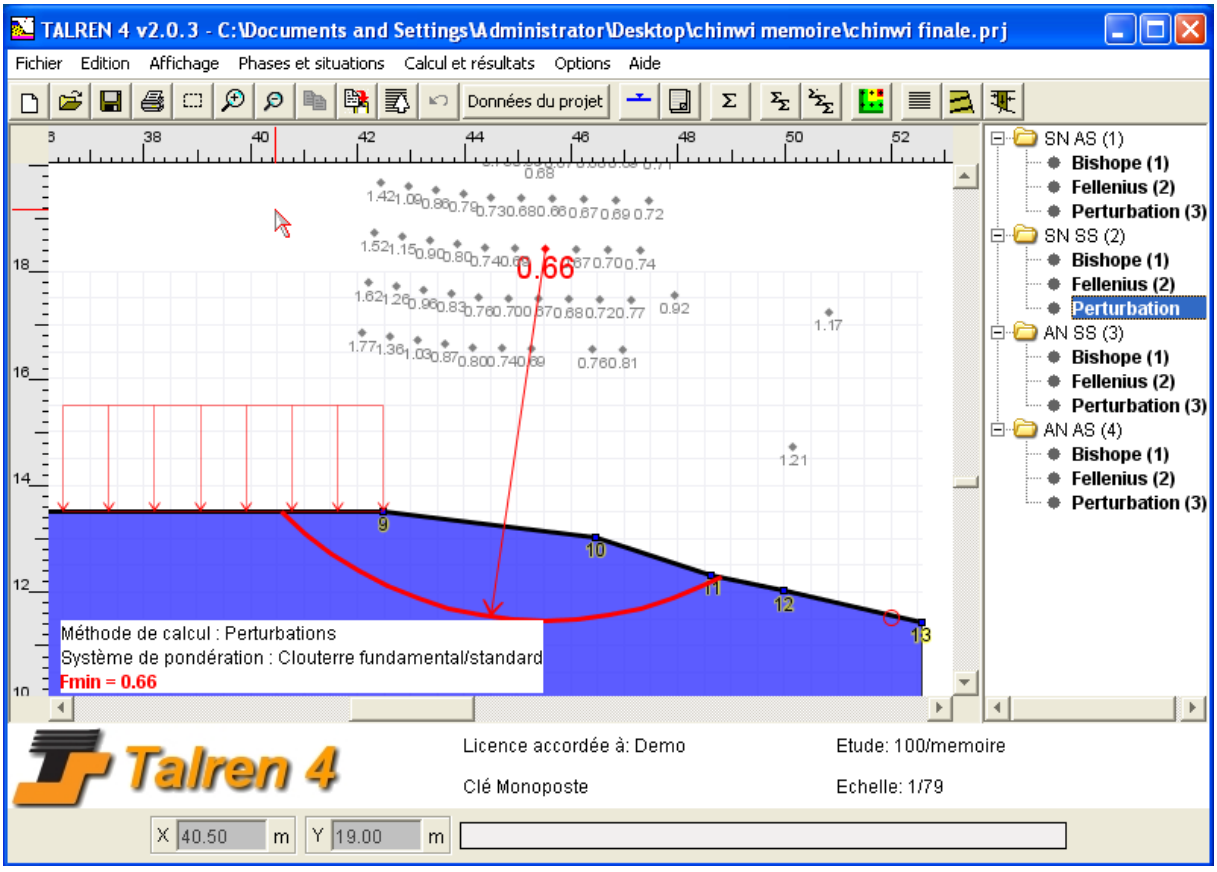


Figure (IV. 13) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.66 (Sans Nappe Sans Séisme)

IV.4.3.3. Méthode de Fellenius

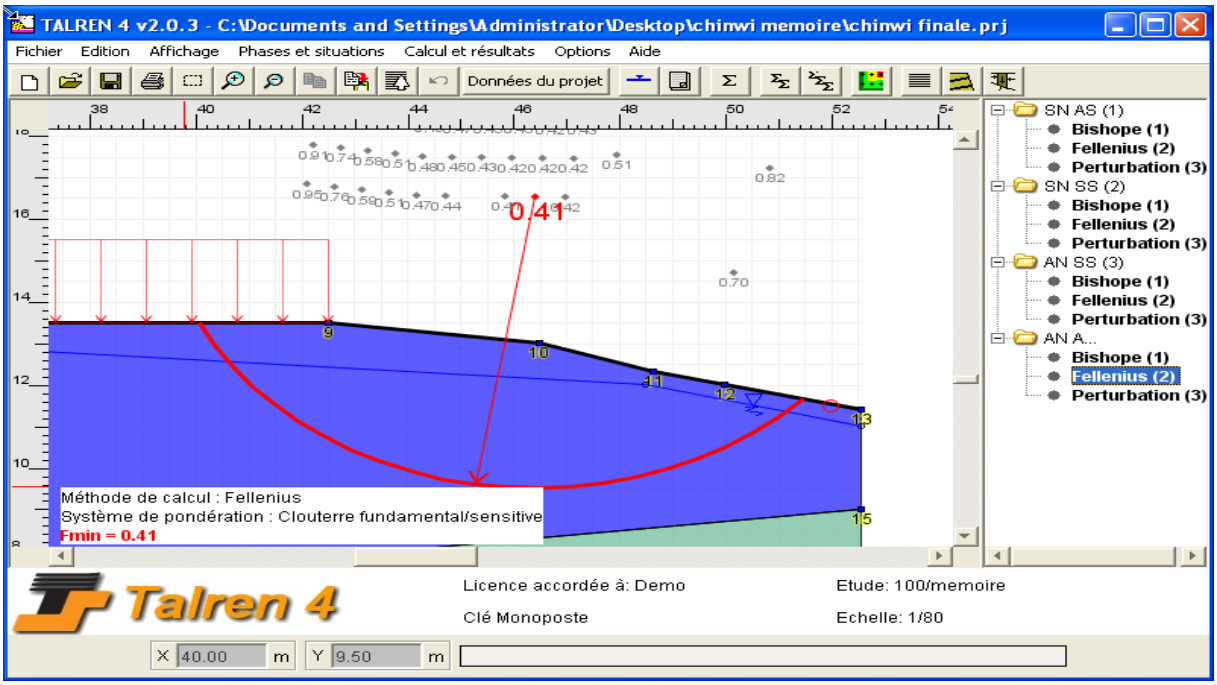


Figure (IV. 14) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.41 (Avec Nappe Avec Séisme)

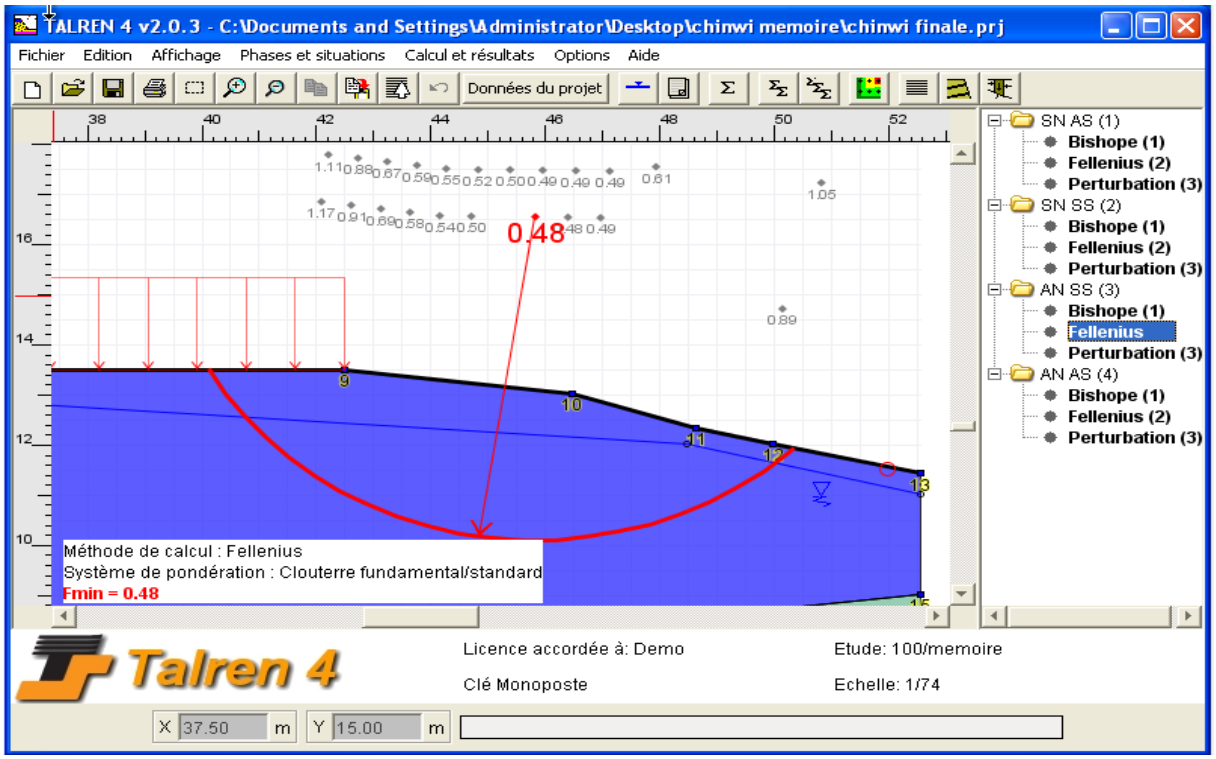


Figure (IV. 15) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.48 (Avec Nappe Sans Séisme)

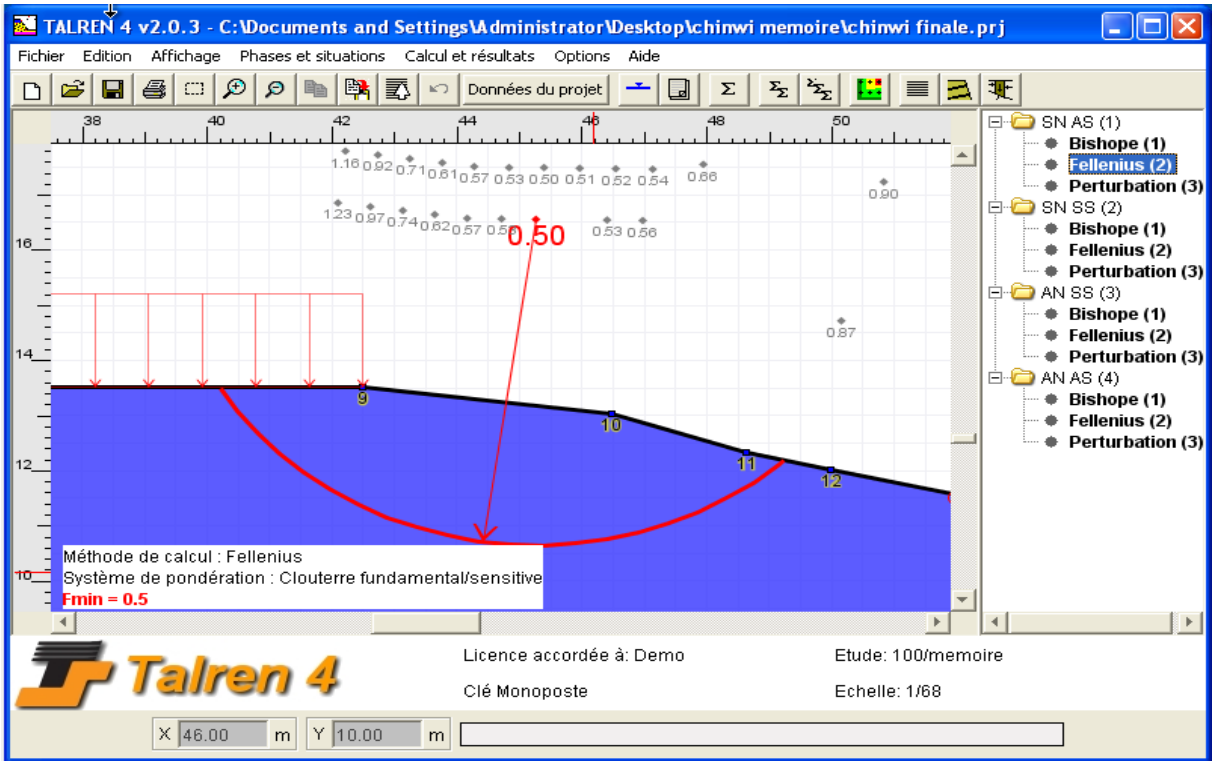


Figure (IV. 16) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.50 (Sans Nappe Avec Séisme)

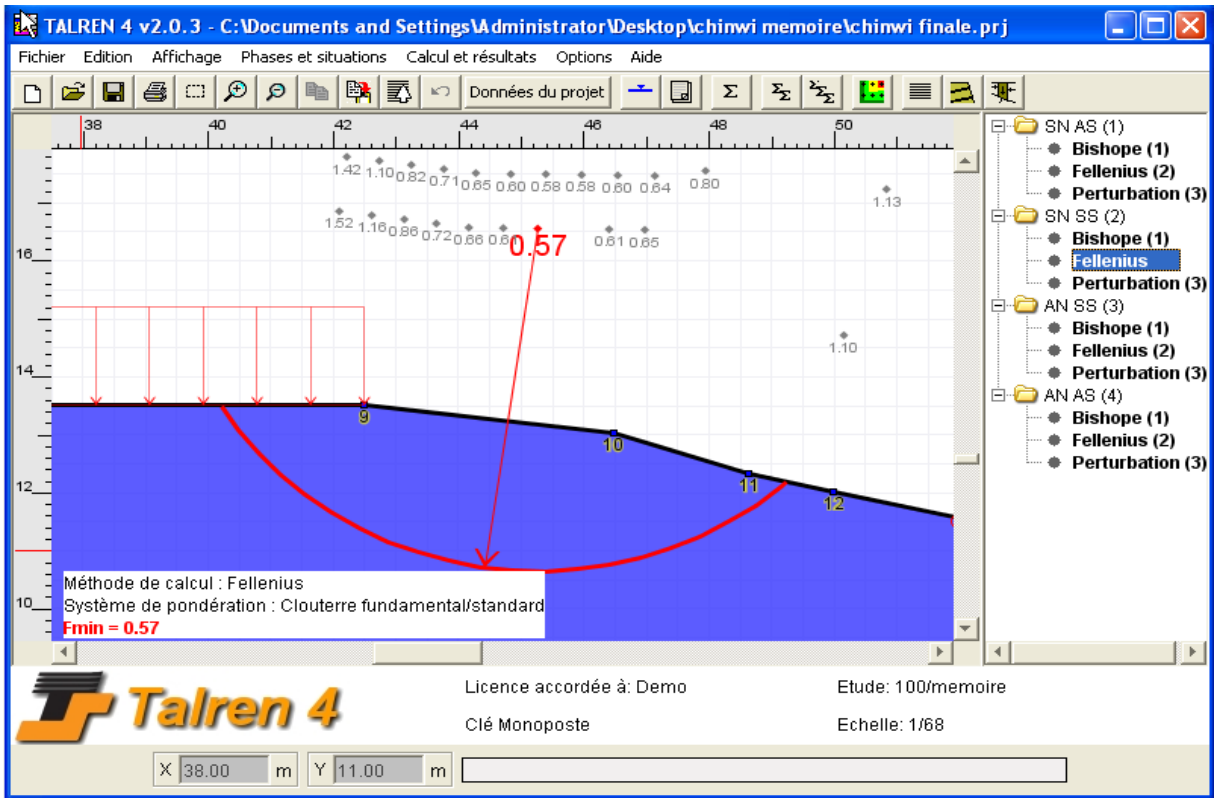


Figure (IV. 17) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.57 (Sans Nappe Sans Séisme)

Tableau (IV. 2) effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (sans confortement)

Méthode/Phase	Avec nappe Avec Séisme	Avec Nappe Sans Séisme	Sans Nappe Avec séisme	Sans Nappe Sans séisme
Bishop	0.50	0.58	0.58	0.66
Fellenius	0.41	0.48	0.50	0.57
Perturbation	0.49	0.58	0.57	0.66

IV.5. Etude de stabilité avec confortement

Les mêmes étapes que la précédente (sans confortement) ont été suivies pour identifier le talus stabilisé pour chaque cas étudié.

IV.5.1. Cas du glissement RN18 PK54+050

La solution technique proposée pour le renforcement du glissement de terrain du RN18 PK54+050 un seul variant de confortement a été étudiée.

La solution proposée, a été étudiée en tenant compte des désordres affectant la

Chaussée et des contraintes du site. La variante Proposée concerne le confortement du talus supérieur du versant.

- ✓ **Variante 1 :** Renforcement par clous.

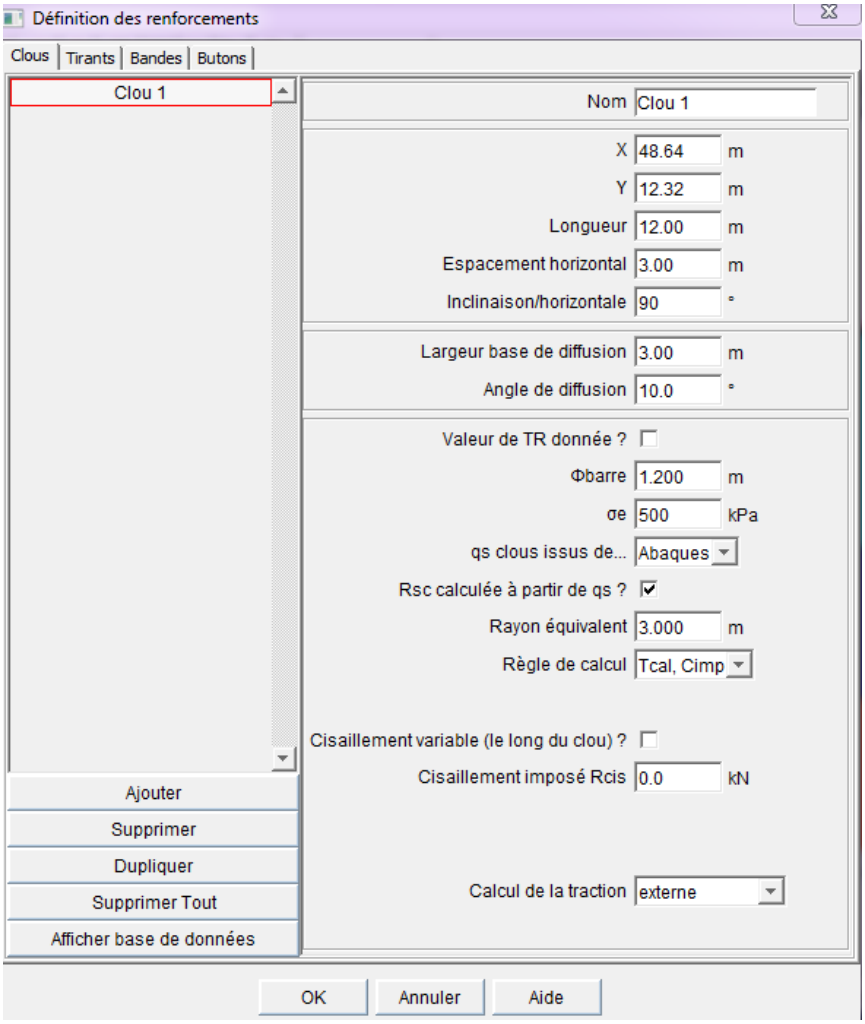


Figure (IV. 18) : Définition de clous

IV.5.2. Matériaux utilisés

Les figures représente le coefficient de sécurité avec les tirant plus enrochement. Nous remarquons que le coefficient de sécurité s'est amélioré de 0.95 à 1.37 en présence de ce type de confortement, ce qui signifie que le talus est devenu stable.

Tableau (IV. 3) : effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (avec confortement)

Phase /Méthode	Bishop	perturbation	Fellenius
Avec Nappe Avec Séisme	1.54	1.41	1.54
Avec Nappe Sans Séisme	1.93	1.79	1.92
Sans Nappe Avec Séisme	1.79	1.65	1.78
Sans Nappe Sans séisme	2.11	1.95	2.10

IV.5.3. Données de la situation

IV.5.3.1. Méthode de Bishope

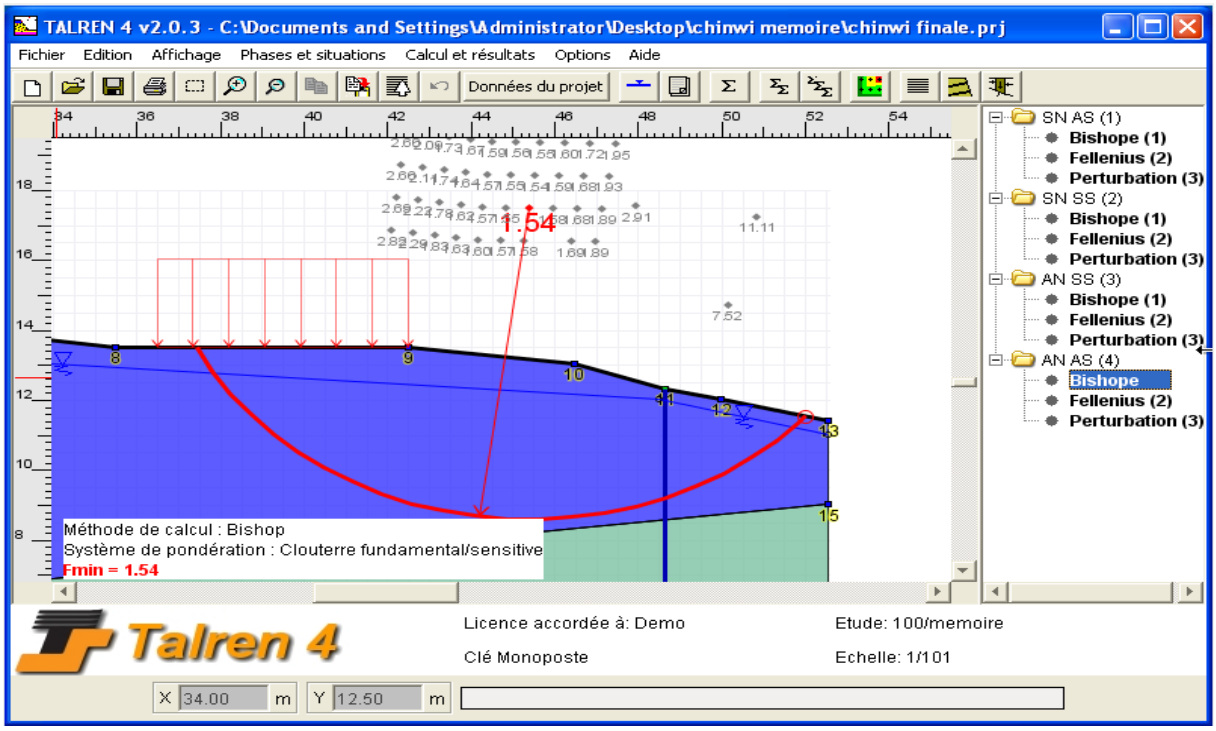


Figure (IV. 19) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.54 (Avec Nappe Avec Séisme)

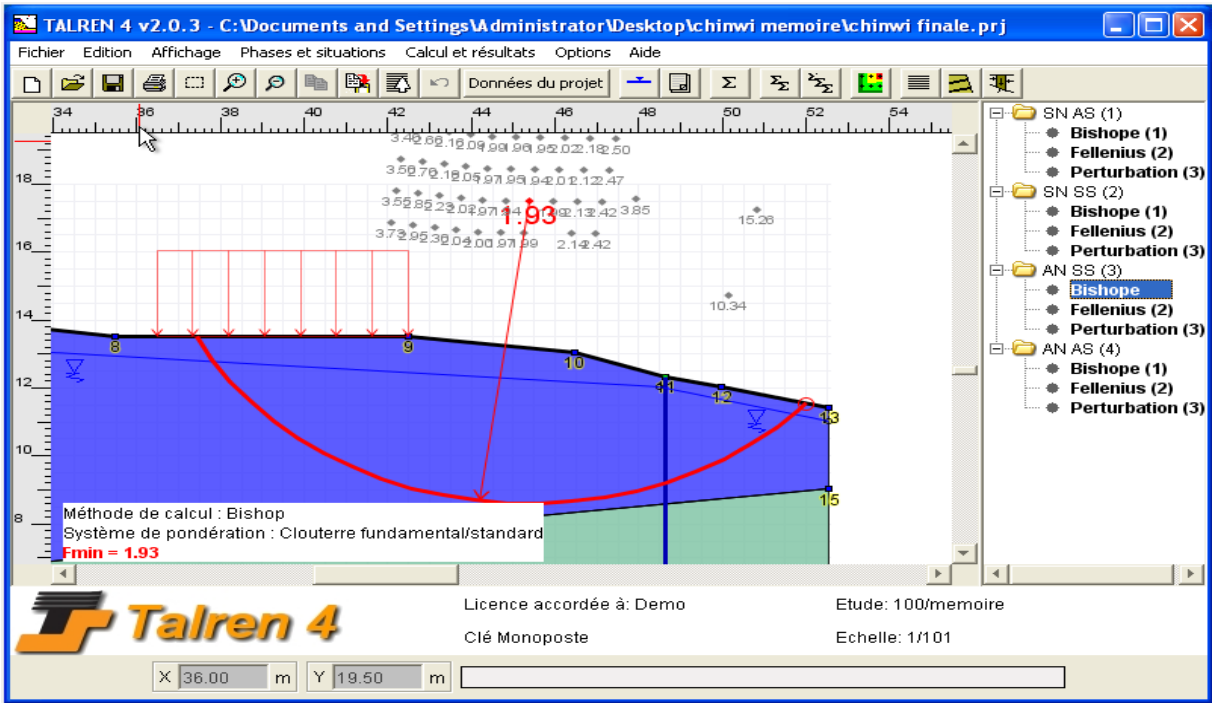


Figure (IV. 20) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.93 (Avec Nappe Sans Séisme)

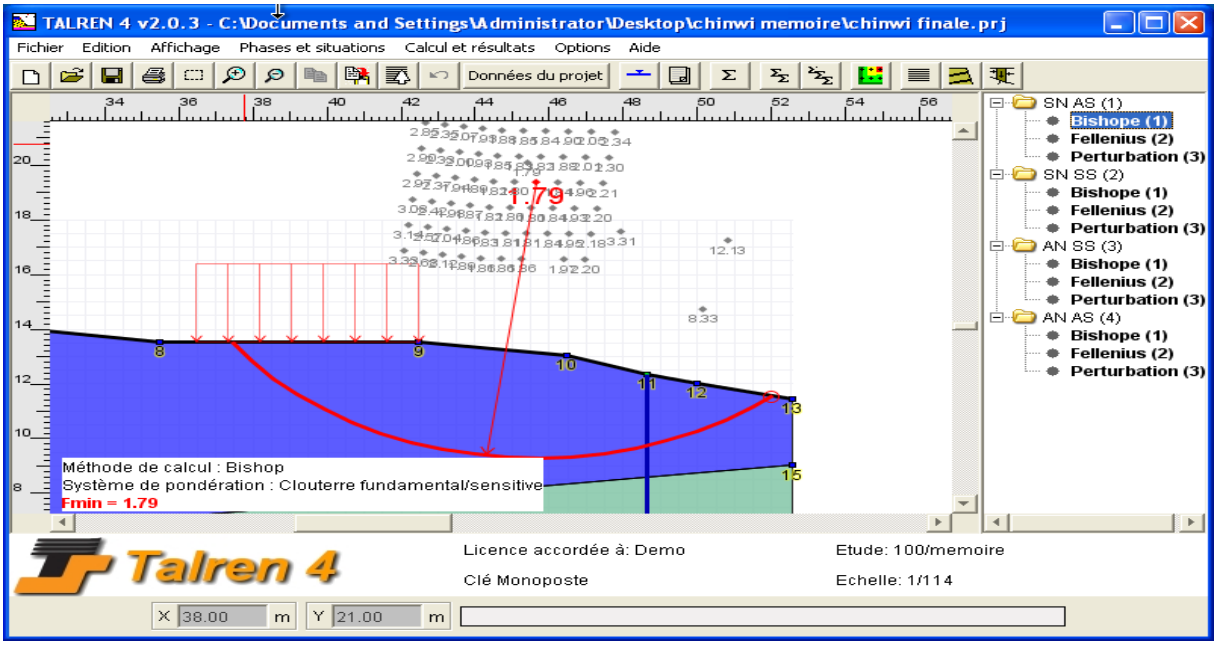


Figure (IV. 21) : Coefficient de sécurité avec confortement FS=1.79 (Sans Nappe Avec Séisme)

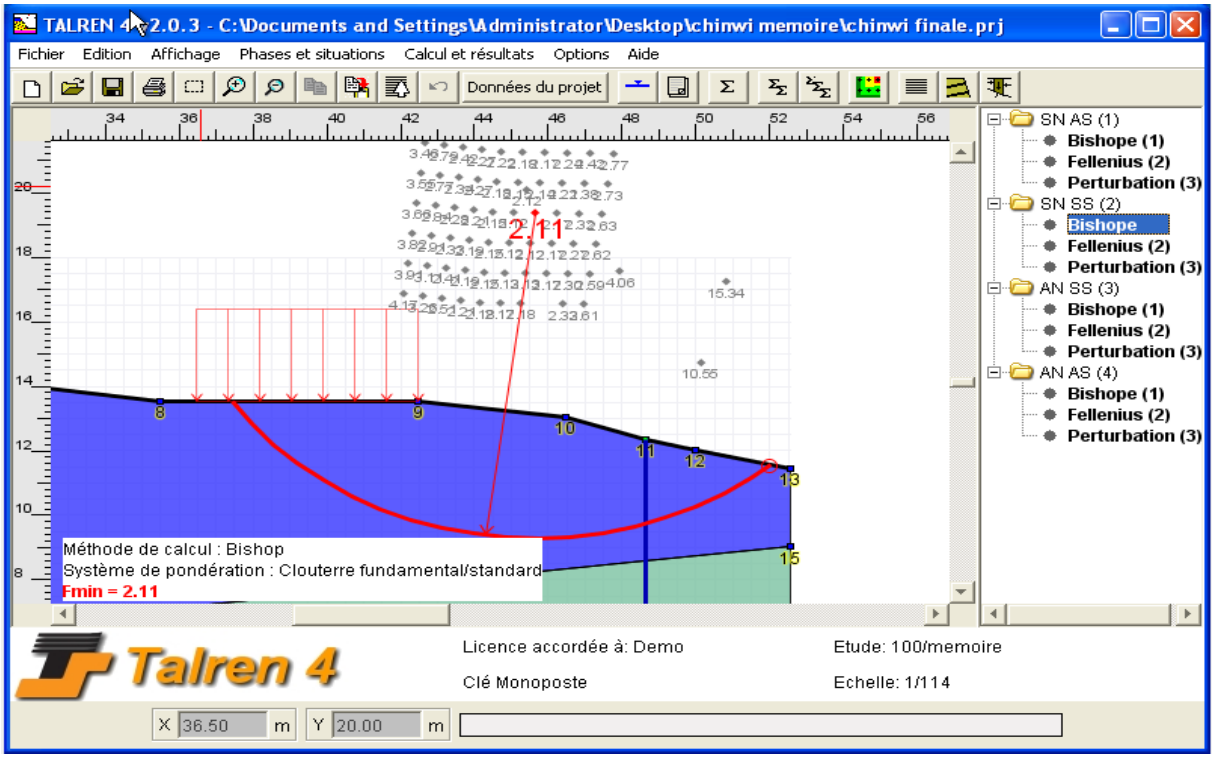


Figure (IV. 22) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 2.11 (Sans Nappe Sans Séisme)

IV.5.3.2. Méthode de Fellenius

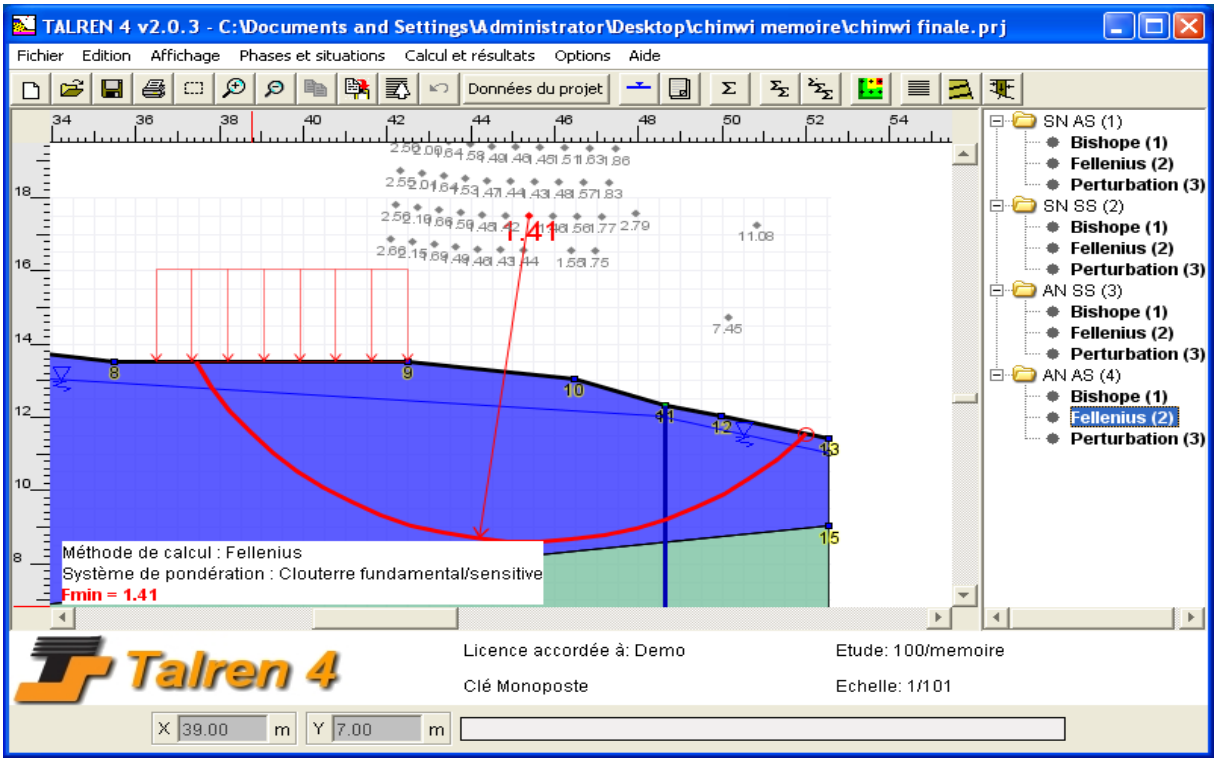


Figure (IV. 23) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.41 (Avec Nappe Avec Séisme)

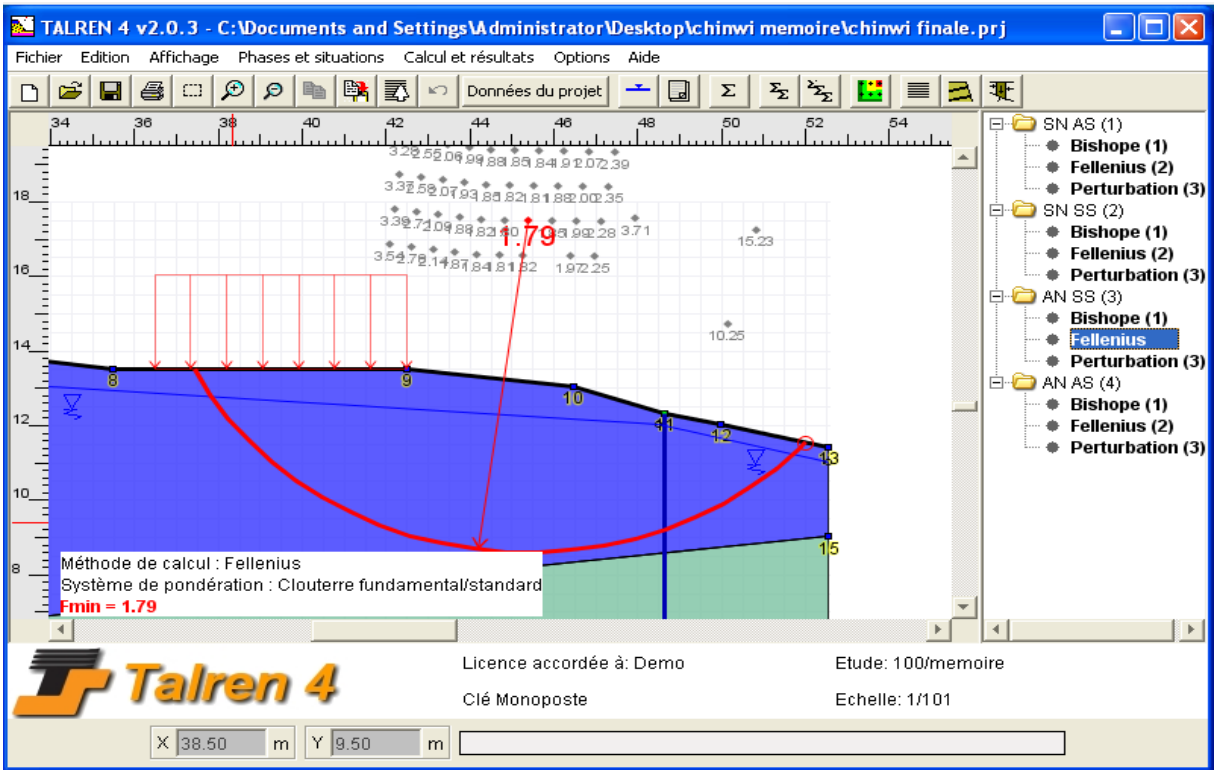


Figure (IV. 24) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.79 (Avec Nappe Sans Séisme)

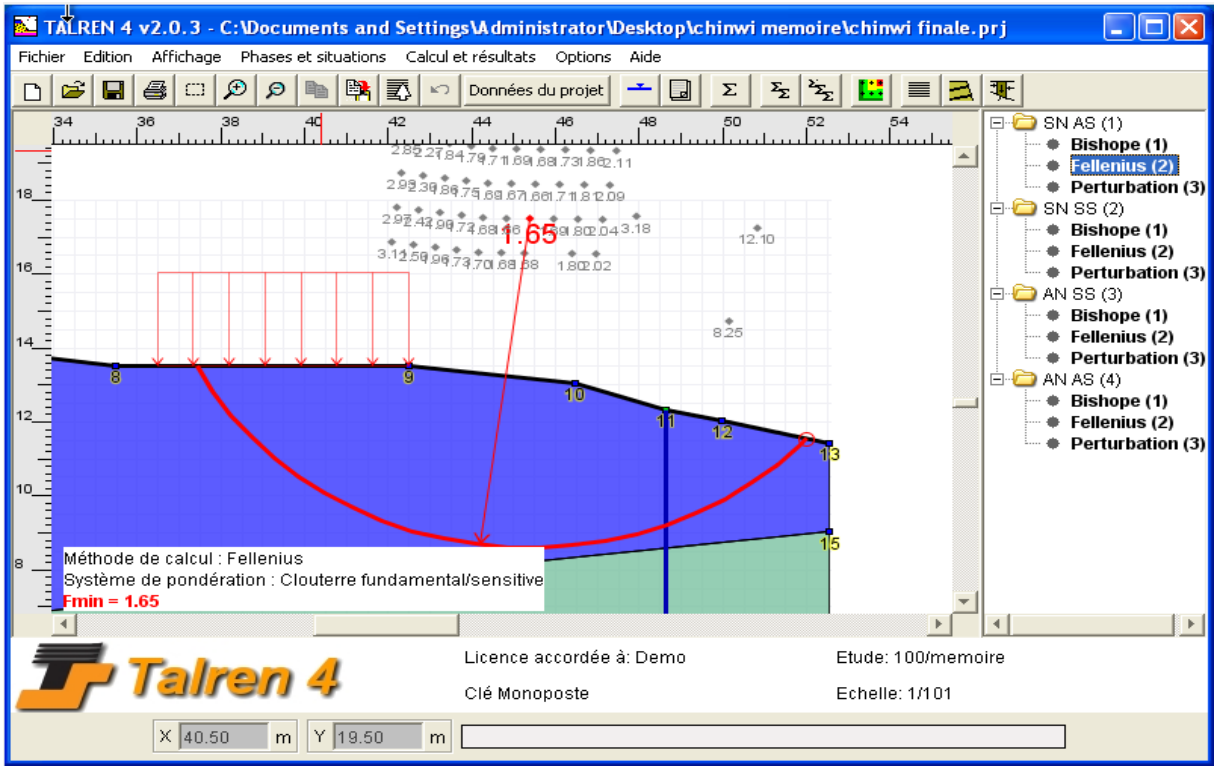


Figure (IV. 25) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.65 (Sans Nappe Avec Séisme)

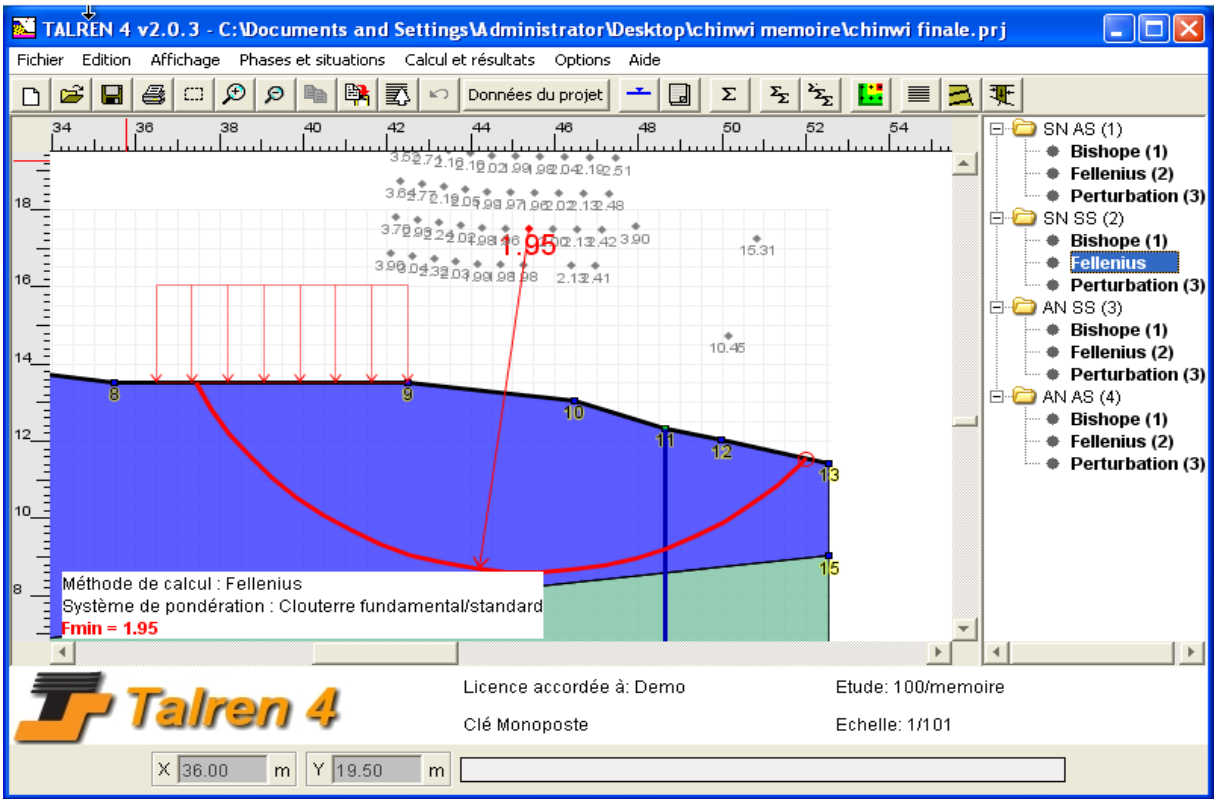


Figure (IV. 26) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.95 (Sans Nappe Sans Séisme)

IV.5.3.3. Méthode de Perturbation

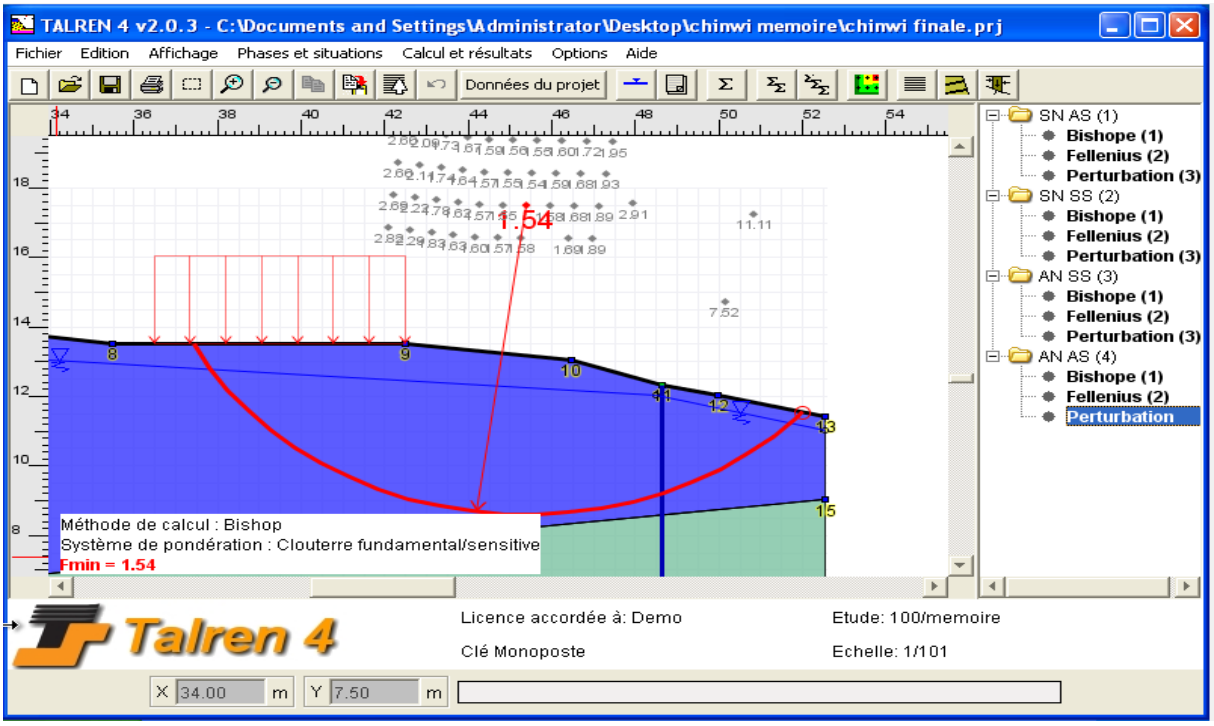


Figure (IV. 27) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.54 (Avec Nappe Avec Séisme)

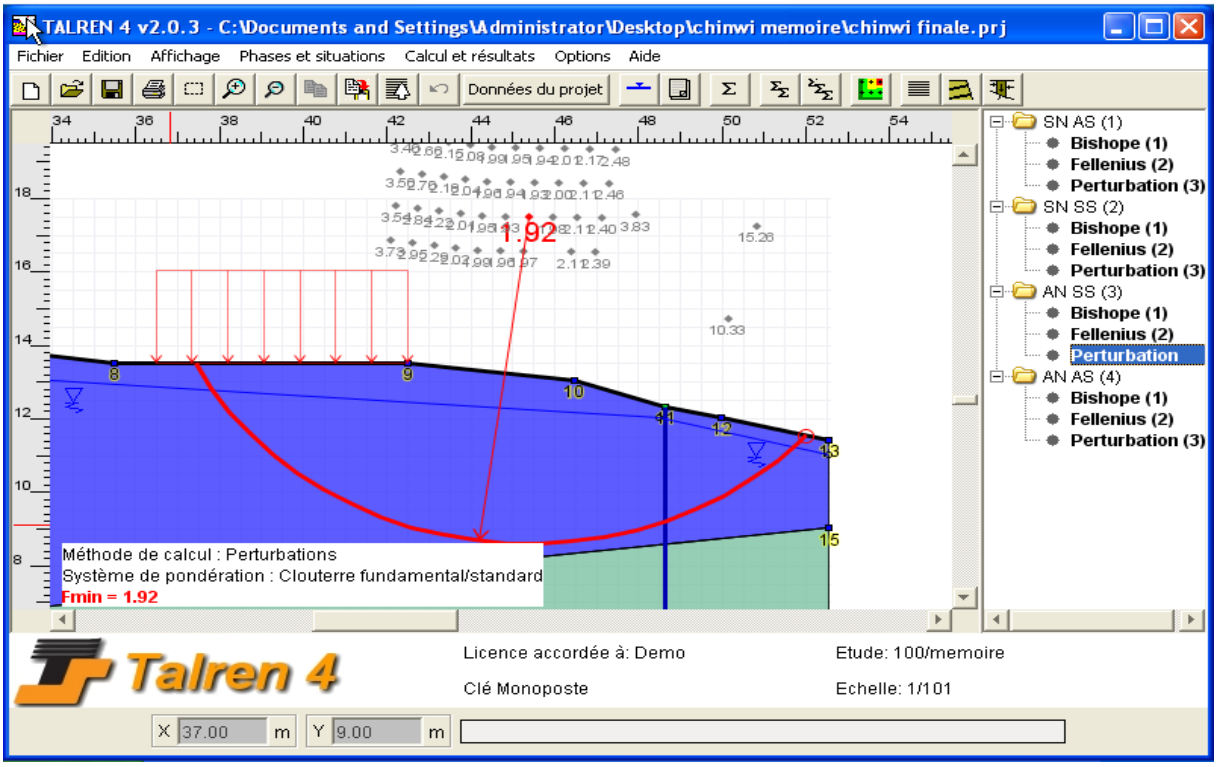


Figure (IV. 28) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.92 (Avec Nappe Sans Séisme)

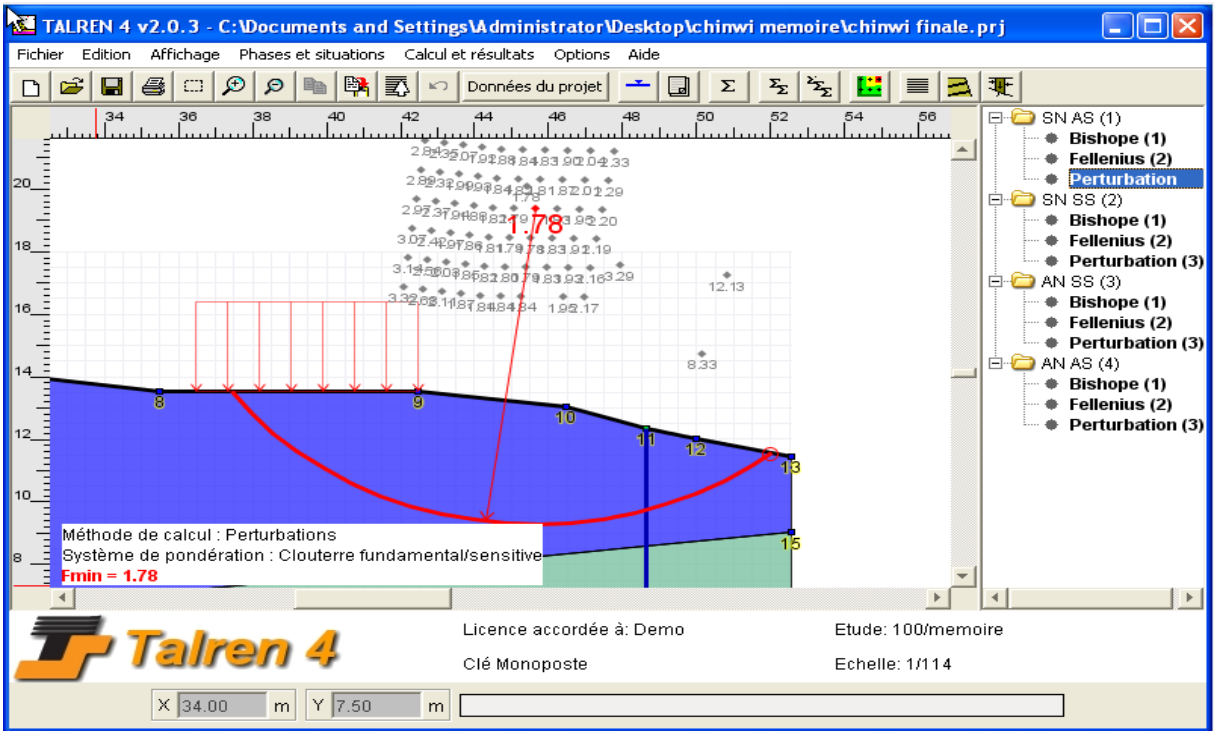


Figure (IV. 29) : Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.78 (Sans Nappe Avec Séisme)

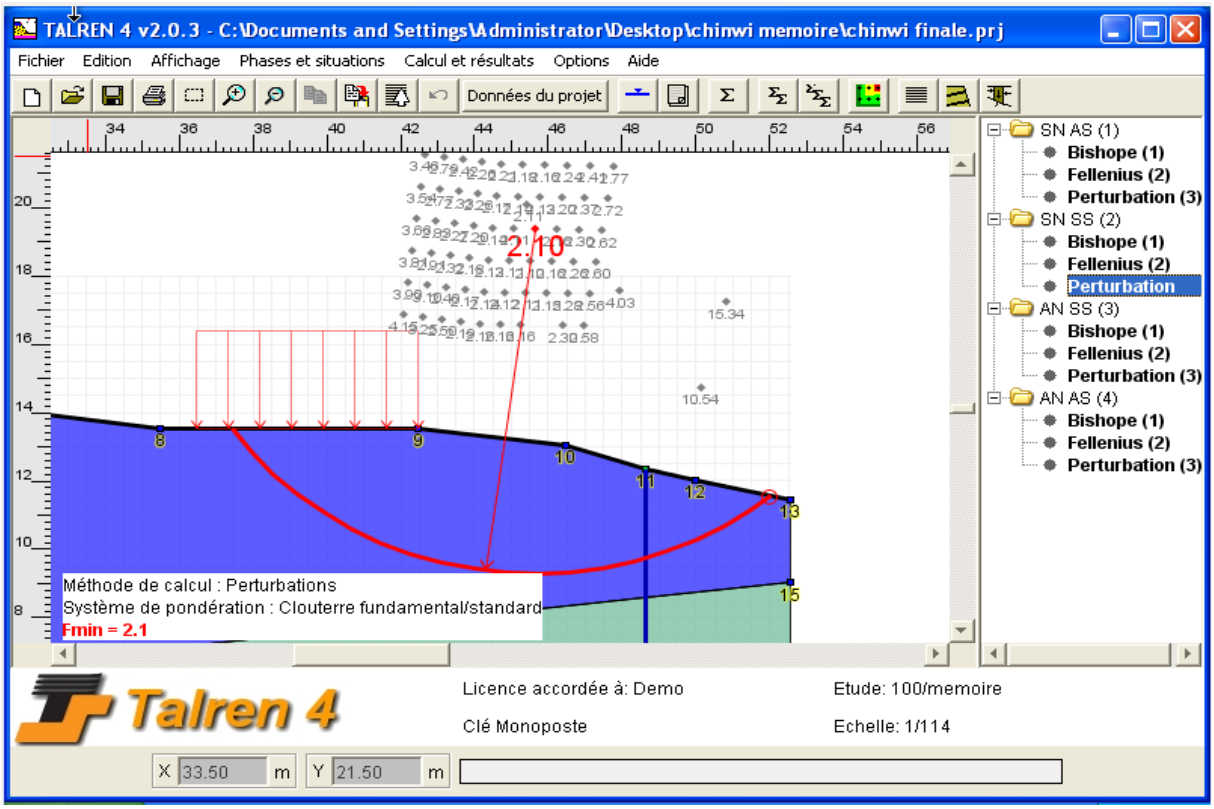


Figure (IV. 30) : Coefficient de sécurité sans confortement FS= 2.10

(Sans Nappe Sans Séisme)

IV.6. Conclusion

Cette partie est la plus importante dans notre projet qui consiste à trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement étudié. Pour se faire, des calculs des stabilités à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 » en utilisant trois méthodes ; il s'agit donc de les0 méthodes, de Bishop et perturbation qui ont été appliquées. La solution technique proposée pour stabiliser la route est la réalisation

Les observations ont mis en évidence deux types de glissements :

- **Un glissement lent**, il affecte l'accotement, il est de direction perpendiculaire à l'axe de la chaussée. Il s'agit d'un ancien glissement qui a emporté l'accotement.
- **Un glissement actif**, il affecte la partie douce du versant, sa direction suit à la plus grande pente du talus ; c'est-à-dire sensiblement parallèle à l'axe de la route.

Les causes probables ayant engendré ces désordres sont :

-Absence d'une butée sur le côté aval du site, pour soutenir le site en mouvement suite aux travaux de terrassement dans le cadre de l'aménagement du site urbain.

-Absence d'un système de drainage des eaux internes (tranchée drainante ou matelas drainants.

-Ouvrage busé de mauvais états et de faibles dimensions

La solution de confortement retenue a été choisie en tenant compte **des critères suivants** :

- Désordres affectant la chaussée,
- Considérations technico-économiques,
- Contraintes du site : **domaine privé**.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

L'étude et l'analyse d'un mouvement de terrain révèlent les risques liés aux glissements de terrain, posant ainsi un véritable défi aux responsables de la gestion des infrastructures publiques et privées. Les conséquences de ce phénomène peuvent varier, allant d'un simple mouvement de terrain nécessitant un soutènement de base à un glissement spectaculaire entraînant des perturbations majeures et des désagréments indésirables pour les résidents, tout en ayant un impact négatif sur l'économie nationale en raison des coûts élevés de traitement nécessaires.

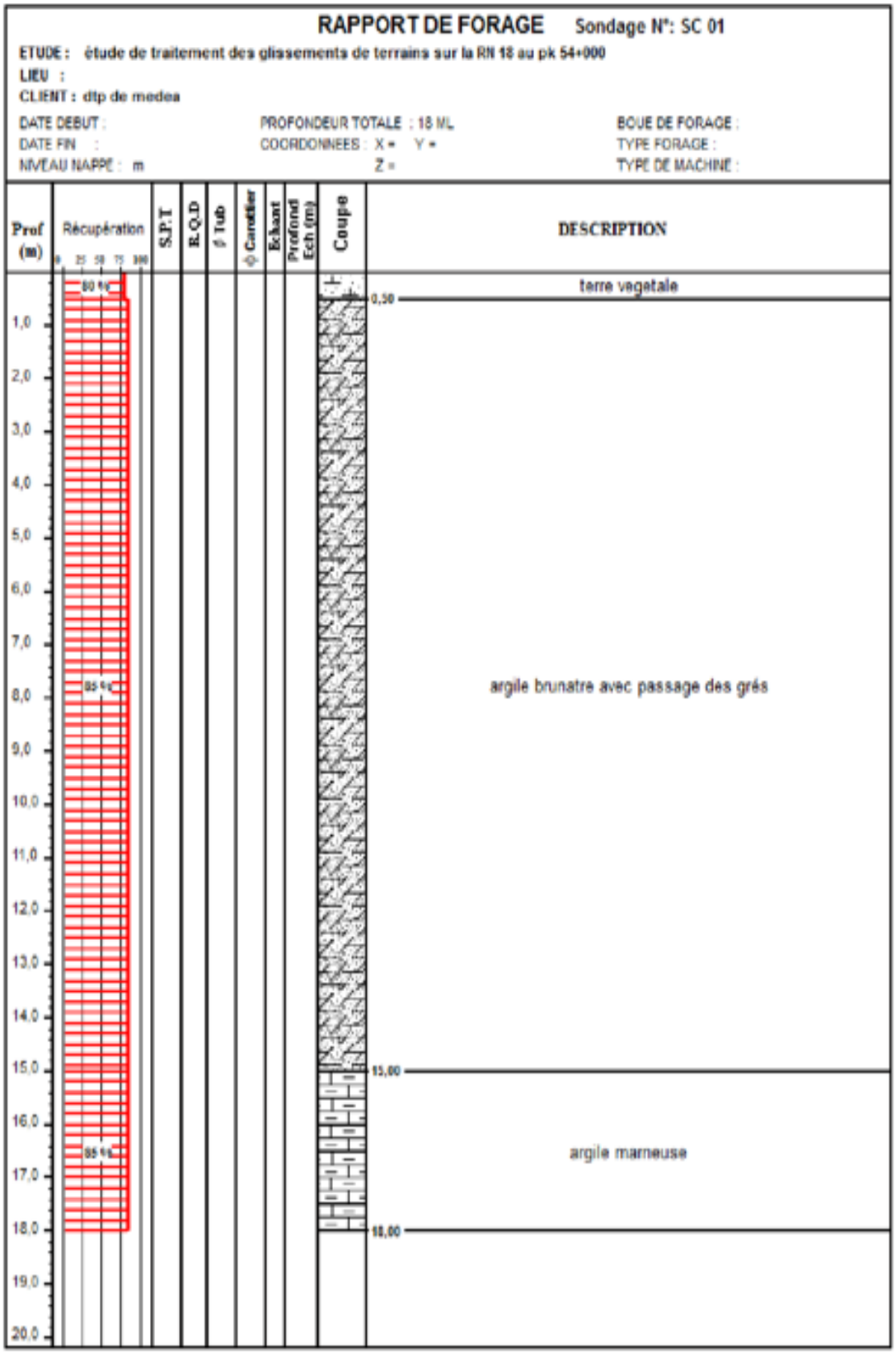
L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'acquérir une compréhension approfondie des différentes étapes d'une étude de glissement, y compris les calculs de stabilité, les techniques de renforcement et la maîtrise des logiciels nécessaires pour concevoir un renforcement efficace contre les glissements de terrain. Cette étude a été menée sur une section spécifique allant du PK 54+050, située dans la commune de Draa Essmar à l'ouest de la ville de Médéa.

Dans un premier temps, nous avons analysé les glissements afin de déterminer la zone de rupture potentielle. Cette analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Talren4, qui a permis de localiser la surface de glissement. En proposant la solution la plus appropriée, nous avons pu concevoir un système de renforcement efficace pour résoudre le problème, en recommandant la construction d'un mur en béton armé. Cette technique de stabilisation des talus s'est avérée efficace pour résoudre les problèmes d'instabilité.

En conclusion, cette étude approfondie du glissement a considérablement enrichi nos connaissances en matière de traitement des glissements de terrain et des talus en général. Il s'agit d'un phénomène complexe qui nécessite une expertise approfondie dans plusieurs domaines, tels que la géotechnique, la géologie, l'hydrogéologie et l'hydraulique.

Annexes

Sondage carotté



RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: sc 02

ETUDE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000

LIEU :

CLIENT : dtp de medea

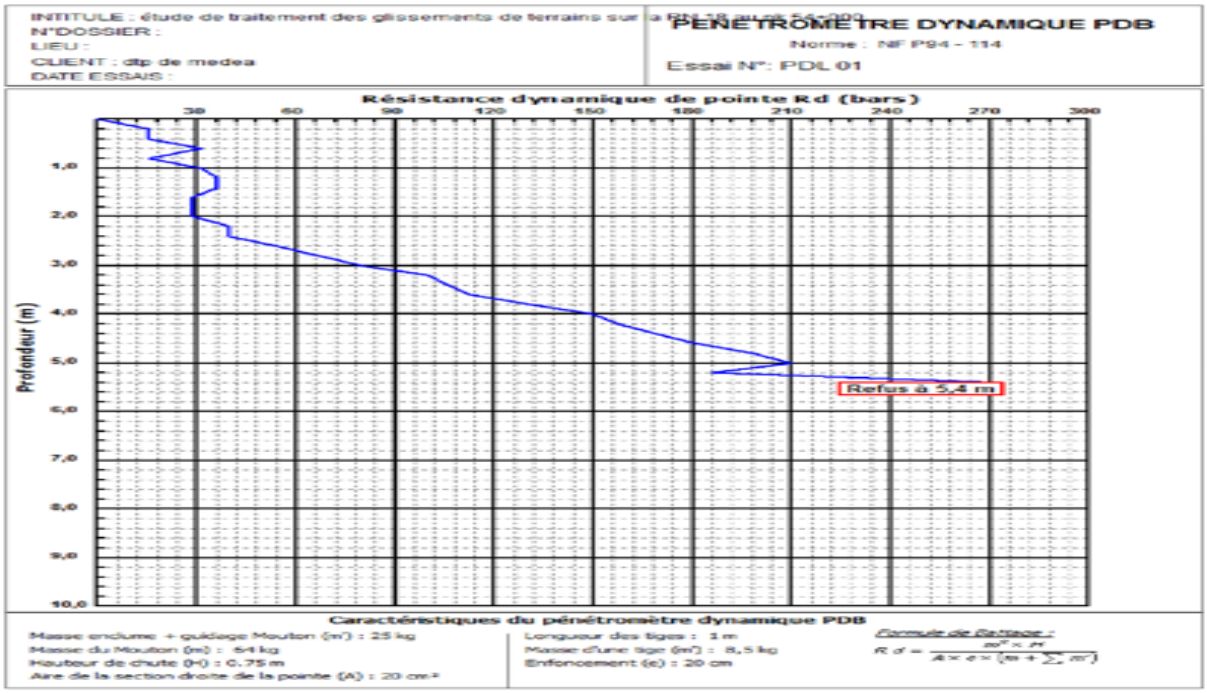
DATE DEBUT : PROFONDEUR TOTALE : 15 ML BOUE DE FORAGE :

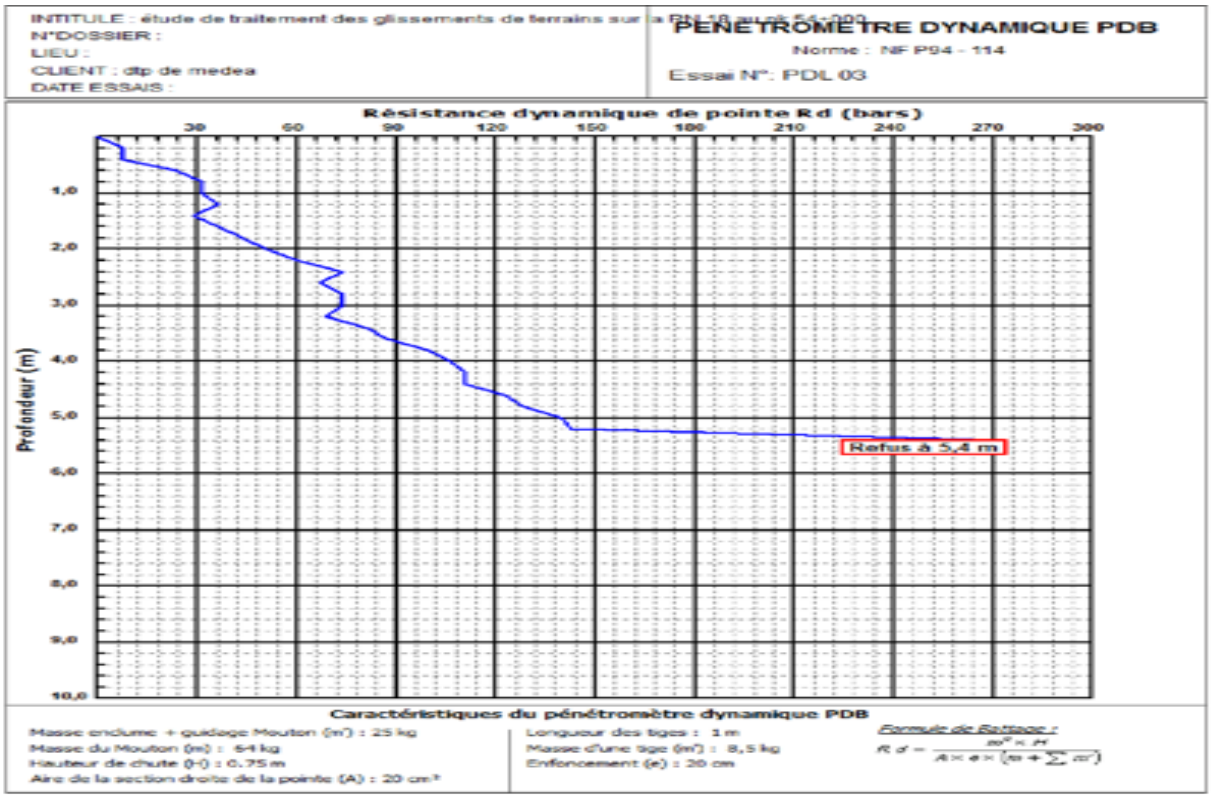
DATE FIN : COORDONNEES : X = Y = TYPE FORAGE :

NIVEAU NAPPE : m Z = TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	IL.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Rehaut	Profond Ech.(m)	Coupe	DESCRIPTION
1,0									
2,0									
3,0									
4,0									
5,0	80 %								argile brunatre
6,0									
7,0									
8,0									
9,0									9,00
10,0									
11,0	88 %								argile marneuse
12,0									12,00
13,0									
14,0	90 %								marne grisatre
15,0									15,00
16,0									
17,0									
18,0									
19,0									
20,0									

Sondage pénétromètre dynamique



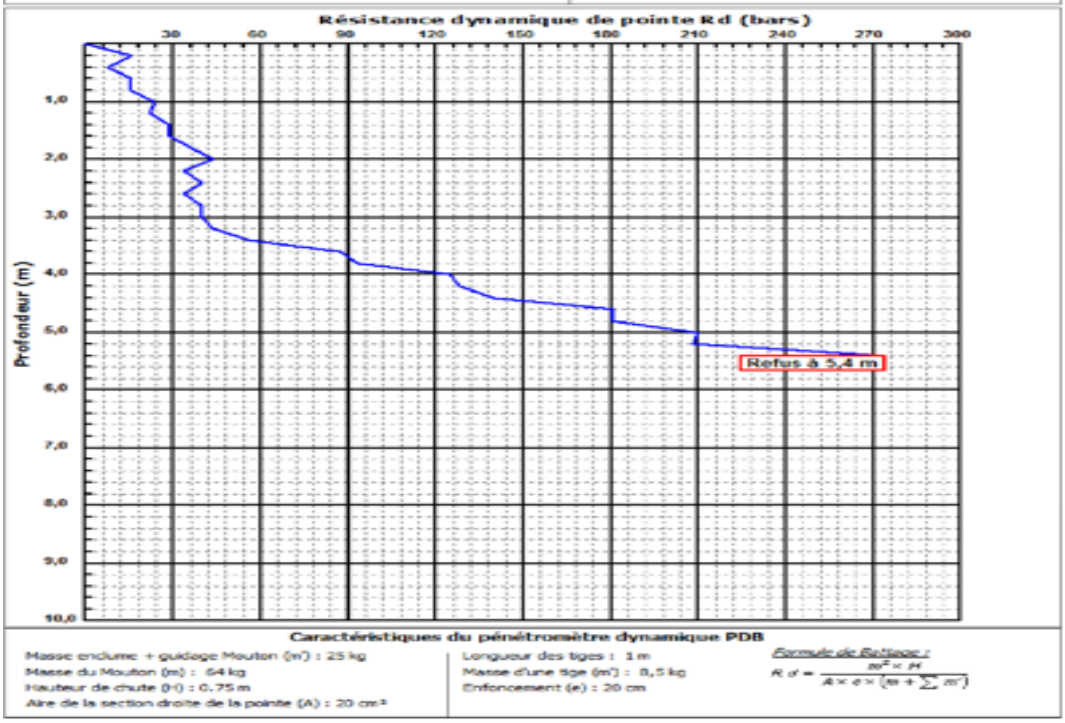


INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 7



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (h) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

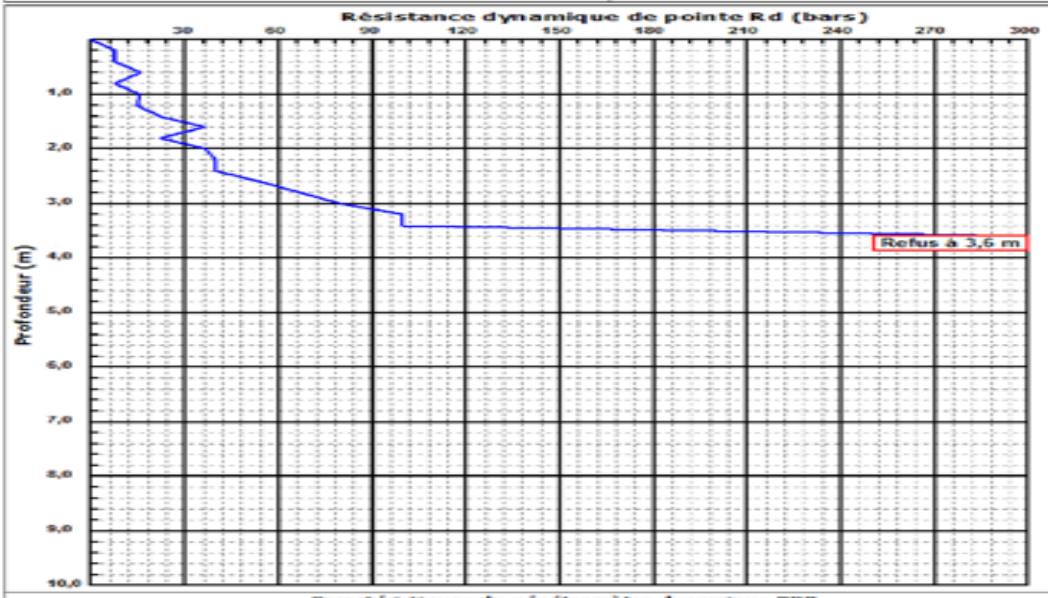
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 08



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (h) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

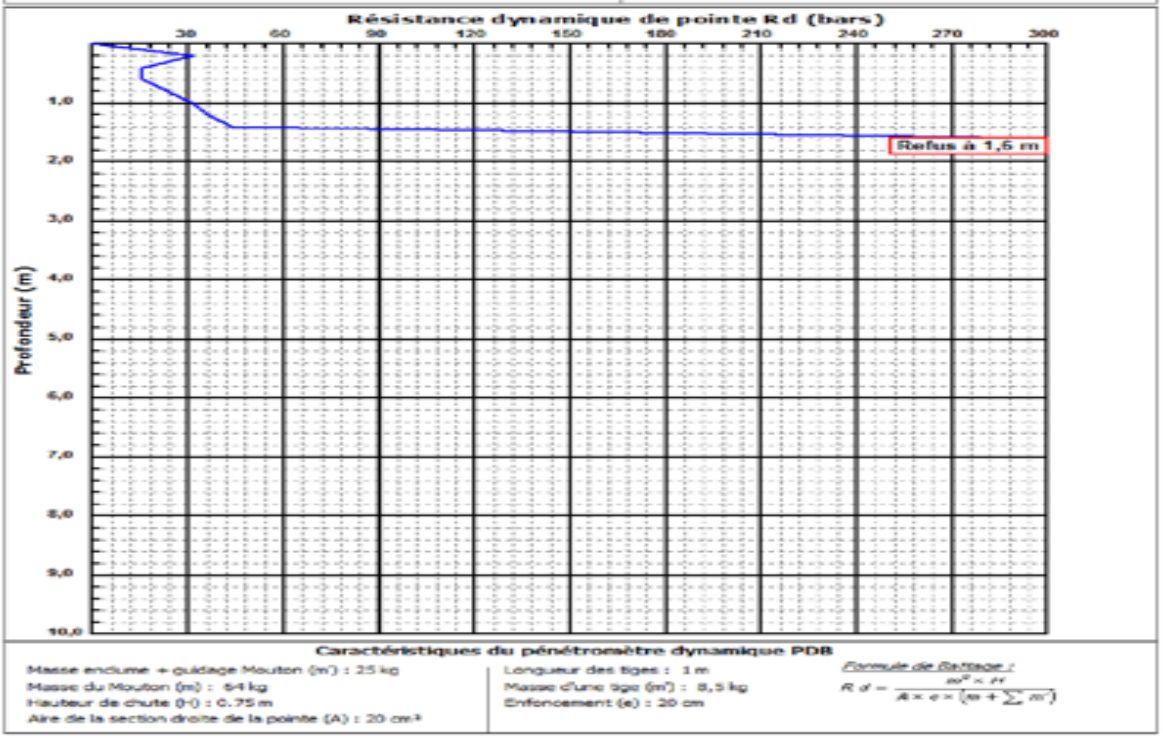
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 09



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

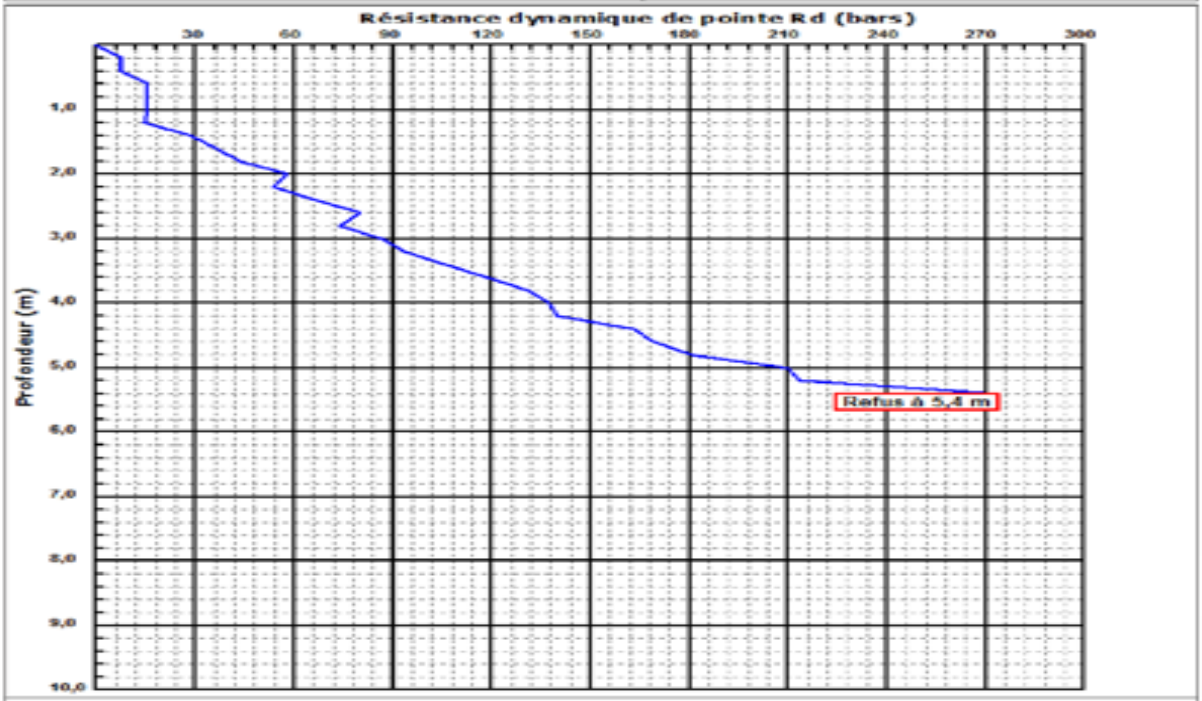
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 06



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

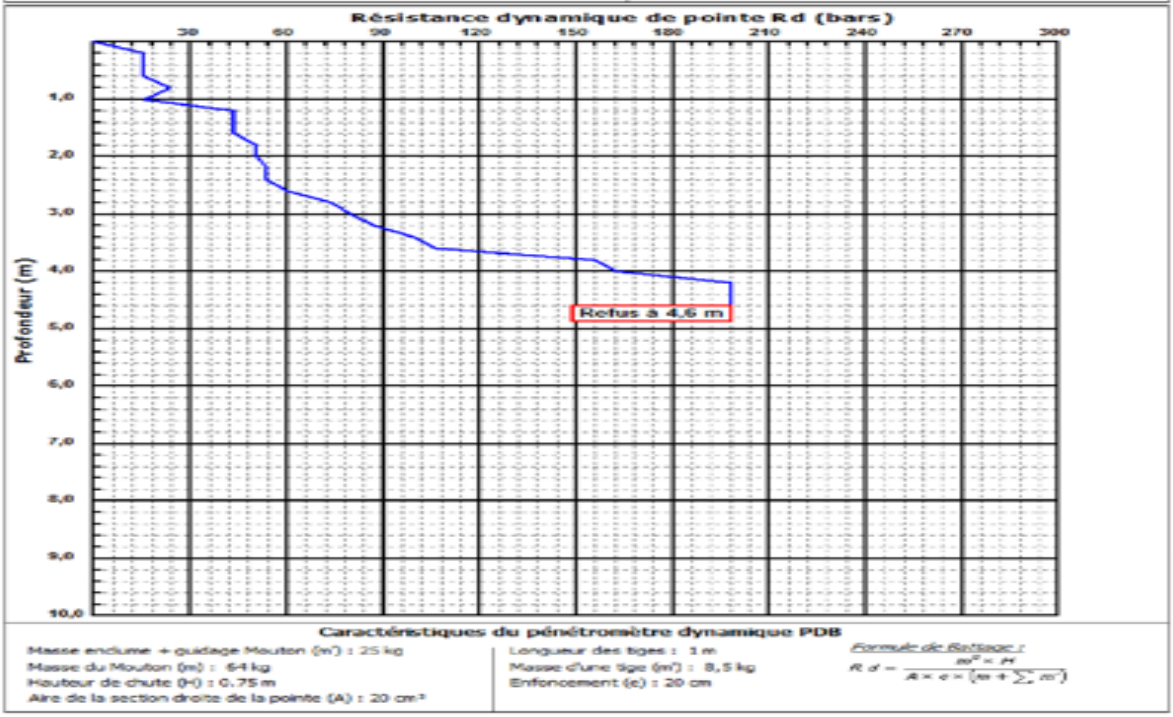
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 10



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

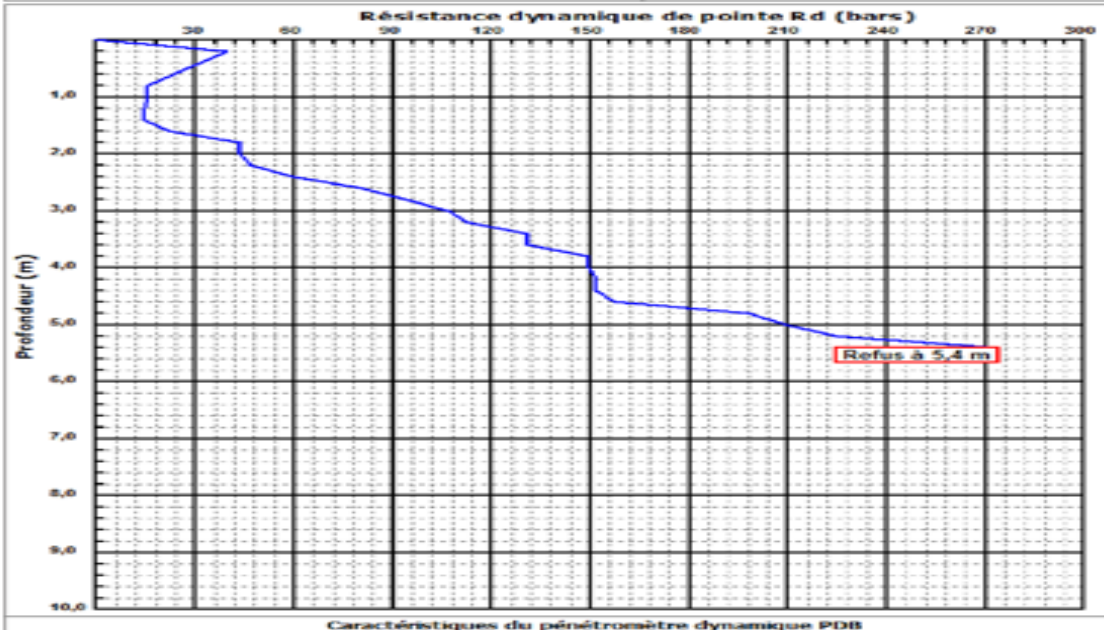
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 11



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

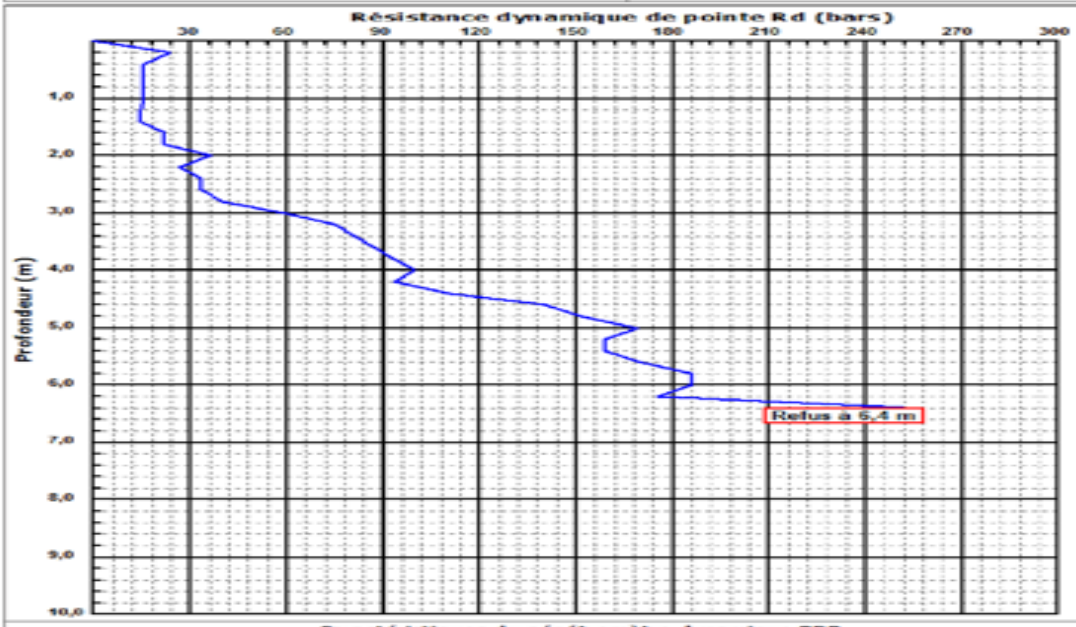
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au PK 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 12



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (h) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

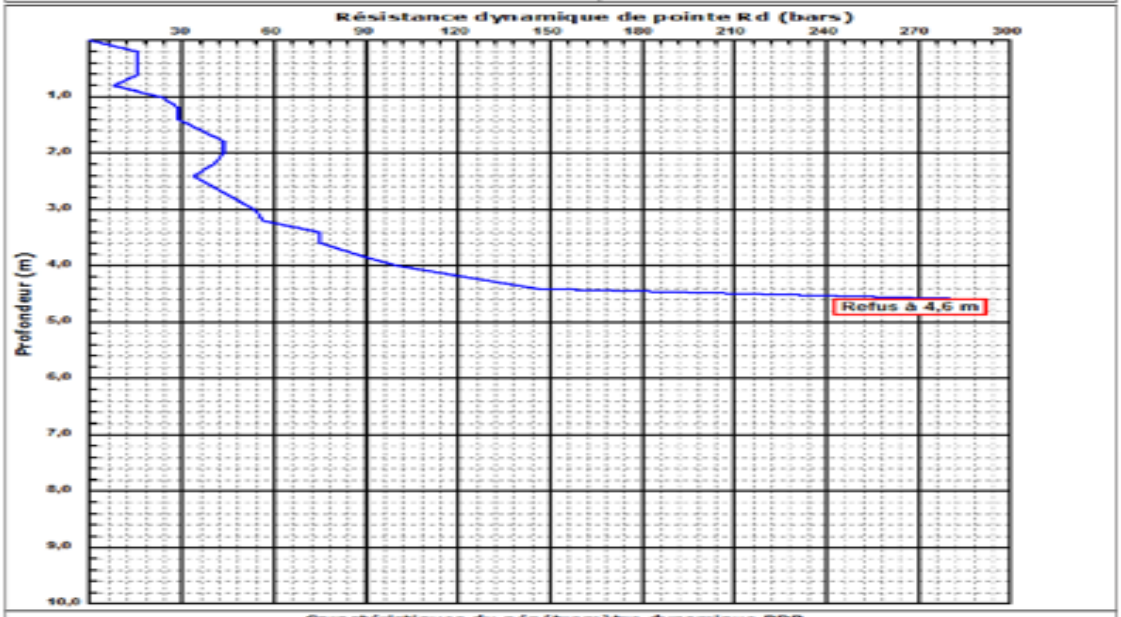
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au PK 54+000
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : dtp de medea
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 05



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (h) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 18 au pk 54+000

N°DOSSIER :

LIEU :

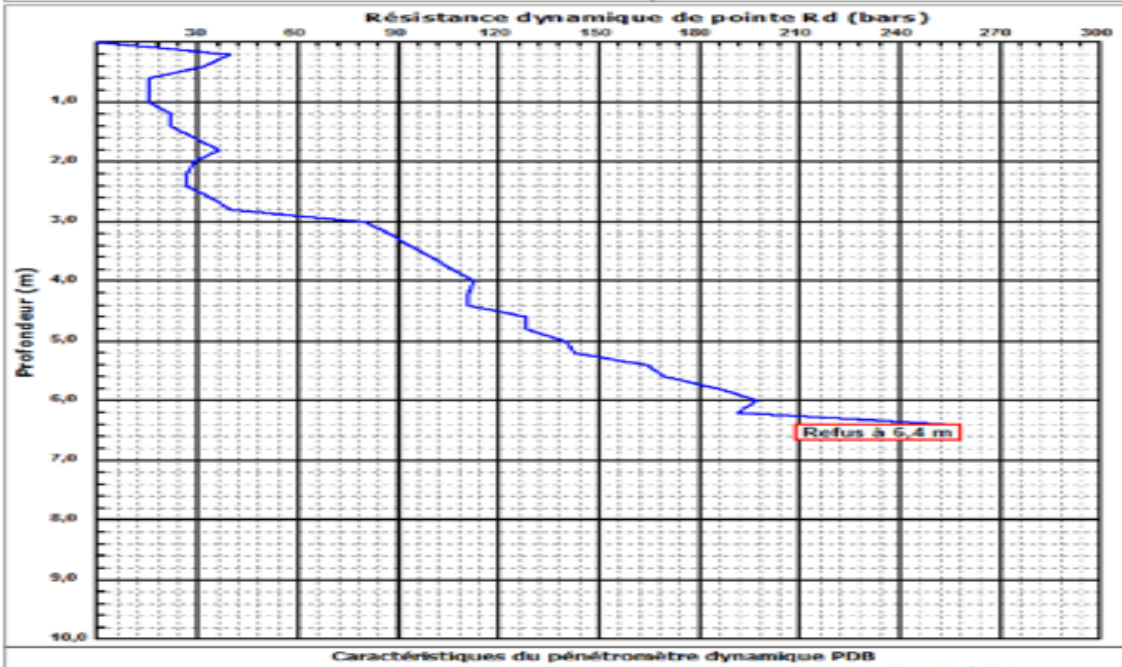
CLIENT : dtp de medea

DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 04



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg

Masse du Mouton (m) : 64 kg

Hauteur de chute (H) : 0.75 m

Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m

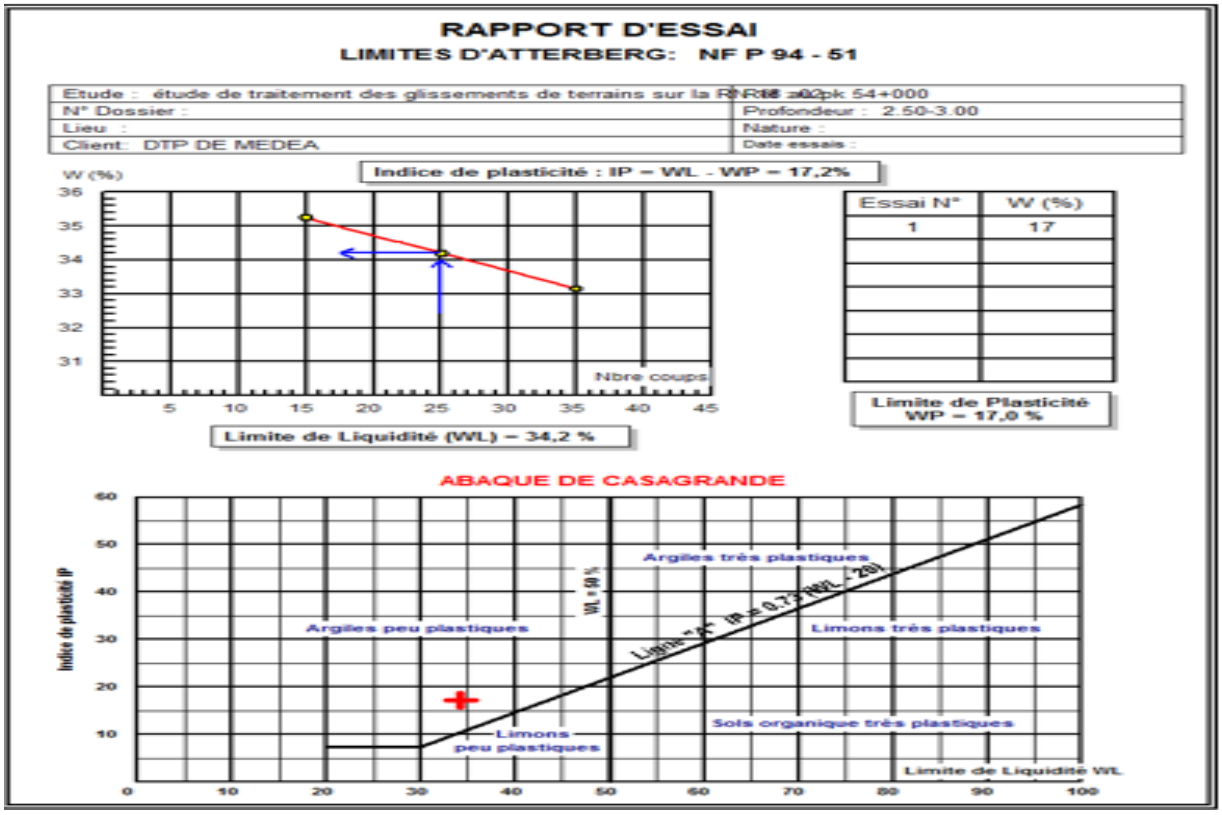
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg

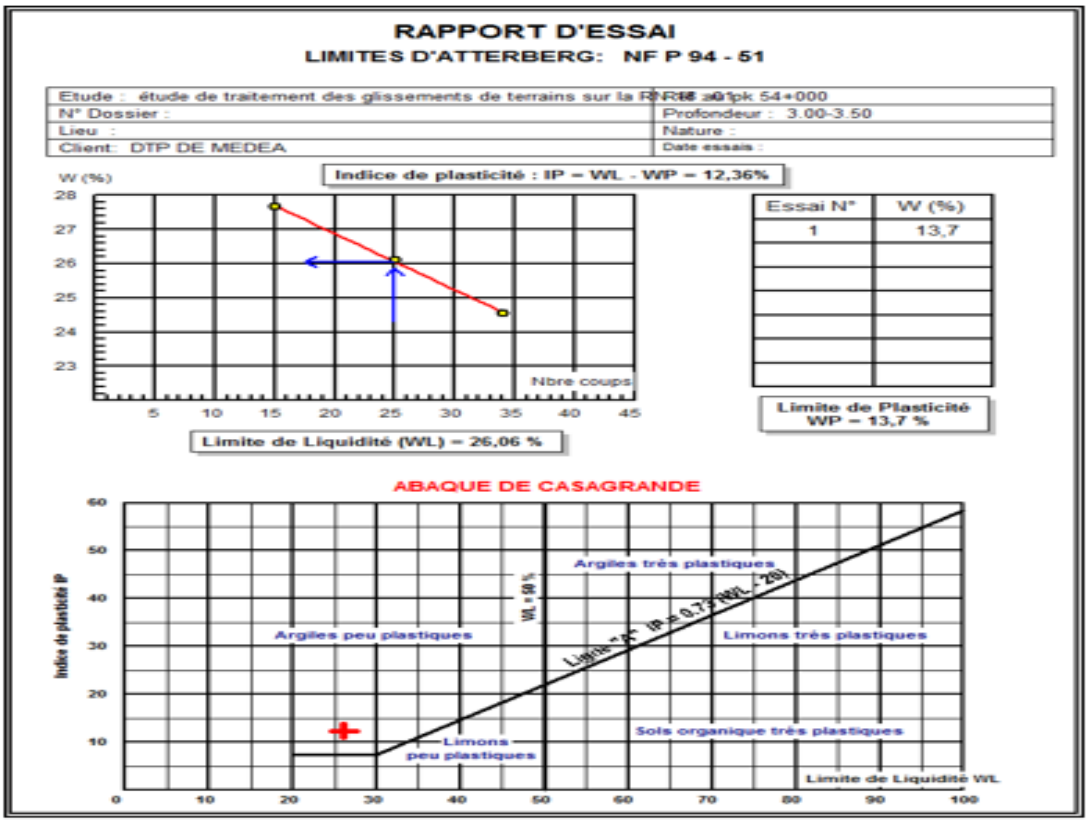
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Hollander :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Essai en laboratoire

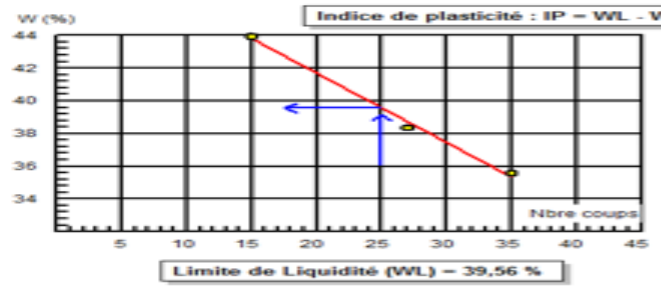




RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : étude de traitement des glissements de terrains sur la RN 8 au pk 54+000	
N° Dossier :	Profondeur : 15.00-16.00
Lieu :	Nature :
Client: DTP DE MEDEA	Date essais :



Essai N°	W (%)
1	24,06

Limite de Plasticité WP = 24,06 %



Référence

[1] L. A. P. B. P. M. ,. B. A. BOUGDAL. R, «Les Glissement des terrain du cartier belouizdad,» Bull Eng Geo Environ, Belouizdad. Algérie, 2013.

[2] G. A. B. Z. I. DJELLABI. L, «Etude stabilité du glissement de terrain de Ain El Melh PK101+200 (projet de la pénétrante wilaya de Médéa),» Mémoire de Master Université de Yahia Fares , Médéa, 2022.

[3] m. d. l. t. é. e. d. l. c. d. trotoire, «https://www.georisque.gouv.fr/articles/mouvements-de-terrain/les-differents-types-de-mouvements-de terrain,» 27/02/2023.

[4] «https://geoderis.fr/lapres-mine/thematiques/mouvements-de-terrain/».

[5] «https://www.sac-cas.ch/fr/les-alpes/la-montagne-seboule-au-printemps-28191/».

[6] «https://www.dsm-consulting.ch/competences/lave-torrentielle».

[7] L. DJERBAL, «Analyse des mécanisme de déformation et de la rupture progressive du versant instables d'AIN EL HAMMEM,» thése doctorat de l'Université de Mouloud , Tzi-Ouzou, 2013.

[8] «https://www.ikonet.com/fr/ledictionnairevisuel/terre/geologie/mouvements-de-terrain.php».

[9] D. H. A, «Dynamique des milieux physiques et aléas associés,» Univ BATNA 2.

[10] B. F. B. K, «Analyse et traitement d'un glissement de terrain,» mémoire de master Université Dr. Yahia Farès, Médéa, 2015 –2016.

[11] «https://www.sciencesetavenir.fr/archeo-paleo/patrimoine/la-tour-de-pise-releve-la-tete_131681».

[12] B. F, «Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de constantine,» Université DR.Yahia Fares , Médéa, 2022.

[13] A. MAAMER, «Etude de glissement de la route massinissa a costantine,» mémoire de master . université LARBI BEN MHIDI, Costantine, 2018-2019.

[14] A. .. ,. M. .. H. ,. Z. .. BOUGURRA, «Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis,» mémoire de master . université Dr. YAHIA Farés , Médéa , 2015.

[15] A. CHIKHI, «contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pentes de la région d'Alger par PLAXIS : cas de Parc Donya-Dely Brahim,» mémoire de master . université djilali BOUNAAMA , de Khmise Meliana , 2015.

[16] A. .. ,. F. Z. ,. A. .. MOUACI, «Analyse d'un glissement de terrain sur le RN Au (PK82+700),» mémoire de master . université Dr.Yahia Farés , de Médéa, 2015-2016.

[17] K. .. G. KHELLIFA, «Etude et traitement de glissement de terrain sur le RN 24 au PK 113+500,» UNIVERSITE YAHIA FARES , Médéa, 2022.

[18] O. B. ,. KHOUDJA FAHEM, «ANALYSE ET TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN DANS LA SECTION AUTOROUTIERE (PK 20+930) ~ (PK 21+175),» mémoire de master . Universitaire YAHIA FARES , de médéa , 2016.

[19] «https://radioalgerie.dz/news/fr/article/20161125/95187.html».

[20] «https://www.algerie360.com/spectaculaire-glissement-de-terrain-a-annaba/».

[21] «https://www.europe1.fr/international/chine-deux-morts-et-25-disparus-dans-un-glissement-de-terrain-3420776».

[22] A. .. B. ,. FARIK, «Stabilité des remblais de grande hauteur renforcé par géosynthétiques Cas du remblai de AIN SFIHA WILAYA deSETIF,» École Nationale Polytechnique, 2009.

[23] R.M.FAURE, «L'évolution des méthodes de calcule en stabilité des pentes partie I:méthodes de rupture,» p. 16, 1 07 2001.

[24] D. .. G. ,. JEAN-LUIS, «téchnique de l'ingénieur,» 10 08 2008. [En ligne]. Available: DURVILLE, J. L., & GILLE, S. (2008). Stabilité des pentes ,glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur, traité de construction ... [Accès le 02 03 2023].

[25] «D. .. G. ,. JEAN-LUIS, «téchnique de l'ingénieur,» 10 08 2008. [En ligne]. Available: DURVILLE, J. L., & GILLE, S. (2008). Stabilité des pentes ,glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur, traité de construction ... [Accès le 02 03 2023].».

[26] «Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain,» univ de MSILA.

[27] O. .. B. ,. A. B, «Etude géotéchnique de glissement de tarrein à Mascara,» mémoire de master. université de Djilali Boumaamre , Khemis Miliana, 2018-2019.

[28] D. S. HARKATI. M, «: Etude paramétrique de la stabilité des talus à l'aide des codes,» Université Kasdi Merbah , Ouargla, 2019.

[29] M. YAHIOUI, «Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par l'ogiciel plaxis,» mémoire de magistére. université ABOU BEKER BELKAID , de Télémcen.

[30] S. ,. Y. .. : Hani, «Etude de stabilité et du confortement du glissement autoroutier PK410 Wilaya d'EL Taref Par logiciel GEO5,» ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES ET DE LA METALLURGIE AMAR LASKRI, ANNABA, 2020.

[31] L. SAAOUI, «Etude de stabilité et de confortement d'un section de la RN24 à Seket,» mémpore de master . université MOULOUD MAMMERI , de Tizi-ouzo, 2016-2019.

[32] B. MEZAAD, «GLISSEMENT SUR RN 54+050,» Médéa, 2021.

[33] «ministere de la trannsition écologique et de la cohésion des trootoire,» [En ligne]. Available: https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/mouvements-de-terrain/les-differents-types-de-mouvements-de-terrains. [Accès le 27 02 2023].

[34] R. .. :. B. ,. A. SAIDANI, «ETUDE GLISSEMENT DE TERRAIN AVEC POSSIBILITE DE TRAITEMENT (CAS : Site 2332 logements AIN DJARDA,» Mémoire de master . UNIVERSITE YAHIA FARES, Médéa, 2022.

[35] F. :Mr. BOUEDJA, «Tectonique actuelle et récente et risquesismique de la région de Constantine,» mémoire de magister.

[36] B. F., «Les méthodes d'analyses de stabilité bul,» *labo.P et CH, Special,* pp. 56-62, 1976.

[37] B. SAMIR, «MODÉLISATION ET INTERACTION RENFORCEMENT SOL POUR LES TALUS INSTABLES,» JUIN 2008. [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/publication/331346442_MODELISATION_ET_INTERACTION_RENFORCEMENT_SOL_POUR_LES_TALUS_INSTABLES.

[38] k. BOULFOUL, «Etude de stabilisation par pieux des glissement de terrain,» Thése doctorat. université batna 2-MUSTAPHA BEN BOULAID , BATNA , 2021.

[39] .Guerfi.H, « Stabilisation des talus renforcés par pieux,» Mémoire de magister, Université de ElHadj Lakhdar., Batna, 2012.